

~~10.877/III sk~~

P.271/51

DIE BAUTECHNIK

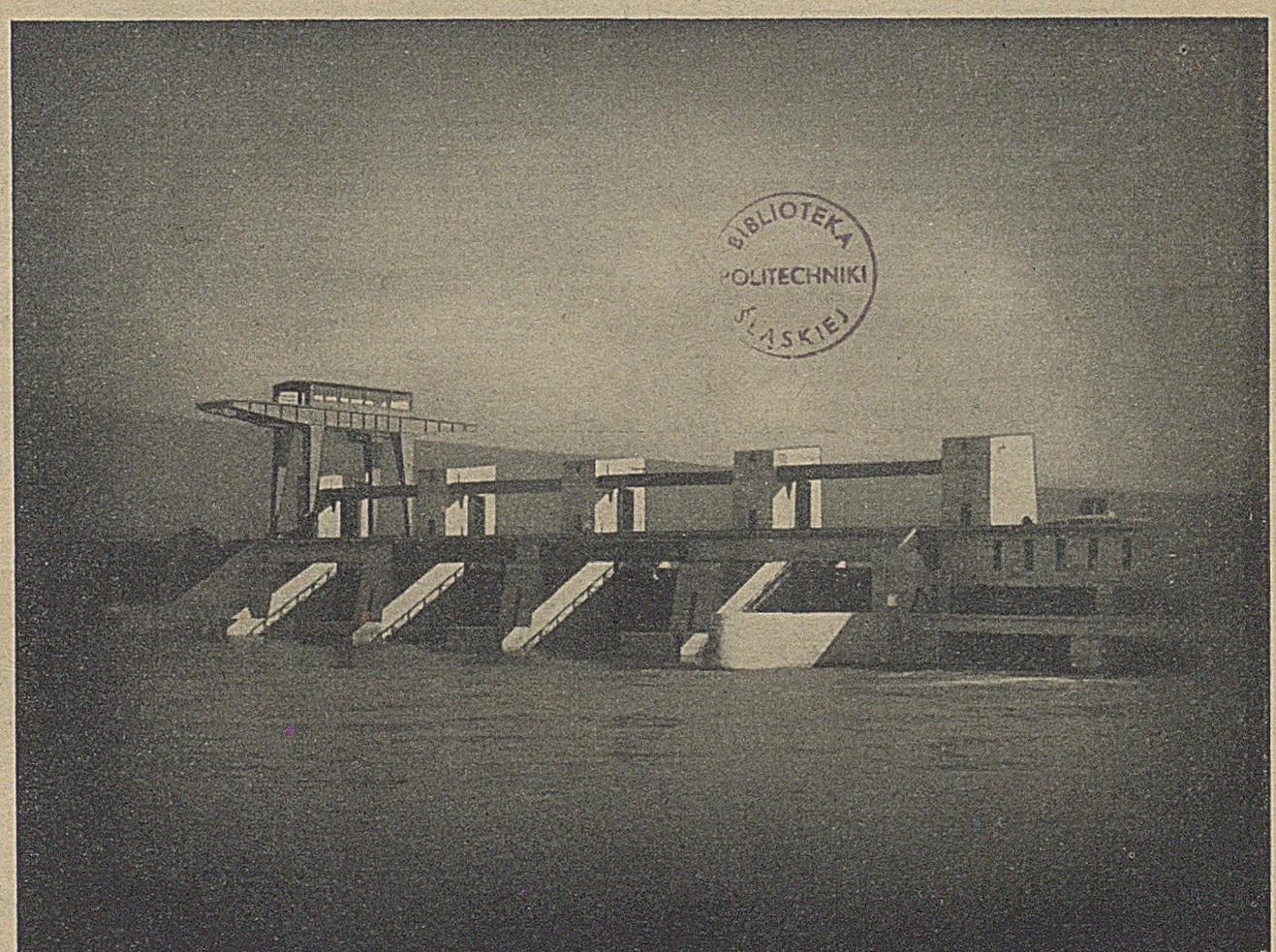
FACHSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN
DER STAHLBAU – ZEITSCHRIFTENSCHAU

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169
Schriftleiter: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, Berlin-Wilmersdorf

28. Jahrgang

Berlin, Februar 1951

Heft 2



M·A·N

STAHLWASSERBAUTEN

WEHR- UND SCHLEUSENANLAGEN, DOCK- UND
SPERRTORE, SCHIFFSHEBEWERKE

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG

Georg Ernst †

Am 1. Januar 1951 waren 100 Jahre seit der Gründung des Verlages Wilhelm Ernst & Sohn verstrichen, eine Zeitspanne stürmischer Entwicklung der Technik, die sich in den Werken des Verlages widerspiegelte und ihn mit aufwärts trug. Dr.-Ing. eht. Georg Ernst, der den Verlag fast während der ganzen Hälfte dieses Jahrhunderts geführt hatte, konnte mit berechtigtem Stolz auf seine eigene Leistung diesem Ehrentage entgegensehen. Das Schicksal hatte es anders bestimmt. Er wurde unmittelbar vor dem Tage abberufen, der in gewisser Weise die Krönung seines Lebenswerkes bedeutet hätte. Dr. Ernst war noch bis Weihnachten voll tätig, fühlte sich allerdings nicht ganz wohl und wollte deshalb kurze Zeit ausspannen. Da erlitt er am ersten Weihnachtstage einen leichten Schlaganfall, der zunächst nicht bedenklich schien, aber am Sylvestertage zum Ende führte.

Georg Ernst wurde am 16. Februar 1880 geboren, als sein Großvater Wilhelm Ernst, der Begründer des Verlages, den Verlag noch leitete. Als er 14 Jahre alt war, starb sein Großvater, und sein Vater Georg Eberhard Ernst übernahm den Verlag. Georg Ernst erhielt eine sehr sorgfältige Ausbildung für den künftigen Beruf, nicht nur in kaufmännischen und buchhändlerischen Dingen, sondern auch in den technischen Wissenschaften und — nicht zuletzt unter dem Einfluß seiner Mutter, einer geborenen Italienerin — in allen Fragen der Kunst. Als im Jahre 1902 sein Vater im besten Mannesalter starb, war er wohl vorbereitet, den „Verlag für Architektur und technische Wissenschaften“ und die mit ihm verbundene „Gropius'sche Buch- und Kunsthandlung“ zu übernehmen. Noch im gleichen Jahre wurde die „Buchdruckerei Gebrüder Ernst“ angegliedert. Durch Vereinbarung mit seinen beiden Brüdern übernahm Georg Ernst im Alter von 22 Jahren die alleinige Leitung aller drei Unternehmen.

Das erste Jahrzehnt unter der Führung von Georg Ernst war eine Zeit stetigen Aufstieges, neuer Aufgaben, ständiger Erfolge. Mit jugendlicher Kraft setzte sich der neue Verlagsherr besonders für die damals aufstrebende Eisenbetonbauweise ein. Er übernahm Anfang 1905 die im Jahre 1901 von Emperger gegründete Zeitschrift „Beton u. Eisen“ (heute „Beton- und Stahlbetonbau“), schuf den „Beton-Kalender“, der seit 1906 alljährlich erscheint, und gab das „Handbuch für Eisenbetonbau“ heraus, dessen erste Auflage (1906—1909) 4 Bände umfaßte, in den weiteren Auflagen aber auf 14 Bände angewachsen ist. Ebenfalls im Jahre 1906 begannen die „Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons“ zu erscheinen (im ganzen 49 Hefte), und im Jahre 1910 wurden die ersten Hefte der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ herausgegeben, deren Reihe heute auf über 100 Hefte angewachsen ist. Daneben erschienen zahlreiche Werke nicht nur über Eisenbeton, sondern aus dem gesamten Gebiete der Architektur und des Bauingenieurwesens.

Der erste Weltkrieg brachte Rückschläge, ernste Schwierigkeiten aber kamen erst nach dem Zusammenbruch und vor allem mit dem Abgleiten und der Vernichtung der Währung. Mit der bittersten Verlust war, daß die beiden amtlichen Zeitschriften, die „Zeitschrift für Bauwesen“ und das „Zentralblatt der Bauverwaltung“, die der Verlag von ihrer Gründung an seit 1851 und 1881 herausgegeben hatte,

mit dem Ende des Jahres 1922 infolge des Währungsverfalles preisgegeben werden mußten. Der Tatkraft von Georg Ernst gelang es jedoch, an ihrer Stelle „Die Bautechnik“ sofort (am 1. Januar 1923), also noch vor der Umstellung der Währung, als eigenes, nicht als amtliches Blatt herauszubringen und sie in überraschend kurzer Zeit zur führenden deutschen „Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen“ zu entwickeln. Die Zeitschrift ist in den nun 28 Jahren ihres Bestehens von Dr. Ernst immer mit besonderer Liebe betreut und gefördert worden, der große Leserkreis des Blattes hat dieser seiner Fürsorge viel zu danken. 1931 konnte das „Zentralblatt der Bauverwaltung“ wieder vom Verlag Willi. Ernst & Sohn übernommen werden.

Gleichzeitig mit der stetigen Entwicklung der „Bautechnik“ gelang es Dr. Ernst, den Verlag in unermüdlicher Arbeit wieder auf die alte Höhe und darüber hinaus zu führen. Die einzelnen Werke und die Sammelwerke können ihrer großen Zahl wegen hier nicht genannt werden, es sei auf die Verlagsverzeichnisse verwiesen. Es möge genügen, daß Verlag, Buchhandlung und Druckerei bei Übernahme der Führung durch Dr. Ernst beschäftigten: im Jahre 1902 25 Angestellte und im Jahre 1936 116 Angestellte.

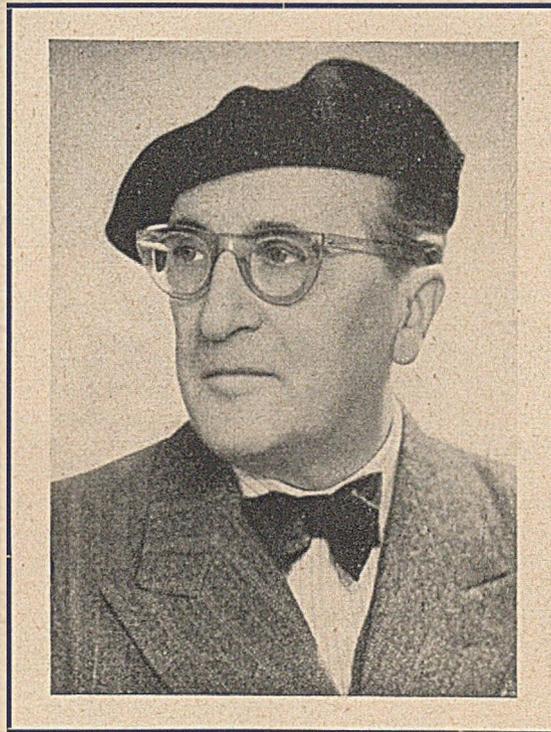
In Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der technischen Wissenschaften, insbesondere auf dem Gebiete des Bauwesens, wurde Georg Ernst von der Technischen Hochschule Danzig am 10. November 1925 die Würde des Dr.-Ing. eht. verliehen.

Mit dem zweiten Weltkriege kam ein erneuter Rückschlag. Neben den rein wirtschaftlichen Schwierigkeiten behinderten die im Kriege erlassenen Zensurbestimmungen die Verlagsarbeit und die Arbeit der Zeitschriften ganz erheblich. Mit dem Zusammenbruch Deutschlands schien dann auch fast das Ende des Verlages gekommen zu sein. Das Verlagshaus und die Druckerei und damit alle Bestände an Büchern, Druckstöcken

und Schrift wurden vernichtet. Aber es gelang Dr. Ernst, in zäher Kleinarbeit in behelfsmäßig wieder hergerichteten Räumen seiner eigenen Wohnung und unter Heranziehung der arbeitsfähig gebliebenen Reste mehrerer Druckereien den Betrieb wieder in Gang zu bringen und langsam aufwärts zu entwickeln. Das zur Hundertjahrfeier soeben erschienene Verlagsverzeichnis nennt vollständig die seit 1945 erschienenen oder heute in Vorbereitung befindlichen rund 200 Werke. Das Verzeichnis ist ein Beleg für die mühselige Arbeit der letzten Jahre, aber auch ein Zeugnis dafür, was ein fester Wille erreichen kann.

Dieser Wille war der des Verlagsherrn. Hohe Achtung dem Manne, der fast fünfzig Jahre lang, allein auf sich gestellt, das von Vater und Großvater übernommene Unternehmen weiter ausgebaut, durch die Wirren zweier Kriege hindurch geführt und nach dem letzten politischen Zusammenbruch aus dem Nichts heraus wieder neu geschaffen hat. Das war nur einem Manne möglich, der über seine Kenntnisse und seinen eisernen, unermüdlichen Fleiß verfügte, der sich durch sein gewinnendes Wesen so weitreichende Beziehungen schaffen konnte, der den Weitblick und die Großzügigkeit eines wirklich königlichen Kaufmannes und Verlegers hatte, und der nicht zuletzt ein warmherziger, allem Schönen und Guten aufgeschlossener und jederzeit hilfsbereiter Mensch war. — Ehre seinem Andenken!

Lohmeyer.



Die Wiederherstellung der Weserkaje am Weserbahnhof in Bremen in den Jahren 1947 und 1948.

Von Dr.-Ing. Wolfram Schenck, Bremen.

Die Kaimauer am Weserbahnhof in Bremen erstreckt sich auf eine Länge von 500 m auf dem rechten Weserufer stromab in direktem Anschluß an das Widerlager-Nord der Eisenbahnbrücke (Lageplan Abb. 1). In den Jahren 1855—59 erbaut, hat sie während ihres nahezu 100jährigen Bestehens mehrere entscheidende Wandlungen durchgemacht¹⁾.

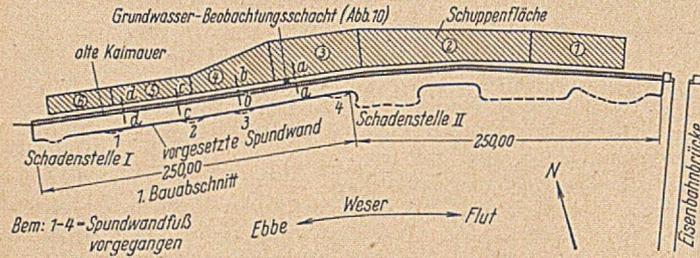


Abb. 1. Lageplan mit Eintragung der zerstörten Kajestrecke.

Zuletzt wurde die Weserkaje in den Jahren 1929—1930 auf ganze Länge durch Vorsetzen einer Stahlspundwand verstärkt, wobei die Vorderkante der Kaje um ca. 12,00 m weserwärts vorgeschoben wurde. Zur Verwendung kamen Larssenbohlen Profil III, 18,40 m lg., die an der Stelle des größten Biegemomentes durch Aufschweißen von Platten 160×10×2600 mm auf der Innenseite jeder Bohle ver-

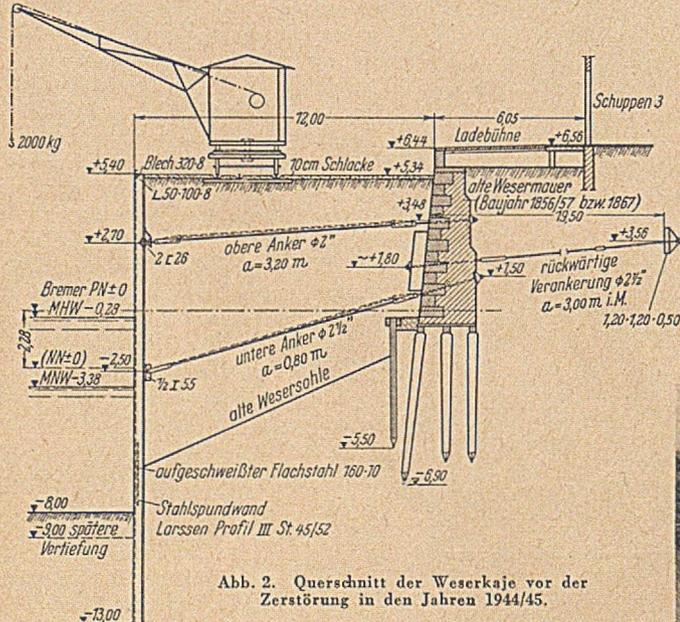


Abb. 2. Querschnitt der Weserkaje vor der Zerstörung in den Jahren 1944/45.

stärkt waren. Die Spundwand wurde mit der alten Kaimauer durch 2 Reihen Anker verbunden²⁾. Trotz des Vorsetzens der Spundwand konnten auch weiterhin Bewegungen an der alten Ufermauer beobachtet werden. Aus diesem Grunde wurde nachträglich an der alten Mauer eine zusätzliche rückwärtige Verankerung eingebaut. Der Querschnitt durch die Kaje in diesem Zustand ist aus Abb. 2 zu ersehen. Die Rammtiefe der Spundwand gestattete eine Vertiefung der Stromsohle vor dem Bollwerk bis -9,00 Bremer P.N. und damit das Anlegen von Schiffen mit 5 m Tiefgang.

In den Jahren 1944/45 hat die Weserkaje, gleichzeitig mit der Zerstörung der westlichen Brückenübergänge über die Weser sowie des Weserbahnhofes durch 10 t-Bombenteppiche, schwer gelitten. Die stromauf gelegenen 250 lfdm der vorgesetzten Spundwand wurden hierbei restlos zerstört (Abb. 3 und 4), während die stromab gelegenen 250 m (1. Bauabschnitt) soweit erhalten geblieben sind, daß eine Wiederherstellung für diesen Teil in erster Linie in Betracht gezogen werden konnte. Zerstörungen sind hier besonders an vier

Stellen zu beobachten, und zwar jeweils auf einer Strecke von 10—20 lfdm. Sie sind in der Hauptsache darauf zurückzuführen, daß einige Bomben nahe vor der Spundwand im Weserflusbett detonierten und durch die entstandenen Kolke, verbunden mit der Sogwirkung, ein Ausweichen des Spundwandfußes an diesen Stellen in größerem und kleinerem Ausmaß weserwärts bewirkten. Hinzu kommen bei



Abb. 3. Bombentreffer bei Schadensstelle II.

Schadensstelle I noch Teilerstörungen der Spundwand in 4—6 m Tiefe unter MNW, so daß hier besondere Maßnahmen erforderlich wurden. Interessant ist dabei, daß die unteren Anker, die in einem Abstand von 0,80 m voneinander angeordnet sind, fast durchweg standgehalten haben, so daß die Wand gerade in Höhe der unteren Ankerlage regelrecht abgeknickt ist (Abb. 6). Während hierbei die innenliegenden Bohlen ohne Beschädigung nur abgelenkt waren, zeigte eine erhebliche Anzahl der außenliegenden Bohlen in dieser

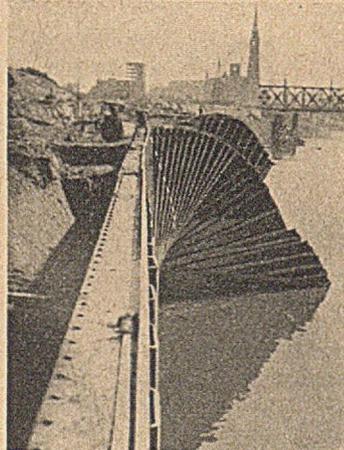


Abb. 4. Durch Bombentreffer herausgeklappte Larssen-Wand (Profil III, St. 45/52).

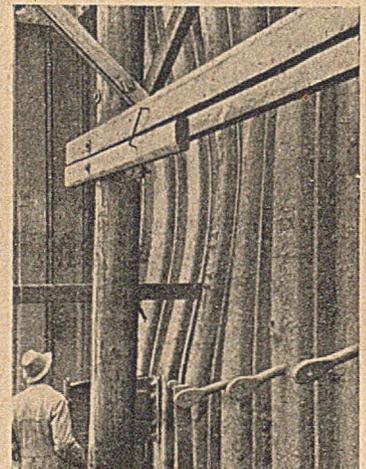


Abb. 5. Durch Bombenwirkung ausgebeulte Larssen-Splundwand am stromab gelegenen Kaje-Abschluß.

Höhenlage Einrisse, die im Schenkel des Profiles vom Schloß ausgehend bis zum Rücken verliefen und zum Teil auch über den ganzen Bohlenrücken reichten. An einigen Stellen, besonders an Schadensstelle I, waren die Außenbohlen regelrecht durchgebrochen, wobei die Bruchstellen um einige cm auseinanderklafften. Bei der Beurteilung des Durchbrechens der Spundbohlen ist auch zu berücksichtigen, daß diese nicht in St 37, sondern in St 45/52 zur Ausführung gekommen sind, der auf Grund seines höheren Kohlenstoffgehaltes eine größere Sprödigkeit gegenüber St 37 besitzt. Im übrigen

¹⁾ Hacker, Der Weserbahnhof in Bremen. Die Weser 1931, Heft 2.

²⁾ Larssen-Handbuch 1938, S. 260/61.

hat sich der Längszusammenhalt der Larssenbohlen so hervorragend gezeigt, daß ihre Schlösser bei dem fächerförmigen Umbiegen der Wand an keiner Stelle herausgesprungen sind.

Der Spundwandteil oberhalb der unteren Ankerlage wies bei den Normalstrecken außer zahlreichen Durchschlägen von Bombensplittern, die leicht zu beseitigen waren, mit einer Ausnahme (Abb. 5), keinerlei besondere Schäden durch Verbenlungen oder Verkrümmungen auf.

Darüber hinaus zeigte die Schadensstelle I nahe der stromab gelegenen Querwand ein besonderes Zerstörungsbild. Durch das Abknicken in Höhe der unteren Ankerlage waren ca. 20 Doppelbohlen an dieser Stelle teils ein-, teils abgerissen. Außerdem war die Spundwand in der Mitte der Schadensstelle bis zu 2 m weserwärts ausgebeult und auf die Länge von 6 Doppelbohlen in 2—6 m Tiefe unter MNW vollkommen zerstört. Abb. 6 zeigt die Zerstörungen der Spundwand in verschiedenen charakteristischen Querschnitten und Ausbeulungen an 3 Horizontalschnitten.

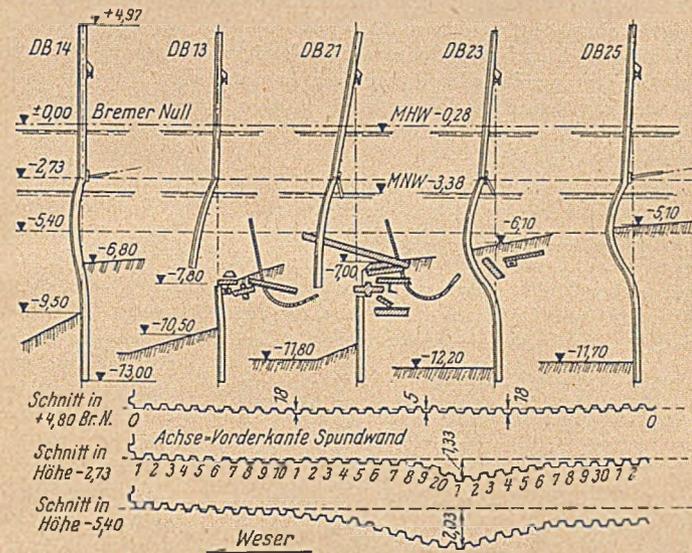


Abb. 6. Zerstörung der Spundwand an der Schadensstelle I.

Die Hinterfüllung war auf der ganzen Länge dieser Schadensstelle trichterförmig ausgespült. Dabei waren 2 Krane in die Grube gestürzt und lagen auf der unteren Ankerreihe. Die oberen Anker im Abstand von 3,20 m waren auf 13 Ankerabständen abgerissen. Von den unteren Ankern waren nur 4 Stück gerissen.

Interessant ist, daß bei den Normalstrecken die Hinterfüllung durchweg um etwa 0,80 m abgesackt war. Die einzige Erklärung ist vielleicht darin zu sehen, daß die untere Ankerlage bei einem Ankerabstand von 80 cm wie ein Rost wirkte und sich die Boden hinterfüllung darüber verspannt und aufgehängt hatte, während sich der darunterliegende Boden setzte. Durch die bei der Detonation dieser schwersten Bomben entstandenen Bodenschwingungen wurde dieser labile Gleichgewichtszustand aufgehoben, und der Boden floß zwischen den Ankern hindurch bis zum Wiederanschluß an die sich vorher abgesetzte Bodenschicht. Trotz der dabei entstandenen großen Zusatzspannungen der unteren Anker sind diese nur an ganz wenigen Stellen beschädigt worden, was auf die Anordnung der sehr langen Gelenklaschen am vorderen und hinteren Ende der Anker zurückzuführen ist. Der schwächste Punkt an den Ankern stellte sich hierbei am Gelenkblatt heraus. Korrosionszustand und Bruchstelle einiger Anker gehen aus Abb. 7 hervor.



Abb. 7. Abgerissene untere Anker, 2 1/2" Ø, an der alten Mauer.

Bei den Überlegungen über die Instandsetzung der Kaje wurde angenommen, daß der Mauerkörper der alten Ufermauer, der bisher zur Aufnahme der Ankerkräfte gedient hatte, auch weiterhin als standsicher anzusehen ist. Die Nachrechnung ergab jedoch, daß an 2 besonders schwachen Mauerquerschnitten (Abb. 1 Querschnitt a—

und c—c) auf deren jeweilige Länge eine zusätzliche rückwärtige Verankerung angeordnet werden mußte.

Der neue, verstärkte Kajequerschnitt geht aus Abb. 8 hervor. Hinter der alten Larssen-Wand Profil III ist im lichten Abstand von 1,50 m eine zweite Spundwand angeordnet, die aus Larssen- bzw. Hoeschbohlen Profil II von 10 m Länge besteht. Die Oberkante dieser

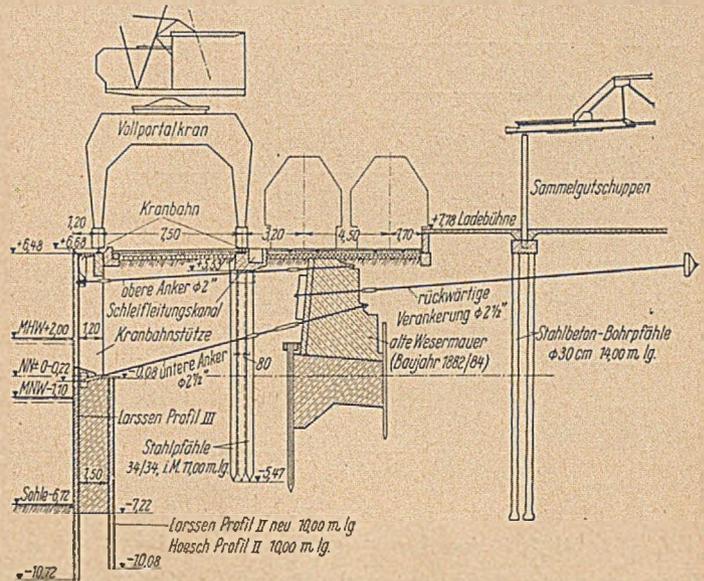


Abb. 8. Kaje-Querschnitt nach der Wiederherstellung.

Spundwand liegt unmittelbar unterhalb der unteren Ankerlage. Der Raum zwischen den beiden Spundwänden ist bis 0,50 m unterhalb der geplanten Flußsohle mit Beton ausgefüllt.

Die so entstehende Betonschürze reicht so hoch, daß alle Spundwände unterhalb der unteren Ankerlage abgedeckt und die Ankeranschlüsse selbst mit einbetoniert sind, wobei die Gelenkigkeit der Anker durch besondere Aussparungen gewahrt bleibt.

Mit der Anordnung der Betonschürze wird erreicht:

1. Sicherung des Spundwandfußes durch Verbindung mit einem „Betonfangedamm“,
2. Entlastung der Larssenbohlen im Bereich der größten Biegemomente. Dies ist insofern von Bedeutung, als ein Teil der Bohlen gerissen und daher nicht mehr als durchlaufender Balken wirken kann. Außerdem ist der Zustand der Spundbohlen in größerer Tiefe nicht bekannt.
3. Abdichtung aller Löcher und Risse und sonstigen Undichtigkeiten in der Larssenwand zwischen der unteren Ankerlage und der Einspannung der Wand im Boden.
4. Glatte Außenwände, also keine störenden Vorbauten.

Oberkante Kaje wurde auf Höhe N. N. + 6,48 m gelegt, wozu die alte Spundwand um im Mittel 1,20 m abgeschnitten werden mußte. Die Kaje ist mit einer Kranbahn ausgerüstet, die zur Aufnahme von Vollportalkränen dient. Die vordere Fahrbahn ist hierbei direkt auf der Betonschürze mittels Stahlbetonstützen gegründet, die hintere Fahrbahn mit Schleifleitungskanal auf einer Reihe von abwechselnd Einzel- und Doppelpfählen aus Stahlbeton mit 34/34 cm Querschnitt und rd. 11,0 m Länge. Die Verankerung der alten Ufermauer ist auf den Strecken a—a und c—c verstärkt durch je 2 übereinanderliegende Anker von 2 1/2" Ø, die im Abstand von rd. 12,0 m hinter der alten Mauer durch 1,80/1,80 m große und 0,50 m dicke Stahlbetonankerplatten gehalten werden.

Für die Standsicherheitsuntersuchung und Konstruktionsgestaltung wurden die in Abb. 9 dargestellten Untergrundverhältnisse, Bodenwerte, Wasserstände, Wasserüberdruck, Nuglast u. a. zugrunde gelegt. Die Berechnung selbst wurde für eine doppelt verankerte Wand mit unterer teilweiser Einspannung aufgestellt, wobei der passive Erd- druck vor dem Spundwandfuß zeichnerisch mittels gekrümmter Gleitflächen nach Krey³⁾ ermittelt wurde. Die Spannungsverteilung für die beiden Spundwände geschah im Verhältnis zu deren Trägheitsmomenten. Als Pollerzug wurde eine Kraft von 30 t, die unter einem horizontalen Winkel von 40° angreift, angenommen. Die

³⁾ K r e y, Erd- druck, Erdwiderstand, 5. Aufl. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

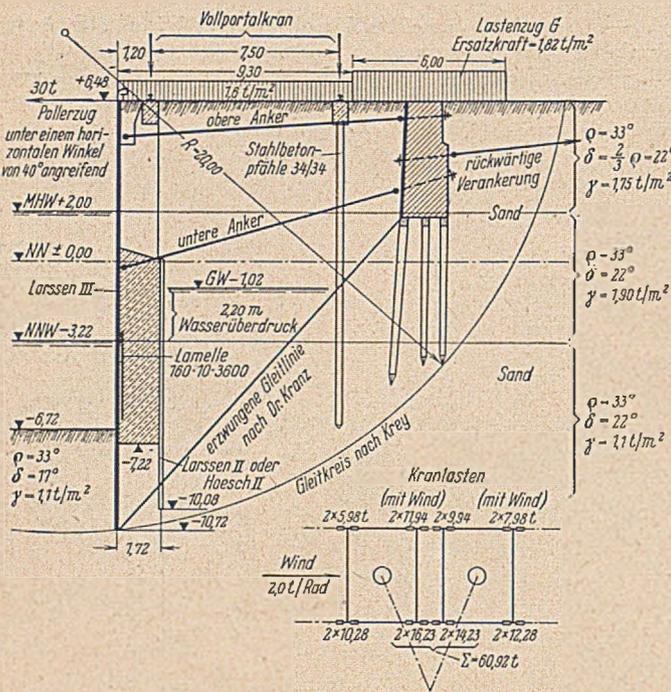


Abb. 9. Statische Übersicht und Berechnungsannahmen.

Untersuchung der Verankerungsstabilität und damit die Berechnung der Teile der Ankerkräfte, die von der alten Kaimauer als Ankerwand aufgenommen werden konnten, wurde nach dem Verfahren von Dr. Kranz⁴⁾ durchgeführt. Hierbei wurde die erzwungene Gleitlinie, von Unterkante vordere Spundwand ausgehend nach der vorderen Unterkante der alten Mauer verlaufend, angenommen, der alte Pfahlrost also unberücksichtigt gelassen.

Dies ist insofern berechtigt, als der Pfahlrost heute nach den verschiedenen Niederwasserregulierungen der Weser von dem Grundwasser nicht mehr erreicht wird und somit der Zerstörung anheimfällt, wie Aufgrabungen auch bereits bewiesen haben. Mit einer Standfestigkeitsuntersuchung mittels Gleitkreis nach „Krey“^{4b)} wurde die Reihe der statischen Ermittlungen abgeschlossen, wobei die Sicherheit ohne und mit Einbeziehung der rückwärtigen Verankerung der alten Mauer festgestellt wurde.

Zur Prüfung des tatsächlich auftretenden Wasserüberdruckes hinter der alten Wesermauer waren später Grundwasserbeobachtungen durchgeführt worden, wobei der Grundwasserstand gleichlaufend mit dem Weseraußenwasser gemessen wurde. Die Auftragung der Ergebnisse zeigt Abb. 10. Es läßt sich daraus deutlich erschen, daß der Grundwasserwechsel zeitlich immer etwas hinter dem Tidewechsel liegt und der tatsächlich vorhandene Wasserüberdruck bei MNW i. M. 1,60 m beträgt. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, daß der Grundwasserbeobachtungsbrunnen direkt hinter der alten Wesermauer lag, jedoch immer noch ca. 14,0 m hinter der äußeren Spundwand.

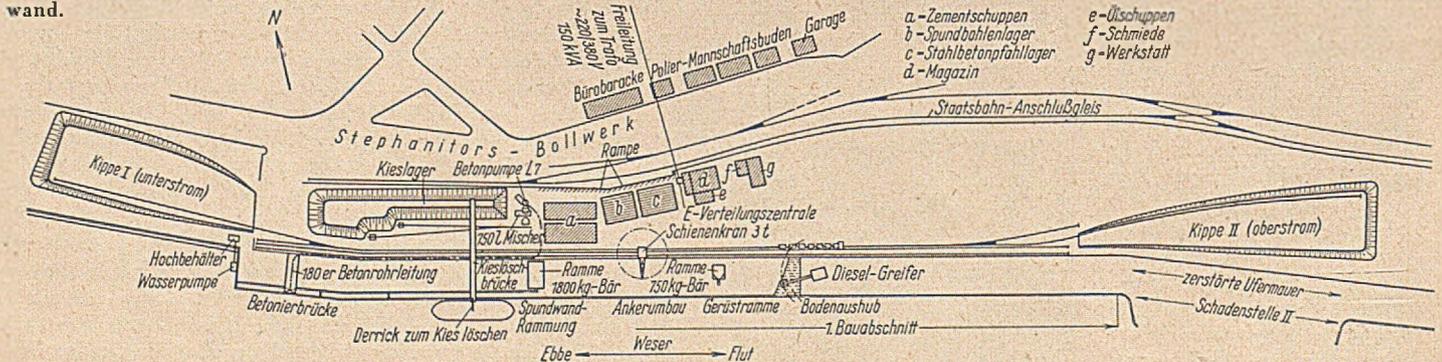


Abb. 11. Baustelleneinrichtungsplan.

Bauausführung:

Infolge erheblicher Trümmermassen stand für die Baustelleneinrichtung nur ein verhältnismäßig schmaler Geländestreifen längs der

⁴⁾ Kranz, Über die Verankerung von Spundwänden. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn.

Baugrube zur Verfügung. Wie sich die Einrichtung dem anpaßte, zeigt Abb. 11. Im einzelnen gestaltete sich die Ausführung wie folgt (Abb. 12, a—g):

Voraus arbeitete ein Diesel-Raupen-Greifbagger mit 0,55 m³ Greiferinhalt, der den Boden aushob (Abb. 12a) bei gleichzeitigem Ausbau der oberen Anker. Der Sandboden wurde mit 60er-Spur-Gerät auf 2 Zwischenlagerkippen gebracht, die sowohl ober- wie unterwasserseitig der Baustelle angelegt waren. Unmittelbar dahinter, innerhalb der Baugrube laufend, wurde eine Rohrgerüst-Reihenramme mit 750 kg Freifallbär auf einem Planum 0,50 m über MHW eingesetzt, welche die Pfähle für ein niederes Rammgerüst (Abb. 12b) schlug. Auf dem fertig verzimmerten Rammgerüst folgte eine gleichartige, jedoch schwerere Ramme mit einem 1800 kg Freifallbär, auf Unterwagen montiert, und schlug die rückwärtige Stahlspundwand Profil II, 10 m lang (Abb. 12c und Abb. 13). Die unteren Anker mußten zu diesem Zweck gelöst und nachträglich wieder eingebaut werden. Eine wesentliche Erleichterung, auch für die nachfolgenden Arbeitsgänge entstand dadurch, daß zunächst nur jeder vierte Anker wieder eingebaut werden mußte (Abb. 13), was mit Rücksicht auf die wesentlich entlastete Spundwand zulässig war. Zur weiteren Entlastung der Spundwand und Schaffung eines schnellen Wasserspiegelausgleichs während des Bauzustandes wurden in gewissen Abständen Entlastungsöffnungen in Höhe NNW bis MNW in die Spundwand eingeschnitten.

Als nächster Arbeitsgang folgte der Bodenaushub unter Wasser zwischen den beiden Spundwänden bis auf 7,50 m Tiefe unterhalb Oberkante der hinteren Spundwände bei gleichzeitiger Absteifung der beiden Spundwände gegeneinander (Abb. 12d). Hierfür wurde wieder der Greifbagger nach seinem Freiwerden eingesetzt, der, ebenfalls auf einem Unterwagen montiert, auf dem Hilfsgerüst lief. Diese Art des Unterwasseraushubs innerhalb der Spundwandschürze hat

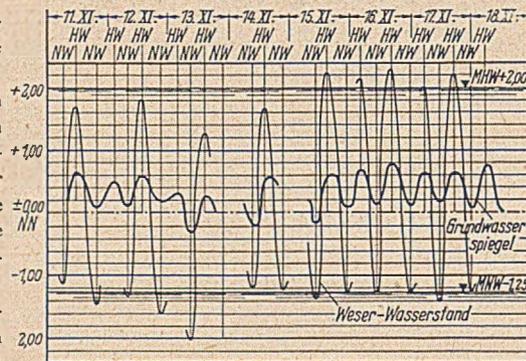


Abb. 10. Vergleich zwischen Grund- und Außenwasser.

sich gut bewährt, nachdem verschiedene Versuche, den Boden mittels Kreisel- oder Mammutpumpe zu entfernen, infolge des ungeeigneten Bodenmaterials fehlgeschlagen waren.

Dicht hinter dem Unterwasser-Bodenaushub folgte das Einsetzen der Querschotten für den Unterwasserbeton (Blocklänge zwischen den Querschotten 12,80 m), was ebenfalls durch den Greifer bewerkstelligt wurde (Abb. 12e). Als Schotten wurden ganze Spundwandtafeln verwendet, die bei der Schadensstelle I aus der zerstörten Wand herausgeschnitten worden waren. Die Schotten wurden beiderseitig in die Spundwandwellen

eingeschoben und die Anschlüsse mittels Taucher gedichtet; sie verblieben im Beton. Jetzt wurden die noch fehlenden unteren Anker sorgfältig eingebaut und alle Anker gleichmäßig angespannt. Die Spundwand konnte in diesem Zustand nur in ganz geringem Umfang

ausgerichtet werden. Um den Wiedereinbau der unteren Anker zu erleichtern und ein Anspannen zu ermöglichen, wurden die Anker nach dem Ausbau in der Werkstatt etwa 1 m vom hinteren Gelenkpunkt durchgeschnitten und ein Spannschloß eingesetzt. Abgesehen davon, daß die Arbeiten an den unteren Anker eine reine Tidearbeit waren, ließ sich der Einbau damit verhältnismäßig leicht bewerkstelligen.

Im nächsten Arbeitsgang wurde der Beton im Kontraktorverfahren eingebracht (Abb. 12f). Hierzu war ein besonders gebauter Betonierwagen eingesetzt, der hinter dem Bagger ebenfalls auf dem Hilfsgerüst lief und der es erlaubte, zwei Kontraktorrohre mit 300 mm Φ im Abstand von 6 m aufzuhängen. Der Beton selbst wurde von einer Betonpumpanlage (1000-l-Kaisermischer mit Torkretbetonpumpe Typ L 7) mittels einer Rohrleitung von 180 mm Φ an die Verwendungsstelle gebracht. Da sich jedoch in der Folge herausstellte, daß sich die Betonoberfläche unter Wasser sehr flach (1 : 4 bis 1 : 6) einstellte, wurde später die durch die Schotten gebildete Blocklänge von 12,80 m mit einem Rohr allein beschriftet. Ursprünglich sollte angestrebt werden, jeden Block in einem Zuge hochzuheben (rd. 170 m³). Mit Rücksicht auf die allgemeinen Verhältnisse (siehe unten) mußte jedoch eine waagerechte Arbeitsfuge je Block in Kauf genommen werden.

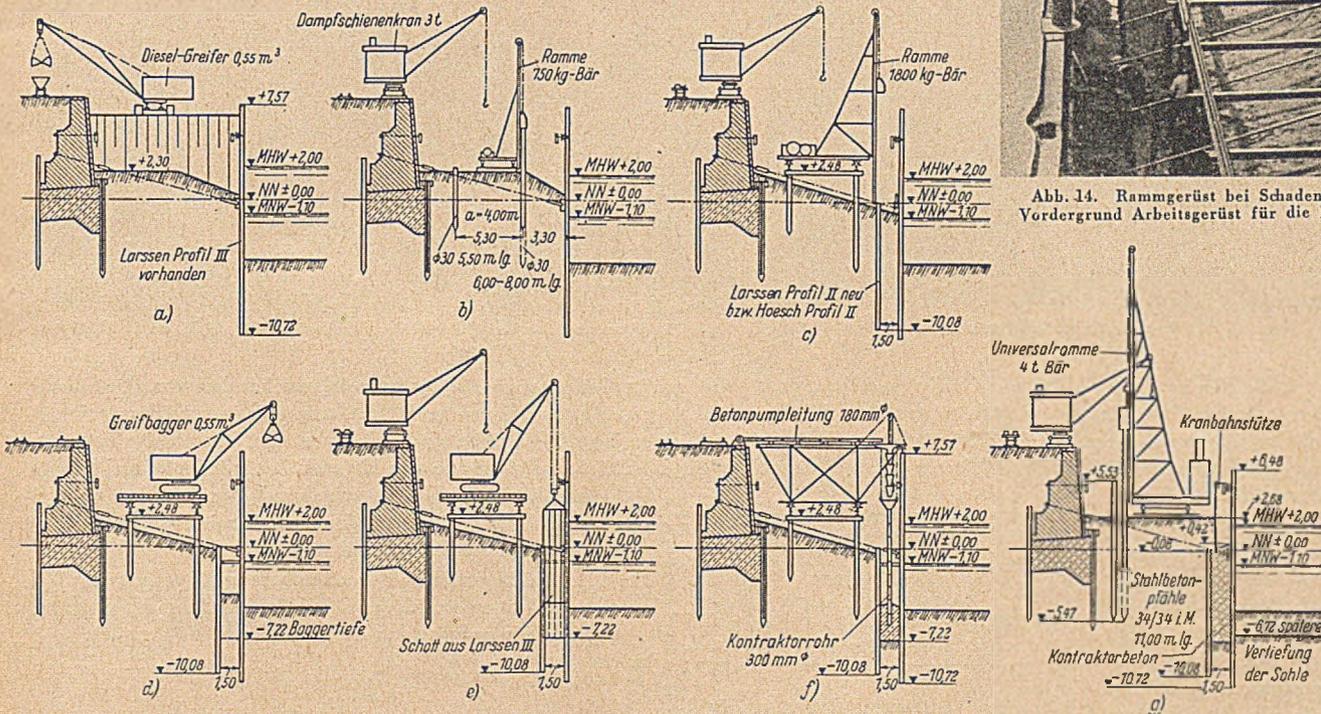


Abb. 12 a—g. Bauausführung in Einzeldarstellungen.

Es war beabsichtigt, die einzelnen Arbeitsvorgänge so hintereinander ablaufen zu lassen, daß die Wirkung eines „Laufenden Bandbetriebes“ entsteht. Es zeigte sich jedoch in der Folge, daß die mangelhafte Gestaltung von Arbeitskräften, die unregelmäßige und zum Teil stark verzögerte Anlieferung der Baustoffe, der Geräteausfall durch Schwierigkeit in der Ersatzteilbeschaffung, die erhöhte Leistungsminderung der Gefolgschaftsmitglieder infolge mangelhafter Ernährung usw. einen derartig bis ins letzte geplanten und organisierten Bauvorgang nicht zuließen, so daß ein schleppender Baufortschritt in Kauf genommen werden mußte. Mit dem Tage der Währungsreform änderten sich die Verhältnisse jedoch sehr bald.

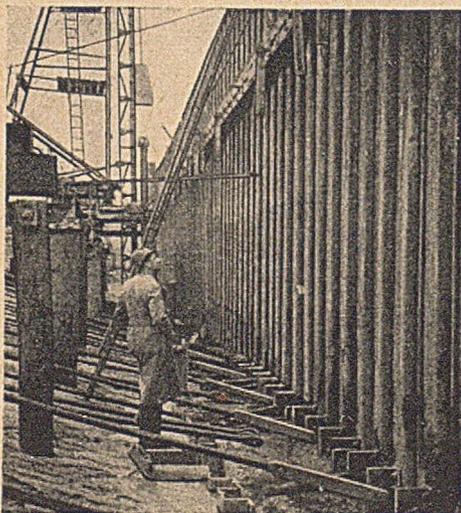


Abb. 13. Rammung der rückwärtigen Spundwand Hoesch II, 10,0 m lang (z. Zt. der Aufnahme herrscht Niedrigwasser).

Abweichend von diesem einheitlichen Bauprogramm mußte

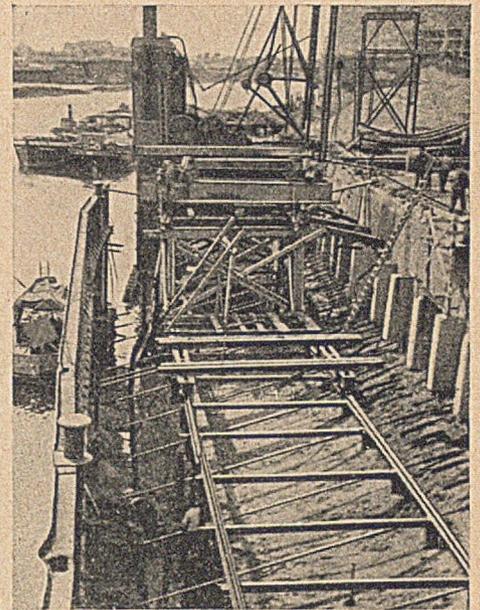


Abb. 14. Rammgerüst bei Schadensstelle I, im Vordergrund Arbeitsgerüst für die Normalstrecke.

die Schadensstelle I wieder hergestellt werden. Hier war das, wie oben beschrieben, so stark beschädigte Spundwandstück auf 16 m Länge zu beseitigen und durch Neurammung einer entsprechenden Spundwand zu ersetzen. Zu diesem Zweck wurde die Oberkante des Rammgerüsts an dieser Stelle auf die Höhe der alten Spundwand gelegt und hierauf eine Menck-Rohrgerüstramme Typ MR 27 auf Unterwagen montiert (Abb. 14). Ein Ziehen der alten Spundbohlen war wegen ihrer starken Beschädigung nicht möglich, deshalb wurde die zu beseitigende Wand, bestehend aus 20 1/2 Doppelhohlen, durch senkrechte und waagerechte Über- und Unterschnitte in einzelne Tafeln zerlegt. Ein Horizontalschnitt wurde im Tidebetrieb unmittelbar in Höhe der unteren Anker geführt (Abb. 15), der zweite unter Wasser etwa 1,50 m unterhalb der vorgesehenen Flußsohle. Die einzelnen Tafeln umfaßten 3—5 Doppelhohlen (max. Gewicht 4,5 t), so daß über und unter Wasser je 5 Teilstücke entstanden. Die Ramme MR 27, die hierbei als Kran diente, hob die Tafeln ab und setzte sie an Land. Die auch weiterhin als Kranramme eingesetzte Ramme MR 27 schlug mit dem Schnellschlaghammer VR 20 sowohl die rückwärtige Spundwand Larssen II, 10 m lang (Abb. 15), als auch die zu ersetzenden Bohlen der vorderen alten Spundwand Larssen III und IV, 18 m lang. Diese wurden dicht hinter dem stehengebliebenen Fuß der ehemaligen Wand gerammt und auf beiden Seiten durch besondere Paßbohlen an die bestehende Wand angeschlossen.

Im weiteren Verlauf wurde die Schadensstelle I wie die Normalstrecke behandelt. Das Abschneiden und die Neurammung der Spundwände an der Schadensstelle I setzte voraus, daß hier zuvor umfangreiche Räumungsarbeiten unter Wasser durchgeführt wurden, die

ihrer Art nach besonders schwierig und zeitraubend waren. Es handelte sich hierbei insbesondere um die Beseitigung von zum Teil vollkommen versandeten Teilen der herabgestürzten Krane, Gleise, Ankerplatten, Verankerungskonstruktionen und Teilen der zerstörten Spundwand. Ferner waren Faschinen und Packlagen der ehemaligen Sohlenbefestigung wegzuräumen. Hierbei ergaben sich besondere Erschwernisse durch ständiges Nachrutschen und Vollspülen der vom Taucher geschaffenen Arbeitsmulde im Tidewechsel sowie Kolkungen des Stromes.

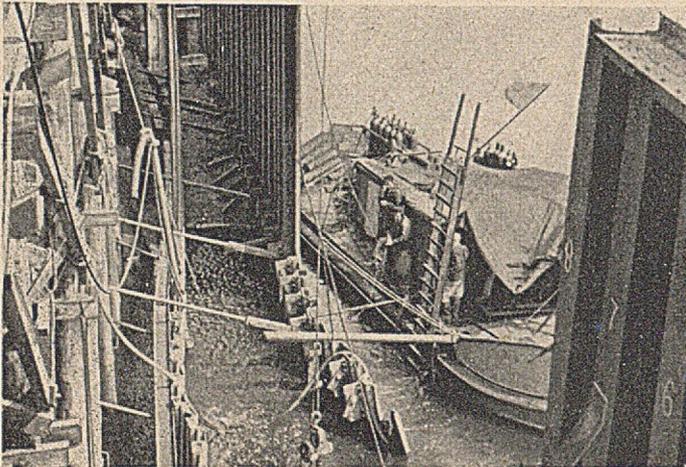


Abb. 15. Wiederherstellung Schadensstelle I.

Holm neu aufgesetzt und sämtliche Durchschläge und Risse in der Spundwand durch Aufschießen von Blechen gedichtet. Es konnten nun die endgültige Verfüllung vorgenommen und die Kranbahnbalken betoniert werden.

Die Nachrechnung der schwächsten Querschnitte der alten Wesermauer ergab, daß deren Standsicherheit nicht durchweg gewährleistet war, weshalb hier eine zusätzliche Verankerung eingebaut werden mußte. Abb. 18 zeigt deren Konstruktion in allen Einzelheiten. Daß jeweils ein Doppelanker verwendet wurde, lag lediglich daran, daß

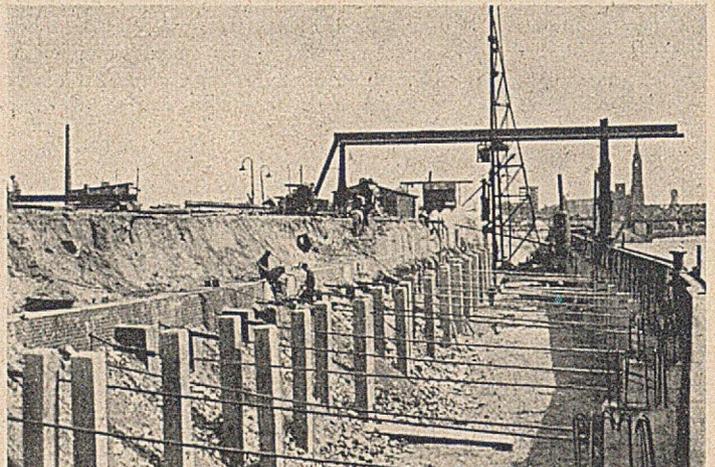


Abb. 16. Rammung der Kranbahnpfähle (Stahlbetonpfähle 34/34 cm i. M. 11,0 m lang). Rammtiefe 7,50 m im Sand.

Nachdem nunmehr die unteren Anker vollständig eingebaut und die Betonschürze eingebracht waren — die Stahlbetonstützen für die vorderen Kranbahnträger wurden im Anschluß sofort hochgeführt — konnte die Baugrube wieder verfüllt und mit Wasser eingeschlemmt werden, was zunächst bis Kote + 0,40 geschah. Auf diesem Planum wurde eine Universalramme mit einem 4-t-Dampfzylinderbär eingesetzt (Abb. 12g), mit der die Stahlbetonpfähle 34/34 cm, 11,0 m lang, der hinteren Kranbahngründung eingerammt wurden (Abb. 16). Die Pfähle, die ein Gewicht von ca. 3,0 t hatten, ließen sich mit dem schweren Bär bei einer Fallhöhe von nur 0,50 m und einer Rammtiefe von 7,50 m mit nur einer Ausnahme ohne jede Beschädigung in den Sandboden eintreiben. Die Pfähle haben im Bauwerk eine max. Last von 60 t zu übernehmen. Während der Rammung wurden für jeden Pfahl die Eindringungen in den letzten 3 Hitzes gemessen. Abb. 17 bringt die Häufigkeitskurve für die Eindringungen der Pfähle beim letzten Schlag in Verbindung mit der Kurve für den dynamischen Eindringungswiderstand Q_{dyn} , woraus sich sofort die Einheitlichkeit der Pfahlgründung ablesen läßt³⁾. Auch wenn hier die Relation zwischen dem dynamischen Eindringungswiderstand und der statischen Tragfähigkeit nicht bekannt ist, zeigt doch die Kurve von Q_{dyn} , daß eine ausreichende Sicherheit gegeben ist.

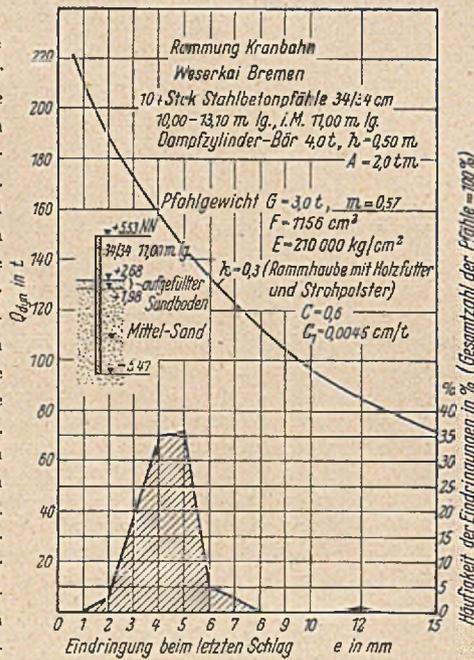


Abb. 17. Häufigkeitskurve der Pfahleindringungen je Schlag in der letzten Hitze.

der größte Teil dieses Materials hauseitig vorhanden war. Die Durchbohrung der alten Mauer zur Herstellung der Ankerlöcher erfolgte mit einer Ingersoll-Stoßbohrmaschine von der Wasserseite aus, beginnend mit einer Bohrkronen von 110 mm ϕ stufenweise auf 85 mm herabgehend. Die Betonankerplatten wurden an Ort und Stelle betoniert, der Boden mittels eines Greifbagers ausgehoben und wieder verfüllt.

Die Bauarbeiten begannen bereits Mitte August 1946 mit den erforderlichen Aufräumungs- und Bergungsarbeiten und wurden im Dezember 1948 beendet.

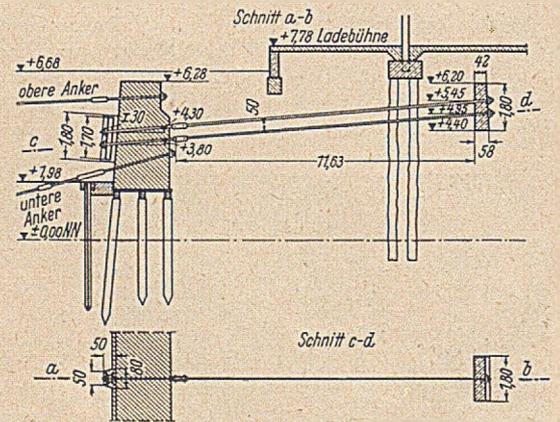


Abb. 18. Rückwärtige Verankerung der alten Mauer.

Insgesamt wurden geleistet: 3200 m³ Beton und Stahlbeton, davon 2600 m³ Unterwasserschüttbeton (Kontraktorbeton), Rammung von 2600 m² Stahlspundwänden und 1150 lfdm. Stahlbetonpfählen, 45 000 m³ Bodenbewegung und 1500 m³ Abbruchmauerwerk der Kaimauer und Schuppenfundamente; dabei waren ca. 42 000 Tagewerke erforderlich. Der Geräteeinsatz betrug 210 t.

Die Ausführung der Arbeiten wurde seitens des Hafenausschusses Bremen der Firma Philipp Holzmann AG., Zweigniederlassung Bremen, übertragen.

³⁾ Schenck, Der Rammpfahl, neue Erkenntnisse aus Theorie und Praxis. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin. In Vorbereitung.

Berechnung durchgehender Rahmen mit dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen.

Von Bauing. Walter Hermann, Berlin.

Dreigliedrige Elastizitätsgleichungen sind wegen der einfachen Auflösung bei der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke von großer praktischer Bedeutung. Da die Diagonalwerte der Matrix stets größer sind als die übrigen Beiwerte, sind die Voraussetzungen für geringe Fehlerhäufungen gegeben. Für durchgehende Rahmen kann man sie wegen der geradlinigen Knotenpunktverbindungen bei Zugrundelegung der Momente als Ueberzählige in der Form der Clapeyronschen Gleichungen anwenden, für die die Belastungsglieder als Kreuzlinienabschnitte oder in anderer Form festliegen. Die Winkeländerungen bei seitlicher Verschiebung werden hierbei auf der linken Seite der Arbeitsgleichungen berücksichtigt.

Man erhält beispielsweise für

$$X_b : \pm 1 \cdot \vartheta = \int \frac{M \cdot M_b \cdot dx}{E \cdot J_c} = \frac{1}{E \cdot J_c} \int (M_0 - X_a \cdot M_a - X_b \cdot M_b - X_c \cdot M_c) \cdot M_b \cdot dx + E \cdot J_c \cdot \vartheta = \int M_0 \cdot M_b \cdot dx - X_a \int M_a \cdot M_b \cdot dx - X_b \int M_b^2 \cdot dx - X_c \int M_c \cdot M_b \cdot dx$$

$$X_a \cdot \vartheta_{ba} + X_b \cdot \vartheta_{bb} + X_c \cdot \vartheta_{bc} = \vartheta_{b0} \pm E \cdot J_c \cdot \vartheta$$

oder in der Form der Clapeyronschen Gleichungen mit den bekannten Umformungen: $X_a = -M_a, l_1' = \frac{l_1 \cdot J_c}{J_1}$ usw. und Erweiterung mit 6:

$$M_a \cdot l_1' + 2 M_b \cdot l_1' + 2 M_b \cdot l_2' + M_c \cdot l_2' = B \pm 6 \cdot E \cdot J_c \cdot \vartheta.$$

Gegenüber dem 4-Momentensatz läßt sich also auch bei seitlicher Verschiebung die gewöhnliche Form der Gleichungen beibehalten. Das ϑ -Glieder wird durch einen zweiten Rechnungsgang bzw. durch eine erweiterte Matrix berücksichtigt. Die Annahme einer in Riegelhöhe wirkenden gedachten Gegenkraft zur Aufhebung der Labilität kann hier entbehrt werden, da diese immer gleich 0 sein muß.

Es soll als Beispiel das untenstehende 6-fach statisch unbestimmte Rahmensystem untersucht werden (Abb. 1). Mit der angenommenen Verschiebung und der Vorzeichenfestsetzung für die Momente bei der üblichen Vernachlässigung der Normalkräfte ergeben sich die folgenden Gleichungen:

$$2 M_1 \cdot h' + M_a \cdot h' + 6 \cdot E \cdot J_c \cdot \vartheta = -k_{rh} \cdot h' \quad (\text{Gl. 1})$$

(k_{rh} = Kreuzlinienabschnitt)

daraus:

$$M_1 = -(M_a + k_{rh}) \cdot 1/2 - 3 E J_c \vartheta \cdot 1/h \quad (\text{Gl. 2})$$

$$M_1 \cdot h' + 2 M_a (h' + l_1) + M_b \cdot l_1' = -k_{rh} \cdot h' - k_{r1} \cdot l_1' + 6 E J_c \vartheta \quad (\text{Gl. 3})$$

Der Wert von M_1 aus Gl. 2 in Gl. 3 eingesetzt, ergibt:

$$1,5 \cdot M_a \cdot h' + 2 M_a \cdot l_1' + M_b \cdot l_1' = (k_{rh} \cdot 1/2 - k_{rh}) \cdot h' - k_{r1} \cdot l_1' + 9 E J_c \vartheta \quad (\text{Gl. 4})$$

Werden M_{II} und M_{III} in ähnlicher Weise eliminiert, berücksichtigt man ferner, daß $M_0 = M_c - M_b$ ist, so erhält man die Matrix in Form von 3-gliedrigen Gleichungen für die aufeinanderfolgenden Riegelmomente (vgl. Stahlbau-Handbuch 1949/50, S. 179).

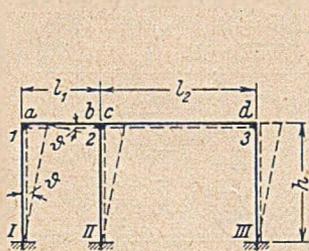


Abb. 1.

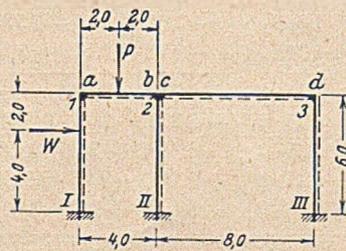


Abb. 2.

Für unser Beispiel ergibt sich mit den angegebenen Abmessungen bei Annahme eines konstanten J folgende Matrix (Abb. 2):

M_a	M_b	M_c	M_d	Lastwert
17	4			$B_a + 9 E J_c \vartheta$
4	17	-9		$B_b - 9 E J_c \vartheta$
	-9	25	8	$B_c + 9 E J_c \vartheta$
		88	25	$B_d - 9 E J_c \vartheta$

Die Rechnung wird durchgeführt mit einer Kraft P von 10,0 t in der Mitte des 1. Feldes und einer Windkraft W = 10 t in 2/3 Höhe des 1. Stieles. Der Rechnungsgang wird daraus ohne weiteres verständlich.

A. Mit 2 Rechnungsgängen.

Zur Vereinfachung der Rechnung und zur Erlangung größerer β -Werte wird die Matrix zunächst durch 4 dividiert. Für die Ermittlung der Einflußlinien wäre eine Kürzung durch 6 zweckmäßiger gewesen, die β -Werte lassen sich aber durch Multiplikation mit $6/4 = 1,5$ ohne weiteres auf diese Form bringen. Die konjugierte Matrix wird mit Hilfe der beiden Kettenbrüche für β_{11} und β_{44} leicht ermittelt (vgl. Lewy, Eisenbau 1917).

$$\beta_{11} = \frac{1}{4,25 - 1 \cdot 1} = \frac{1}{4,25 + 2,25} = \frac{-2,25}{6,25 - 2 \cdot 2} = \frac{2}{6,25}$$

$$i = -0,32; \quad 0,40; \quad -0,299; \quad \beta_{11} = 0,253$$

$$\beta_{44} = \frac{1}{6,25 - 2 \cdot 2} = \frac{2}{6,25 + 2,25} = \frac{-2,25}{4,25 - 1 \cdot 1} = \frac{1}{4,25}$$

$$r = -0,235; \quad 0,56; \quad -0,401; \quad \beta_{44} = 0,1835.$$

M_a	M_b	M_c	M_d	
4,25	1			
1	4,25	-2,25		
	-2,25	6,25	2,0	
		2,0	6,25	
<hr/>				
	-0,299	0,40	-0,32	
<hr/>				
0,2530	-0,0757	-0,0303	0,0097	-0,235
-0,0757	0,3220	0,1290	-0,0412	0,560
-0,0303	0,1290	0,2300	-0,0735	-0,401
0,0097	-0,0412	-0,0735	0,1835	

Die Auflösung des Kettenbruches erfolgt von dem letzten Gliede, beispielsweise ist $i_1 = \frac{2}{6,25} = 0,32, i_2 = \frac{2,25}{6,25 - 2 \cdot 0,32} = 0,40$ usw.

Man erhält als Endwert β_{11} und β_{44} und daraus mit den i - bzw. k -Werten die Matrix. So ist beispielsweise $-0,0757 = -0,253 \cdot 0,299$ bzw.

$-0,0735 = -0,1835 \cdot 0,401$ und $0,322 = 0,0757 \cdot \frac{1}{0,235}$ usw. (Automatische Kontrolle, Endwerte $-0,0412$ und $0,0097$ müssen horizontal und vertikal gleich sein.)

a) P = 10,0 t in der Mitte von l_1 .

1. Rechnungsgang ohne Berücksichtigung der seitlichen Verschiebung.

$$k_{r1} = k_{r2} = \frac{3}{8} \cdot 10 \cdot 4 = 15; \quad B_a = B_b = -15 \cdot 4 \cdot 1/4 = -15.$$

Sämtliche Momente hier und in dem Folgenden in tm.

$$M_a' = -15 \cdot (0,2530 - 0,0757) = -2,66$$

$$M_b' = -3,70; \quad M_c' = -1,48; \quad M_d' = 0,472; \quad M_1' = -2,66; \quad M_2' = 2,22$$

$$M_3' = -0,472; \quad M_1'' = 1,33; \quad M_{II}'' = -1,11; \quad M_{III}'' = 0,236.$$

2. Rechnungsgang.

$\frac{9}{4} \cdot E J \vartheta$ werden gleich 1 gesetzt (Kürzung zur Rechnungsvereinfachung).

M_a	M_b	M_c	M_d	Lastwert
$2 l_1' + 1,5 h'$	l_1'			$B_a + 9 E J_c \vartheta$
l_1'	$2 l_1' + 1,5 h'$	$-1,5 h'$		$B_b - 9 E J_c \vartheta$
	$-1,5 h'$	$2 l_2' + 1,5 h'$	l_2'	$B_c + 9 E J_c \vartheta$
		l_2'	$2 l_2' + 1,5 h'$	$B_d - 9 E J_c \vartheta$

Man erhält:

$$M_a^1 = 0,253 + 0,0757 - 0,0303 - 0,0097 = 0,2887$$

$$M_b^1 = -0,2275; M_c^1 = 0,1442; M_d^1 = -0,2061; M_1^1 = 0,2887$$

$$M_2^1 = 0,3717; M_3^1 = 0,2061$$

$$M_I^1 = -0,1443 - 1,34 \cdot 1/6 = -0,3673; (3 \cdot E J \vartheta = 3 \cdot 4 \cdot 1/9 = 1,34)$$

$$M_{II}^1 = -0,4088; M_{III}^1 = -0,326.$$

Bezeichnet man nach Beyer, Statik im Eisenbetonbau, die Querkraft am oberen Ende des Pfostens k mit T_k , so setzt sich diese zusammen aus T_{k_0} bei gelenkigem Anschluß, T_{kM} bei $\vartheta = 0$ und T_{k_1} für $E J \vartheta = 1$. Mit W als Komponente in Riegelhöhe wird:

$$\sum W + \sum_1^n T_k = 0; \quad \sum W + \sum_1^n (T_{k_0} + T_{kM} + \varphi T_{k_1}) = 0$$

$$\varphi = - \frac{\sum W + \sum (T_{k_0} + T_{kM})}{\sum T_{k_1}} \quad (Gl. 5)$$

In obigem Beispiel ist $\sum W = 0; \quad \sum T_{k_0} = 0$

$$\sum T_{kM} \cdot h = 1,368; \quad \sum T_{k_1} \cdot h = -1,9686$$

$$\varphi = \frac{1,368}{1,9686} = 0,695.$$

Damit ergeben sich die endgültigen Momente:

$$M_a = -2,66 + 0,695 \cdot 0,2887 = -2,46$$

$$M_b = -3,70 - 0,16 = -3,86$$

$$M_c = -1,48 + 0,10 = -1,38$$

$$M_d = 0,472 - 0,143 = 0,33$$

$$M_1 = -2,46; \quad M_2 = 2,48; \quad M_3 = -0,33$$

$$M_I = 1,33 - 0,255 = 1,075; \quad M_{II} = -1,110 - 0,284 = -1,394$$

$$M_{III} = 0,236 - 0,226 = 0,01.$$

b) $W = 10,0 \text{ t}$ in $2/3$ Höhe des I. Stiels.

1. Rechnungsgang.

$$k_{rl} = \frac{10 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 10}{36} = 22,2; \quad k_{rh} = \frac{80}{36} \cdot 8 = 17,76.$$

$$B_a = (17,76 \cdot 1/2 - 22,2) \cdot 6,0 \cdot \frac{1}{4,0} = -20$$

$$M_a^1 = -0,253 \cdot 20 = -5,06; \quad M_b^1 = 2 \cdot 0,757 = 1,514$$

$$M_c^1 = 0,606; \quad M_d^1 = -0,194$$

$$M_1^1 = -5,06; \quad M_2^1 = -0,908; \quad M_3^1 = 0,194$$

$$M_I^1 = -(17,76 - 5,06) \cdot 1/2 = -6,35; \quad M_{II}^1 = 0,454;$$

$$M_{III}^1 = -0,097.$$

2. Rechnungsgang, wie bei a).

$$\sum T_{k_0} \cdot h = 10 \cdot 4 = 40; \quad \sum T_{kM} \cdot h = -0,219$$

$$\varphi = - \frac{-0,219 + 40}{-1,9686} = 20,3.$$

Damit ergeben sich die endgültigen Momente.

$$M_a = -5,06 + 20,3 \cdot 0,2887 = -5,06 + 5,86 = 0,80$$

$$M_b = 1,514 - 4,590 = -3,106$$

$$M_c = 0,606 - 2,930 = -3,324$$

$$M_d = 0,194 - 4,190 = -3,996$$

$$M_1 = 0,80; \quad M_2 = 6,642; \quad M_3 = 4,384$$

$$M_I = -6,35 - 7,46 = -13,81; \quad M_{II} = 0,454 - 8,310 = -7,856$$

$$M_{III} = -0,097 - 6,620 = -6,717.$$

Ein Vergleich mit den 2 Rechnungsgängen des Cross-Verfahrens bei seitlicher Verschiebung zeigt ohne weiteres die Ueberlegenheit der klassischen Methoden auf der Grundlage der virtuellen Verschiebung für diese Rahmensysteme.

B. Mit 1 Rechnungsgang.

Eine schnellere Lösung für mehrere Belastungsfälle läßt sich mit nur einem Rechnungsgang erzielen. Die fehlende Gleichung für ϑ ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung für die horizontalen Kräfte am oberen Stielende.

$$\frac{1,5}{h} (-M_a + M_b - M_c + M_d) - \frac{3 \cdot 3 \cdot E J \vartheta}{h^2} = 0 \quad \text{für}$$

$$\text{senkrechte Lasten bzw. } = - \frac{10 \cdot 4}{h} + \frac{k_{rh}}{2 \cdot h}; \quad \text{für } W = 10 \text{ t.}$$

Die Gleichung mit h und $1,5$ (für Symmetrie) erweitert, ergibt die folgende Matrix (s. rechte Spalte oben).

Die Auflösung kann mit dem Gaußschen Algorithmus erfolgen (vgl. Stahlbau-Handbuch 1949/50, S. 20). Für die Aufzeichnung der Einflußlinien lassen sich auch hieraus ohne weiteres die Substitutionskoeffizien-

M_a	M_b	M_c	M_d	$E J \vartheta$	Lastwert
4,25	1			-2,25	B_a
1	4,25	-2,25		2,25	B_b
	-2,25	6,25	2,0	-2,25	B_c
		2,0	6,25	2,25	B_d
-2,25	2,25	-2,25	2,25	-2,25	B_e

ten ermitteln. Man findet diese jedoch eleganter direkt aus der Matrix, wenn man das Leve'sche Zahlenrechteck zu Hilfe nimmt¹⁾. Da dieses zweckmäßige Verfahren in der Praxis bisher noch wenig Anwendung gefunden hat, wird die konjugierte Matrix im folgenden nach diesem Schema entwickelt.

a	b	c	d	e
4,25	1	0	0	-2,25
1	4,25	-2,25	0	2,25
0	-2,25	6,25	2,0	-2,25
0	0	2,00	6,25	2,25
-2,25	2,25	-2,25	2,25	-2,25
	4,015	-2,25	0	2,78
	-2,25	6,25	2,0	-2,25
	0	2,0	6,25	2,25
	2,78	-2,25	2,25	-3,44
		4,99	2,0	-0,69
		2,0	6,25	2,25
		-0,69	2,25	-5,360
			5,45	2,526
			2,526	-5,456

$$-6,266 = 1/\beta_{ce}$$

$$\text{Es ist } 4,015 = 4,25 - \frac{1}{4,25}; \quad 2,78 = 2,25 - \frac{1}{4,25} \cdot 2,25 \text{ usw.}$$

Wegen δ_{ac} und $\delta_{ad} = 0$ bleibt die 3. und 4. Zeile unverändert.

$$-3,44 = -2,25 - \frac{2,25 \cdot 2,25}{4,25}$$

Die folgenden Rechtecke werden nach demselben Schema unter Beachtung der Symmetrie ermittelt.

$$\beta_{cc} = - \frac{1}{6,626} = -0,151$$

$$\beta_{cd} = \frac{2,526}{5,45} \cdot 0,151 = 0,070$$

$$\beta_{dd} = 5,456 \cdot 0,070 \cdot \frac{1}{2,526} = 0,1509$$

$$4,99 \cdot \beta_{cc} + 2,0 \cdot 0,070 + 0,69 \cdot 0,151 = 0; \quad \beta_{cc} = -0,049$$

$$4,99 \cdot \beta_{cd} + 2,0 \cdot 0,1509 - 0,69 \cdot 0,070 = 0; \quad \beta_{cd} = -0,0507$$

$$4,99 \cdot \beta_{cc} - 2,0 \cdot 0,0507 + 0,69 \cdot 0,049 = 1; \quad \beta_{cc} = 0,214$$

$$4,015 \cdot \beta_{be} + 2,25 \cdot 0,049 - 2,78 \cdot 0,151 = 0; \quad \beta_{be} = 0,0772$$

$$4,015 \cdot \beta_{bd} + 2,25 \cdot 0,0507 + 2,78 \cdot 0,070 = 0; \quad \beta_{bd} = -0,077$$

$$4,015 \cdot \beta_{bc} - 2,25 \cdot 0,214 - 2,78 \cdot 0,049 = 0; \quad \beta_{bc} = 0,1535$$

$$4,015 \cdot \beta_{bb} - 2,25 \cdot 0,1535 + 2,78 \cdot 0,0772 = 1; \quad \beta_{bb} = 0,282$$

$$4,25 \cdot \beta_{ae} + 0,0772 + 0,34 = 0; \quad \beta_{ae} = -0,0982$$

$$4,25 \cdot \beta_{ad} - 0,077 - 2,25 \cdot 0,070 = 0; \quad \beta_{ad} = 0,0552$$

$$4,25 \cdot \beta_{ac} + 0,1535 + 2,25 \cdot 0,049 = 0; \quad \beta_{ac} = -0,0620$$

$$4,25 \cdot \beta_{ab} + 0,282 - 2,25 \cdot 0,0772 = 0; \quad \beta_{ab} = -0,0254$$

$$4,25 \cdot \beta_{aa} - 0,0254 + 2,25 \cdot 0,0982 = 1; \quad \beta_{aa} = 0,189.$$

	B_a	B_b	B_c	B_d	B_e
M_a	0,1890	-0,0254	-0,0620	0,0552	-0,0982
M_b	-0,0254	0,2820	0,1535	-0,077	0,0772
M_c	-0,0620	0,1535	0,2140	-0,0507	-0,049
M_d	0,0552	-0,0770	-0,0507	0,1509	0,070
$E J \vartheta$	-0,0982	0,0772	-0,049	0,070	-0,151

¹⁾ Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., I. Bd. — Domke, Die Theorie des Eisenbetons, S. 517. Berlin 1930, Wilt. Ernst & Sohn.

$\sum \delta_{ik} \cdot \beta_{ik} = 6,8864$, Fehlerempfindlichkeit also gering. Sämtliche Werte können infolgedessen mit dem Rechenschieber ermittelt werden.

a) $P = 10,0 \text{ t}$ in der Mitte von l_1 .

$$\begin{aligned} B_a &= B_b = -15 \text{ (vgl. S. 31)} \\ M_a &= -15 (0,189 - 0,0254) = -2,46 \\ M_b &= -15 (0,282 - 0,0254) = -3,85 \\ M_c &= -15 (0,1535 - 0,0620) = -1,37 \\ M_d &= -15 (0,0552 - 0,0770) = 0,33 \\ E J \vartheta &= -15 (0,0772 - 0,0982) = 0,315 \\ M_I &= 1,23 - 3/6 \cdot 0,315 = 1,07 \text{ usw.} \end{aligned}$$

b) $W = 10,0 \text{ t}$ in $2/3$ Höhe des 1. Stiels.

$$\begin{aligned} B_a &= -20 \\ B_c &= -10 \cdot 4 \cdot 1,5 + 17,76 \cdot 1/2 \cdot 1,5 = -60,0 + 13,3 = -46,7 \\ M_a &= -0,189 \cdot 20,0 + 46,7 \cdot 0,0982 = 0,80 \\ M_b &= 0,0254 \cdot 20 - 0,0772 \cdot 46,7 = -3,10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= 1,24 + 2,29 = 3,53 \\ M_d &= -1,104 - 3,280 = -4,384 \\ E J \vartheta &= 1,984 + 7,050 = 9,034 \end{aligned}$$

$$M_I = -\frac{M_a}{2} - \frac{k_{rh}}{2} - \frac{3}{h} \cdot E J \vartheta = -0,40 - 8,88 - 4,52 = -13,80 \text{ usw.}$$

Schlußbemerkung.

Für den Aufbau der Matrix bei gelenkiger Auflagerung der Stiele, bei Pendelstützen und Lagern wird wieder auf das Stahlbau-Handbuch verwiesen. Die Methode B. mit dem Zahlenrechteck stellt zweifellos die optimale Lösung für durchlaufende Rahmen mit unten eingespannten Stützen dar. Bei gelenkiger Auflagerung kann bei der fast stets vorhandenen Symmetrie die Zugrundelegung von unbestimmten Hauptsystemen und Gruppenlasten unter Umständen zweckmäßiger sein.

Osterleden-Stockholm

Brückenbauliche Studien zum internationalen Wettbewerb 1949 und zur Ausstellung 1950.

Von Professor Dr.-Ing. habil. Friedrich-Wilhelm Waltking, Düsseldorf.

1. Aufgabe und Verlauf des Wettbewerbs.

Die verkehrstechnische Situation der Stadt Stockholm ist dadurch gekennzeichnet, daß der Bereich engster Besiedlung durch einen breiten Meeresarm (westlich: der Mälarsee, östlich: der Saltsjö) in zwei Teile von annähernd gleicher Größe zerschnitten wird (Abb. 1) und daß deren einzige natürliche Verbindung die inselähnliche Stockholmer Altstadt mit dem südlich von ihr liegenden Verkehrs-Engpaß Slussen ist. Zur Entlastung dieses Engpasses wurde um 1935 eine westliche Verkehrslinie geschaffen: die Westbrücke, die in der deutschen Fachliteratur als „Mälarsee-Brücke“ bekannt ist. Im Jahre 1948 wurde sodann der Wettbewerb ausgeschrieben, der für eine Ostlinie (schwedisch: Osterleden) Ideen bringen und technische Möglichkeiten klären sollte.

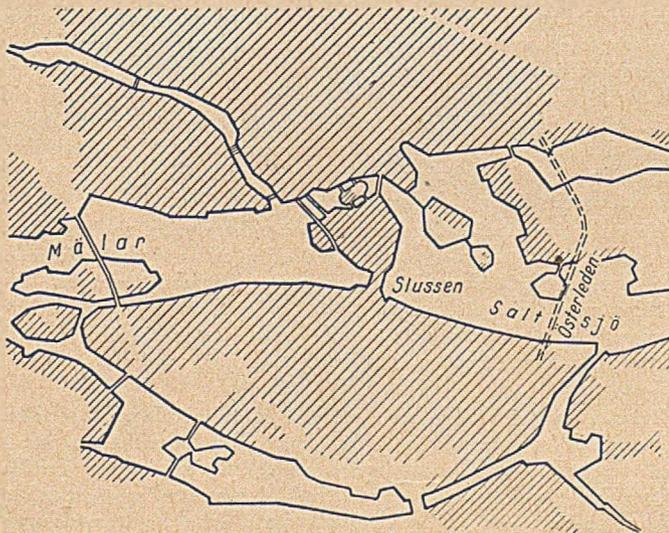


Abb. 1. Stockholm.

Zum 1. April 1949, dem Wettbewerbsstermin, gingen 196 Vorschläge ein, 33 Nationen waren dabei vertreten. Im Juli 1950 war die Prüfung dieser Entwürfe beendet. Der Bericht und die Urteile des Preisgerichtes wurden zunächst in schwedischer, später auch (etwas gekürzt) in englischer Sprache veröffentlicht; die eingereichten Arbeiten wurden sodann bis Ende Oktober 1950 in Stockholm öffentlich ausgestellt¹⁾.

Dieser Bericht der Jury läßt nochmals erkennen, daß das unmittelbare Thema des Wettbewerbs die Lösung eines Verkehrs- und Städtebauproblems ist. Es werden ausführlich die Regeln besprochen, nach denen man bei den Entscheidungen bewertet hat, insbesondere wird begründet, daß die vier preisgekrönten Arbeiten nur nach der Qualität ihrer städtebaulichen Lösung und ihrer Verkehrslinienführung ausgewählt werden konnten.

Neben den vier mit Preisen ausgezeichneten Arbeiten wurden sechs weitere Vorschläge angekauft. Auch über die Gesichtspunkte, nach denen diese Ankäufe geschahen, haben die Preisrichter Rechenschaft abgelegt; sie äußern sich darüber in ihrem Bericht etwa folgendermaßen: „Verschiedene Bewerber, deren Linienführungen nicht ganz so günstig waren, haben besonders sorgfältige Vorschläge für die Brücke bzw. den Tunnel ausgearbeitet; diese Entwürfe erfüllen oft sehr hohe Ansprüche in technischer oder in ästhetischer Hinsicht und haben somit speziellen Wert. Ein Preis konnte solchen Entwürfen nicht zuerkannt werden, das Preisgericht hat jedoch erreicht, daß verschiedene von ihnen, die besonders interessierende Einzelheiten enthalten, angekauft wurden.“

2. Auswahl nach brückenbaulichen Gesichtspunkten.

Es ist für einen Brückenbauer außerordentlich interessant, einmal alle städtebaulichen und verkehrstechnischen Erwägungen zurückzustellen²⁾ und nur die brückenbaulichen Ideen und Konstruktionen zu studieren, die bei diesem Wettbewerb in Erscheinung getreten sind. Was vorstehend über das Bewertungsverfahren der Jury gesagt wurde, zeigt aber bereits, wie weit man bei solchen Studien die Gutachten der Preisrichter benutzen kann. Man wird den angekauften Entwürfen größere Aufmerksamkeit schenken als den preisgekrönten, man wird ferner unter den übrigen 186 Wettbewerbsarbeiten viele Brücken finden, die mehr Beachtung verdienen als die Brücken der Preisträger.

Übrigens ist an Hand der Veröffentlichung des Preisgerichtes eine noch engere Auswahl möglich. Der Bericht umfaßt 184 Seiten, davon sind 42 Seiten bildliche Darstellungen: 10 Seiten Lagepläne, 21 Seiten Längsschnitte, Höhenpläne u. dgl., 7 Seiten Einzelheiten wie Verkehrskreuzungen oder Tunnelquerschnitte und schließlich 4 Seiten Brückenbilder. — Wenn die Jury nur vier Brücken (darunter die weniger interessante des I. Preises) für die Wiedergabe in ihrem Bericht ausgewählt hat, so kommt darin offenbar eine besonders gute Beurteilung zum Ausdruck. Bei den übrigen drei Brücken handelt es sich um

den eingespannten Bogen des „1. Ankaufs“ (J. Gollnow u. Sohn), die Freipylonen-Hängebrücke des „1. Ankaufs“ (J. Gollnow u. Sohn), die Einkabel-Hängebrücke des „4. Ankaufs“ (Dortmunder Union Brückenbau A.G.),

auf diese drei Brücken wird später (vgl. Ziff. 8 u. 10) noch näher eingegangen. —

Für solche Sonderstudien des Brückenbauers bringt der schwedische Bericht noch viele weitere Unterlagen. So ist für jede der 196 Arbeiten das Gutachten der Preisrichter abgedruckt; in diesen Gutachten ist — soweit es sich um Entwürfe mit Brücken handelt — fast überall auch ein kurzes Urteil über die Brückenkonstruktion enthalten. — Eine deutsche Übersetzung dieser Brückenbeurteilungen wird in der nachfolgenden Ziffer 3 gegeben, soweit es sich um die preisgekrönten und die angekauften Vorschläge handelt. Daraus ist

²⁾ Eine allgemeiner gehaltene Besprechung des Wettbewerbs, die sich freilich nur auf die preisgekrönten und die angekauften Arbeiten beschränkt, gibt C. J. Mangner im Bauhelfer 5 (1950), S. 569.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 27 (1950), Heft 9, S. 304/305.

leicht zu erkennen, welches die besten Brückenentwürfe sind; freilich darf dabei nicht verschwiegen werden, daß noch etwa z e h n weitere Brückenvorschläge von der Jury ein lobendes Gutachten erhalten haben.

Ferner gibt der schwedische Bericht eine Aufzählung aller 196 Wettbewerbsarbeiten und teilt zu jeder Brücke die Art des Brückensystems und die gewählte Spannweiten-Einteilung mit.

Die gründlichste Gelegenheit zu Vergleichen und Studien über die vorgeschlagenen Brücken brachte natürlich die Stockholmer Ausstellung selbst. Es waren 182 Arbeiten ausgestellt, die übrigen 14 hatte man teils wegen ihrer fachlichen oder sonstigen Mängel, teils als n i c h t anonym eingereichte Entwürfe ausgeschieden. — Immerhin waren es weit mehr als 3000 Blatt Zeichnungen und Perspektiven, die in den Sälen der Ausstellung zu sehen waren.

Man erkennt, daß eine ganze Anzahl von Tagen erforderlich war, wenn man mehr als einen flüchtigen Einblick in das Ganze gewinnen wollte. Auch die nachfolgenden Betrachtungen können keinen Anspruch darauf erheben, vollständig zu sein. Ebenso sind die hier gegebenen Abbildungen bis auf wenige Ausnahmen keine maßstäblichen Wiedergaben, da sie nur den Handskizzen des Verfassers nachgezeichnet sind.

3. Preisgekrönte und angekaufte Entwürfe.

In Ziff. 1 wurde bereits auf die Bewertungsgrundsätze hingewiesen, nach denen sich die Jury bei der Preisverteilung gerichtet hat. Wenn nachfolgend bestimmte Teile der Gutachten im Wortlaut wiedergegeben werden, so geschieht das in bewußter Beschränkung auf Dinge, die den Brückenbau betreffen. Vorzüge, die irgend ein Wettbewerbsentwurf in anderer Hinsicht hat, treten deswegen hier nicht in Erscheinung.

I. Preis. Innerhalb des Gutachtens erhält die vorgeschlagene Saltsjö-Hängebrücke das Urteil: „Die Brücke ist nicht fachgemäß durchgearbeitet, doch kann ihre prinzipielle Formgebung als Grundlage für die endgültige Lösung dienen.“

Der II. und der IV. Preis wurde Arbeiten zuerkannt, bei denen der Saltsjö nicht überbrückt, sondern untertunnelt wurde.

III. Preis. Über die Saltsjö-Hängebrücke heißt es: „Die Fahrkonstruktion der Brücke ist nicht fachgerecht durchgearbeitet und aus wirtschaftlichen Erwägungen unzweckmäßig.“

1. Ankauf. J. Gollnow u. Sohn, Düsseldorf, nebst Mitarbeitern: „Die Hochbrücke liegt in zwei Alternativen vor, als Bogenbrücke und als Hängebrücke. Beide Vorschläge sind gut durchgearbeitet. . . Der Hängebrückenentwurf ist in wirtschaftlicher Hinsicht verlockend und hat zugleich architektonische Vorzüge.“ (Vgl. dazu die späteren Abb. 15 u. 26).

2. Ankauf. K. Fritsch u. Co., Heidelberg, nebst Mitarbeitern: „Gegen den gewählten Brückentyp kann im Prinzip kein Einwand erhoben werden.“

Der 3. Ankauf wurde wegen bestimmter verkehrstechnischer Einzelheiten ausgewählt, der zugehörige Brückenentwurf (vgl. Abb. 43) wurde abgelehnt.

4. Ankauf. Dortmunder Union Brückenbau A. G. nebst Mitarbeitern: „Die alternativen Vorschläge für eine Brücke über den Saltsjö sind gut durchgearbeitet und bieten, insbesondere im Falle der Einkabel-Hängebrücke, interessante und wertvolle technische Anregungen.“ (Abb. 16).

5. Ankauf. A. Byden, New York, nebst Mitarbeitern (darunter D. B. Steinman): „Die vorgeschlagene Hängebrücke ist sowohl architektonisch als auch technisch von großem Interesse, trotz technischer Mängel.“ (Abb. 17a u. b).

6. Ankauf. Gebr. Gruner, Basel, und Mitarbeiter: „Die vorgeschlagene Hängebrücke über den Saltsjö ist unwirtschaftlich. Die große Spannweite, die eine freie Sicht über einen großen Teil der Hafeneinfahrt bietet, hat Vorteile für das Stadtbild. Der Eindruck wird jedoch beeinträchtigt durch die zweigeschossige Fahrbahn und die dadurch bedingte größere Konstruktionshöhe.“

4. Einige statistische Angaben.

Es wird nicht ohne Interesse sein, zunächst einmal einige statistische Angaben zu sehen.

Von den eingereichten Vorschlägen überwinden 27% den Saltsjö durch Tunnelbauten, 73% durch Brücken.

Die in der Ausstellung gezeigten Entwürfe waren

zu 53% in deutscher,
zu 22% in schwedischer,
zu 18% in englischer und
zu 7% in französischer

Sprache abgefaßt, sie unterteilen sich in

Tunnelentwürfe:	Brückenentwürfe:
51% in deutsch,	54% in deutsch,
22% in schwedisch,	22% in schwedisch,
25% in englisch,	16% in englisch,
2% in französisch,	8% in französisch;

demnach wiesen die englischen (und amerikanischen) Arbeiten eine relativ stärkere Tendenz zum Tunnel, die deutschsprachigen und die französischen zur Brücke auf.

Betrachtet man die Brückenvorschläge (einschl. ihrer Varianten) für sich, so entfallen auf

Hängebrücken	66%
Bogenbrücken u. dgl. in Stahl	16%
Bogenbrücken u. dgl. in Stahlbeton	5%
Durchlaufträger u. dgl. in Stahl	11%
Durchlaufträger u. dgl. in Stahlbeton	1%
Pontonbrücke	1%,

nimmt man wiederum die Hängebrücken für sich, so haben

die übliche Bauart (1 Hauptspanne, 2 Seitenspannen)	72%
1 Hauptspanne ohne Seitenspannen	5%
2 Hauptspannen mit oder ohne Seitenspannen	10%
Zügelgurtrücken u. dgl.	3%,

den Rest bilden Sonderausführungen:

Brücken mit einem Tragkabel	2 Entwürfe,
Brücken mit mehr als zwei Tragkabeln	3 ..
Brücken mit Freipylonen	2 ..
Hängeseile schräg anstatt vertikal	1 ..
sonstige Hängebrücken	2 ..

Schließlich sei noch der Versuch gemacht, einen in der Ausstellung ins Auge fallenden Umstand zahlenmäßig abzuschätzen: Verschiedene der ausgestellten Arbeiten waren in brückenbaulicher Hinsicht ausgesprochen laienhaft und unbeholfen. Da hatte z. B. jemand ein spinnwebenähnliches Gebilde in ein Schaubild eingezeichnet und sich offenbar eine Bogenbrücke über den Saltsjö darunter vorgestellt, das Urteil der Jury lautete dazu: „Der Entwurf zeigt derartig radikale Fehler in verkehrstechnischer und brückenbaulicher Hinsicht, daß eine nähere Prüfung nicht am Platze ist.“

Vergleicht man die einzelnen Preisgerichtsurteile, so kann man feststellen, daß etwa 15 bis 20% der Brücken vorschläge in mehr oder weniger deutlicher Form als wertlos bezeichnet werden. Umgekehrt wird bei weiteren 15 bis 20% der Entwurf der Brückenkonstruktion als „sehr gut“ bezeichnet; darunter dürften also die besten der fachgerecht ausgearbeiteten Brückenprojekte zu verstehen sein.

Bei der überwiegenden Mehrzahl der Wettbewerbsarbeiten, nämlich den nicht preisgekrönten und den nicht angekauften, wurde die Anonymität des Verfassers gewahrt. Trotzdem konnte der Besucher der Ausstellung einerseits nach den vorstehend genannten Zahlen, andererseits auf Grund der Art und Güte der Darstellungen schätzen, daß etwa 70 bis 80 Brückenbauunternehmen und Brückenfachleute aus aller Welt bei diesem Wettbewerb in scharfer Konkurrenz gestanden haben.

5. Hängebrücken: Die Spannweiten.

Es ergibt sich im Ingenieurbau wohl nur selten die Gelegenheit, daß unter einheitlichen (oder nahezu einheitlichen) äußeren Gegebenheiten einmal ein volles Hundert verschiedener Hängebrücken entworfen werden, wobei erstens dem Entwerfenden die Wahl der Spannweiten überlassen ist und wobei zweitens andersartige Brückensysteme und Tunnelprojekte zu ihnen in Konkurrenz treten. Der Stockholmer Wettbewerb bildet also sozusagen eine einmalige Gelegenheit, eine Studie über die unter gegebenen Umständen günstigste Spannweite einer Hängebrücke zu machen. Ein solcher Vergleich würde natürlich viel wertvoller sein, wenn in ihm die jeweiligen Baukosten (die ja nur bei wenigen von den Entwürfen veröffentlicht wurden) mitverarbeitet werden könnten. Aber auch schon die einfache Anzahl der Entwürfe, die mit den verschiedenen

möglichen Spannweiten eingereicht worden sind, gibt einen interessanten Einblick in die Zusammenhänge. —

Die nachfolgend angestellte Untersuchung erstreckt sich auf 65 vorgeschlagene Hängebrücken, die in der üblichen Form (eine Mittelöffnung und beiderseits je eine Seitenöffnung) entworfen wurden. Für solche Brücken sind Mittelspannweiten zwischen 250 m und 1000 m gewählt worden. In dem in Abb. 2 wiedergegebenen Diagramm ist dieser Bereich in Stufen von je 50 m eingeteilt und für jede Stufe die Anzahl der Entwürfe aufgetragen.

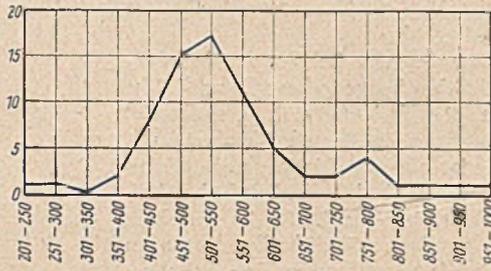


Abb. 2. Statistik der gewählten Mittelspannweiten normaler Hängebrücken.

Diese einfache „Statistik der gewählten Spannweiten“ weist zwischen 450 m und 550 m eine Häufung auf, die in ihrer Klarheit geradezu überraschend ist. Wenn man aus dieser Kurve einen Schluß auf die optimale Mittelspannweite ziehen will, so kann man diese nicht anders als etwas oberhalb von 500 m angeben.

Zum Vergleich seien die Mittelspannweiten der Hängebrückenentwürfe aus den angekauften Wettbewerbsarbeiten zusammengestellt:

1. Ankauf (J. Gollnow u. Sohn)	525 m
2. Ankauf (K. Fritsch u. Co.)	450 m
4. Ankauf (Dortmunder Union)	560 m
5. Ankauf (Byden/Steinman, New York)	442 m
6. Ankauf (Gruner, Basel)	860 m.

Wenn man von dem letztgenannten Entwurf, der wohl in erster Linie wegen verkehrstechnischer Vorzüge gewählt wurde, absieht, errechnet man eine durchschnittliche Mittelspanne von 494 m. Interessant ist, daß der Entwurf J. Gollnow u. Sohn, der vom Preisgericht wegen seiner Wirtschaftlichkeit besonders gelobt wurde, diesem Durchschnitt am nächsten kommt.

Faßt man andererseits die wenigen Hängebrücken zusammen, die von der Jury das besonders hohe Prädikat „gut geplant“ oder ähnlich erhalten haben, so findet man für diese sieben Entwürfe einen Durchschnittswert der Mittelspanne von 491 m bei einer Streuung zwischen 400 m und 560 m.

Bemerkenswert ist bei diesen Betrachtungen noch, daß das Preisgericht bei allen Hängebrücken, die eine Hauptöffnung von 600 m oder mehr haben, auf die Unwirtschaftlichkeit des Entwurfes hinweist, ein Umstand, der auch bei den Überlegungen eine Rolle spielt, wie sie nachfolgend (Ziff. 13, erster Teil) noch angestellt werden. — Dem Vorschlag mit größter Mittelspannweite, nämlich 1000 m, hat es offenbar an fachgerechter Durcharbeitung gefehlt; er gehörte zu den Entwürfen, die in der Ausstellung nicht gezeigt wurden. —

Es sei noch hinzugefügt, daß (nach Ausschaltung von offenbar unfachgemäßen Extremfällen) für das Verhältnis einer Seitenspanne zur Mittelspanne — also als Durchschnitt von über 60 Entwürfen — ein Mittelwert 0,345 errechnet wurde, die Streuung war dabei praktisch zwischen 0,25 und 0,5. Übrigens wurden diese beiden Quotienten 1 : 4 und 1 : 2 nicht selten als runde Maße gewählt.

6. Hängebrücken: Allgemeine Gestaltung.

Von den vorgeschlagenen Hängebrücken wiesen die meisten keinerlei Besonderheiten auf; in der Ausbildung der konstruktiven Einzelheiten erschienen also vorwiegend die bekannten und üblichen Lösungen.

Die Versteifungsträger sind teils als Fachwerk, teils als Vollwandträger ausgebildet, ohne daß das eine oder das andere besonders bevorzugt wird. Vereinzelt finden sich bei zweigeschossiger Fahrbahn Vierendeckträger als Versteifungsträger, auch eine Ausbildung nach Abb. 3 wurde einmal gewählt.

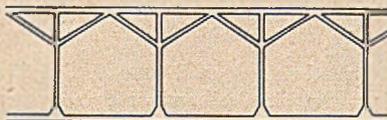


Abb. 3.

Da die Fahrbahn nicht weniger als zwei Straßenbahngleise, vier Kraftwagenspuren, zwei Radwege und zwei Fußwege umfaßte (Ge-

samtbreite etwa 33 m), ist ziemlich oft eine Anordnung in zwei Geschossen übereinander angewandt worden. Der eingeschossigen Konstruktion scheint das Preisgericht jedoch den Vorzug gegeben zu haben, und zwar aus architektonischen Gründen, wie aus dem bereits erwähnten Urteil über den 6. Ankauf hervorgeht: das breite Fahrband beeinträchtigt den Blick auf das Stadtbild.

Die Mehrzahl der Hängebrücken zeigt in der üblichen Weise die Tragwände zwischen den Querträgerkonsolen derart, daß z. B. die Fußwege außerhalb der Kabelebenen liegen. Nur bei sehr großen Mittelspannweiten (600 m, 710 m, 840 m) liegen die Tragwände außen, z. T. sind dabei die Fußwege oder auch die Radwege durch die Pylonen hindurchgeführt. — Eine Dreikabelbrücke von 800 m Mittelspannweite hat die naheliegende Einteilung: zwei Kabel außen, eines in Brückenachse. Bei einer Vierkabelbrücke (520 m) begrenzen die Kabelebenen entsprechend Abb. 4 die Fußwege, bei einer anderen liegen sie, was seine Vorteile und seine Nachteile hat, in drei gleichen Abständen nebeneinander.



Abb. 4.

7. Hängebrücken: Gestaltung der Pylonen.

Besonders interessant ist es, bei der großen Anzahl der in der Ausstellung gezeigten Hängebrücken die vielfältigen Möglichkeiten zur Ausbildung der Pylonen zu studieren.

In verschiedenen Fällen wurde für das Pylonenportal die Massivbauweise gewählt, einer dieser Fälle wurde vom Preisgericht ausdrücklich gelobt.

Bevor auf die Ausbildung in Stahl eingegangen wird, sei eine kleine Zwischenbetrachtung erlaubt: Wenn man die Stahlpylonen der in den letzten 30 bis 40 Jahren erbauten Hängebrücken miteinander vergleicht, so kann man eine Tendenz erkennen, Verbindungsriegel und Verbindungsstreben zwischen dem Pylonenpaar oberhalb der Fahrbahn auf ein Mindestmaß zu beschränken, in erster Linie wohl, um das gefällige Aussehen der Brücke zu steigern.

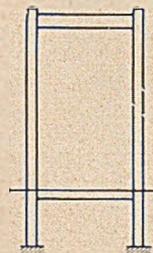


Abb. 5.

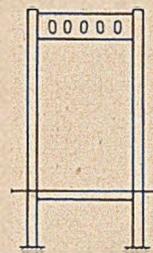


Abb. 6.

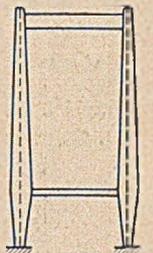


Abb. 7.

Man vergleiche dazu „Stahlbauhandbuch“ 1948, S. 210: Je moderner die dort wiedergegebenen Pylonenportale, um so sparsamer sind die Querverbindungen oberhalb der Fahrbahn. Das gilt nicht nur für die deutschen Hängebrücken, sondern auch für die amerikanischen. Bei der Golden-Gate-Brücke (Mittelspannweite 1280 m) ist es gelungen, sich auf vier obere Riegel zu beschränken, während bei den älteren Brücken noch mehrfache Kreuzverbände angeordnet wurden.

Völlig im Sinne dieser Tendenz liegt das einfache Pylonenportal, das im „5. Ankauf“ unter Mitwirkung von D. B. Steinman, einem der bekanntesten Hängebrücken-Experten der USA., gewählt worden ist und von dem in Ziffer 8 (vgl. Abb. 17a) noch kurz die Rede sein wird.

Man konnte sich bei der Besichtigung der Ausstellung geradezu versucht fühlen, das Maß der fachgerechten Durcharbeitung einer Hängebrücke nach der Bauart des Pylonenportals abzuschätzen.

Weit mehr als die Hälfte der eingereichten Entwürfe hat einen schlichten Querriegel (Abb. 5) an den Pylonenspitzen oder kurz unterhalb, meistens ist die Riegelhöhe nur wenig stärker als die Dicke der Pylonen. Bei einem der angekauften Entwürfe hatte der Riegel (Abb. 6) eine erheblich größere Höhe und war mit mehreren vertikalen Durchbrüchen versehen, wodurch ohne Zweifel ein reizvolles Bild entstand. Bei einem anderen, ebenfalls angekauften Entwurf war auf dem Riegel eine kleine, verglaste Kaffee-Veranda vorgesehen (ein Gedanke, der — wie dem Verfasser dieser Betrachtung in Stockholm gesagt worden ist — nicht allzuviel Beifall gefunden hat). — Wiederm ein anderer Entwurf zeigt den Versuch, dem Pylonenrahmen entsprechend Abb. 7 eine ansprechende Form zu geben.

Auch eine französische Brücke mit 760 m Mittelspannweite glaubt mit einem einzigen — freilich sehr hohen — Oberriegel auszukommen, während die 860-m-Brücke des „6. Ankaufs“ in halber Höhe über der Fahrbahn eine zweite waagerechte Querverbindung vorsah.

Derartige doppelte Riegel sind natürlich auch bei kleineren Spannweiten bzw. Pylonenportalen vorgeschlagen worden. Sie freilich noch, wie es in einem Falle geschehen ist, nach Abb. 8 mit schlanken Aufbauten (vermutlich stabähnlichen Laternen) zu versehen, dürfte nicht jedem Geschmack entsprechen.

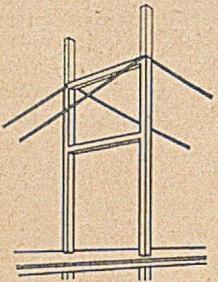


Abb. 8.

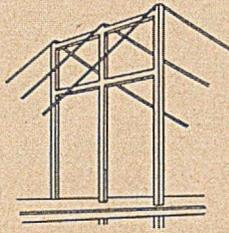


Abb. 9.



Abb. 10.

Auch die Dreikabelbrücke von 800 m Mittelspannweite hatte zwei Riegel oberhalb der Fahrbahn; für die Ausbildung des Pylonensystems war die naheliegende Form Abb. 9 gewählt worden.

In den Abb. 10 bis 14 sind, z. T. nur der Vollständigkeit halber, einige weitere Pylonenausbildungen skizziert, die jeweils nur einzeln vorgeschlagen wurden. Abb. 10 und 11 zeigen die drei Oberriegel einer 700-m-Brücke und die vier einer 630-m-Brücke, Abb. 12 (maßstäblich!) das Querverbindungssystem im Portal der Hängebrücke des I. Preises, einer 440-m-Brücke, die in einem anderen Wettbewerbsvorschlag — offenbar desselben Verfassers — genau so wiederkehrt.

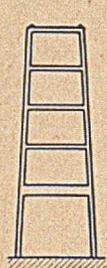


Abb. 11.



Abb. 12.



Abb. 13.

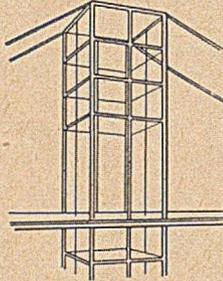


Abb. 14.

Ähnlich ist die Gestaltung des Portals in Abb. 13, wo noch zwei kugelförmige Laternen angebracht waren. Schließlich sei der Kuriosität halber in Abb. 14 noch ein achtstieliges räumliches Rahmengebilde gezeigt, das für eine Hängebrücke mit zwei Kabeln von 426 m Mittelspannweite für angebracht gehalten wurde.

8. Hängebrücken: Sonderausführungen.

Es ist bemerkenswert, daß die beiden Hängebrücken, die — wie in Ziff. 4 erwähnt — vom Preisgericht ganz besonders hervorgehoben wurden, zwar in ihrer Spannweiten-Einteilung dem bewährten Prinzip folgen (eine Mittelspanne und zwei einander gleiche Seitenspannen), in ihrer Durchbildung aber mit neuen Ideen vorstoßen.

Die Hängebrücke des „1. Ankaufs“ (J. Gollnow u. Sohn) hat Freipylonen, d. h. die in Ziff. 7 erwähnte Tendenz der Beschränkung oberer Querverbindungen ist konsequent zu Ende geführt: beide Pylonen stehen frei zu beiden Seiten der Fahrbahn (Abb. 15).

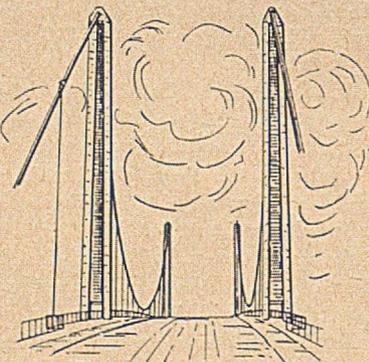


Abb. 15.

Über das dabei auftretende statische Problem sei eine kurze Bemerkung gestattet. Die Windkräfte an der Pylonenspitze sind geringfügig neben denjenigen Windkräften, die in Fahrbahn-

höhe auf den Pylon übertragen werden³⁾. Sobald also durch geeignete konstruktive Maßnahmen dafür gesorgt wird, daß die unteren großen Windkräfte bereits unterhalb der Fahrbahn aufgenommen werden, ist die Aufnahme der oberen kleinen Windkräfte durch freistehende Pylonen durchaus möglich; daß sie selbst bei 525 m Mittelspanne „tilltalande ur ekonomisk synpunkt“, d. h. verlockend vom wirtschaftlichen Standpunkt aus, sein kann, bestätigt ja das Preisgericht.

Die andere, im Bericht der Jury bildlich wiedergegebene Hängebrücke ist die Variante des „4. Ankaufs“ (Dortmunder Union Brückenbau A.G.), die interessante Einkabel-Hängebrücke (Abb. 16). Bezüglich der Aufnahme der Windkräfte im einzelnen Pylon dürften ähnliche Betrachtungen wie die vorstehenden eine Rolle gespielt haben.

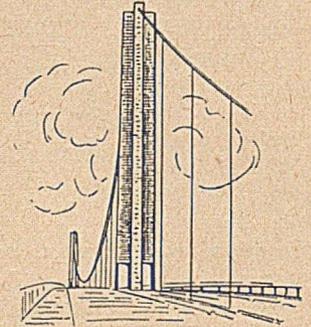


Abb. 16.

Eine andere Einkabelbrücke ist die des „5. Ankaufs“ (Bydensteinman, New York), die ebenfalls bemerkenswerte Einzelheiten zeigt.

Das Pylonenportal hat die einfache und schlichte Form der Abb. 17a; das Auffallende ist die eigenartige Querschnittskonstruktion, die in Abb. 17b skizzenhaft wiedergegeben ist: An den Hängeseilen hängt



Abb. 17a.

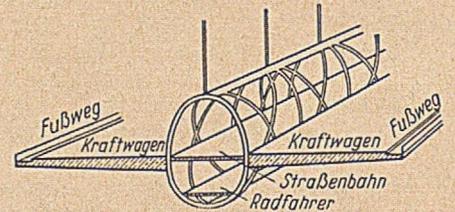


Abb. 17b.

eine „Torsionsröhre“, die jedoch nicht vollwandig, sondern facherwerkartig gegliedert ist und in deren Innerem zwei Straßenbahngleise und zwei Radwege geführt werden. Auf weitausladenden, beiderseitigen Konsolen werden die Kraftwagenstraßen und die Fußwege angeordnet.

Noch zwei weitere Sonderausführungen bei normaler Spannweitereinteilung seien hier erwähnt. Die nicht unbekannte Tendenz, statt vertikaler Hängeseile Schrägverspannungen (Abb. 18) anzuordnen,

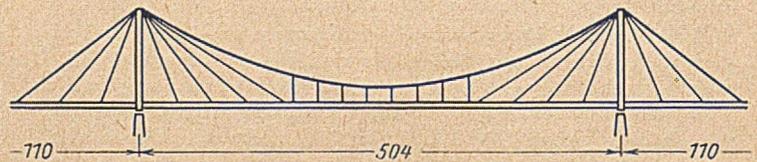


Abb. 18.

erschien bei einem der ausgestellten Entwürfe. Nicht uninteressant, wenn auch kompliziert und kostspielig, war eine weitere Hängebrücke: wegen der Linienführung der Verkehrsstraßen wurde eine Gabelung der einen Seitenöffnung angeordnet (Abb. 19). Die Lösung,

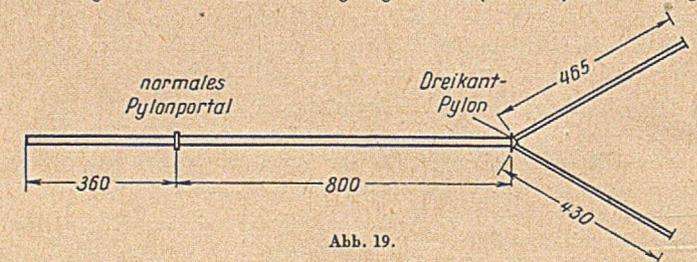


Abb. 19.

die anscheinend auch statisch sorgfältig durchgedacht war, führte dazu, daß ein dreikantiger Pylonenturm ausgebildet werden mußte.

9. Hängebrücken mit anderer Spannweiten-Aufteilung.

Aus Ziff. 3 ging bereits hervor, daß bei einem verhältnismäßig hohen Prozentsatz (15%) der angebotenen Hängebrücken die Spannweiten in anderer als der üblichen Weise aufgeteilt waren.

³⁾ Vgl. dazu W a l t k i n g, Hängebrücken unter statischem Wind. Bauing. 25 (1950), Heft 4, S. 133.

Beton- und Stahlbetonbau (früher „Beton u. Eisen“) mit „Zeitschriftenschau“. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf.)
Heft 1 / Januar 1951 bringt:

Dem Verlagshaus Wilhelm Ernst & Sohn zum Gruß. — Eulitz: Neue Schalenbauten System Zeiss-Dywidag. — Habel: Traglastprobleme des Stahlbetonbaues. — Turazza: Wasserschloß-Turm des Kraftwerks Coscile. — Veit: Vorspannung im Stahlbeton. — Paulus: Der Wiederaufbau der Münchener Großmarkthalle. — Eisenmann: Untersuchung der Rissebildung des Betons mit Ultraschall. — Dr. Ernst †. — Neue dänische Normen fördern neue Berechnungsweisen von Platten und Schalen. — Die Tätigkeit der italienischen Edison-Gruppe beim Bau von Wasserkraftanlagen in den Jahren 1936 bis 1948 (Schluß). — Weitgespannte Flugzeughallen aus Stahlbeton in den USA. — Carl August Einbeck 70 Jahre. — Bücherschau. — Emil Mörsch †. — Zeitschriftenschau.

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

Heft 2 / Februar 1951 bringt:

Emil Mörsch †. — Neuffer: Stahlbeton im Ausland. — Stöhr: Die neue Kanalhafenbrücke in Heilbronn (Schluß). — Habel: Traglastprobleme des Stahlbetonbaues (Schluß). — Albrecht: Spannungsoptische Untersuchung von Rahmenecken mit Aussparungen (Schluß). — Wiesner: Vereinfachte Plattenberechnung. — Georg Ernst †. — Spannbeton in Holland. — Über die Verwendung von Luftbeton für Stauwauern. — Versuche an einem vorgespannten Balken in England. — Tankstellenüberdachung mit einem Stahlbeton-Schalentragwerk. — Ermittlung des Stahlbedarfs für Kreisplatten aus Stahlbeton. — Tagung des Deutschen Beton-Vereins e. V. 1951. — Stahlbetonfreileitungsmaste. Bestimmungen für die Bemessung und Herstellung. — Hochschulnachrichten. — Bücherschau. — Zeitschriftenschau.

STELLENGESUCHE

Diplom-Bauingenieur

37 Jahre, mit langj. Erfahrung als Entwicklungsleiter in der Industrie, gewandter Statiker und Konstrukteur sucht interessantes Aufgabengebiet in Entwicklung oder Forschung.

Angebote sind zu richten unter 2830 an die Anzeigenverwaltung „Die Bautechnik“ Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

STELLENANGEBOTE

Bei dem **Tiefbauamt der Stadt Worms** ist alsbald die Stelle eines zum gehobenen bautechnischen Verwaltungsdienst (Tiefbau) befähigten Beamten mit abgeschlossener Ausbildung auf einer höheren technischen Lehranstalt zu besetzen.

Nur qualifizierte Kräfte, die umfassende fachtechnische und Verwaltungskennnisse und langjährige praktische Tätigkeit nachweisen können, werden gebeten, ihre Bewerbung bis spätestens 1. 3. 1951 einzureichen. Lebenslauf, beglaubigte Zeugnisabschriften, Spruchkammerbescheid und Lichtbild sind der Bewerbung beizufügen. Probezeit ½ Jahr, Vergütung während der Probezeit nach TO.A V a, Übernahme in das Beamtenverhältnis unter Einreihung in die Besoldungsgruppe A 4 c 2 wird bei Bewährung in Aussicht gestellt.

Worms, den 19. Januar 1951.

Der Oberbürgermeister
Völker

Der Deutsche Beton-Verein E. V., zu dessen Aufgaben die Förderung und Verbreitung des Beton- und Stahlbetonbaues gehört, sucht als zweiten Geschäftsführer einen erfahrenen

Diplom-Ingenieur

mit gediegenen Fachkenntnissen, Überblick über wirtschaftliche Einflüsse und Auswirkungen und besondere Veranlagung für werbende Tätigkeit.

Ausführliche Bewerbungen erbeten an Deutscher Beton-Verein Wiesbaden, Postfach 627.

Zeitschriftenschau*)

Bearbeitet von

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

Ih. Berichte über fachwiss. Tagungen, Kongresse usw. 15 / Lohmeyer: Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Karlsruhe. BAUTECHN. 27 (1950), H. 11, S. 365—366. — Bericht über die unter Vorsitz von Prof. Agatz durchgeführte Jahrestagung mit kurzer Besprechung der gehaltenen Vorträge und Ausschlußberichte.

Vs. Stollenbau. 8 / Bonfioli, B.: Una interessante applicazione del congelamento del terreno per la esecuzione di una galleria. (Eine interessante Anwendung des Gefrierfahrens bei Herstellung eines Stollens.) ENERGIA ELETTRICA 27 (1950), H. 6, S. 371—379, 10 Abb., 2 Taf. — S. XI v. Versteinerungs-, Verdichtungs- und Gefrierverfahren usw. 10.

VI r. Rüttelbeton. 3 / Cahiers du centre scient. et techn. du bâtiment 3 (1950), Mappe 7, H. 69—78. — S. XII d. Dücher. 10.

VII b. Bewegliche Brücken. 4 / van Walraven, A.: Twee beweegbare Bruggen. (Zwei bewegliche Brücken.) PUBL. WERKEN 18 (1950), H. 1, S. 4—11, 16 Abb. — Konstruktion und Bau von 2 beweglichen Brücken, einer Bascule-Brücke mit Gesamtwerte von 12 m und 25 m Breite und einer zweiten einfachen Klappbrücke mit 10 m Weite bzw. 5,20 m Fahrbahnweite. Konstruktion und Bauausführung.

VII c. Stahlbrücken. 37 / Maurin, G.: La reconstruction du Pont d'Argenteuil. (Die Wiederherstellung der Brücke von Argenteuil.) ANN. PONTS CHAUSS. 119 (1949), H. 1, S. 55—69, 13 Abb. — Ersatz der alten gußeisernen Straßenbrücke mit 7 Öffnungen durch eine neuzeitliche Stahlbogenbrücke mit 3 Öffnungen von 61/66/61 m l. W. Jede Öffnung besteht aus 6 Stahlbogenträgern, je 3,42 m voneinander entfernt. Die beiden Widerlager ruhen auf Senkkästen. Konstruktion, Bauarbeiten und Montage.

VII f. Fahrbahnen, Gehwege. 5 / Hirschfeld, K.: Betrachtungen über neuere Fahrbahntafeln bei Straßenbrücken. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 6, S. 191—200, 18 Abb. — Die Arbeit weist darauf hin, daß bei den letzthin viel ausgeführten Brückenkonstruktionen mit Tragwerk aus Stahl und Fahrbahnplatte aus Stahlbeton zusätzliche Spannungen auftreten, die bei Entwurf und Konstruktion zu beachten sind: Einfluß aus der Belastung, aus Schwinden und Kriechen des Betons, Temperatur, Längenänderungen und Schweißwasserbildung auf die Spannungen. Als Beispiel wird die Fahrbahnausführung der Köln-Deutzer Brücke herangezogen.

VIII o. Oberbau. 20 / Weiß, E.: Schienenschweißung im längsten amerikanischen Tunnel. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 7, S. 260—261, 2 Abb. — Schweißung und Einbau der Schienen für den 12,5 km langen Kaskadentunnel der Great Northern Railway USA. Schweißung von 6400 m Schienen in je 400 m langen Strängen. Hauptgerät für die Schweißung ist eine Schweißmaschine, die unter einem Druck von 190 kg/cm² die Schienenenden zusammenpreßt, während Gasflammen mit einer Temperatur von 3300° C die Verbindung 5 Minuten lang auf 1260° C erhitzen. Einbringung der 400 m langen Stränge auf niedrigen Tafelwegen.

VIII s. Sicherungswesen. 5 / Remote control of center sidings on busy double-track line. (Fernbedienung von Ausweichgleisen an einer stark belegten doppelgleisigen Bahnlinie.) RLY. AGE 129 (1950), H. 4, S. 22—25, 7 Abb. — Neue Fernbedienungseinrichtung in USA zur Vermeidung von Zugverspätungen und Betriebsausgaben: Fernbedienung von Weichen und Signalen für 6 verschiedene Mittel-Ausweichgleise und 3 Hauptgleiskreuzungen auf einer mit starkem Verkehr belegten doppelgleisigen Hauptlinie von einer Zentralstelle aus auf eine Entfernung von 197 km. Betriebseinrichtung und Beispiele für die Durchführung der Fernbedienung.

IX s. Spannstahlkonstruktionen. 1 / Magnel, G.: Constructions en acier comprimé. (Konstruktionen in Spannstahl.) OSS. METALL. 15 (1950), H. 6, S. 300—313, 15 Abb., 8 Taf. — Unter Durchrechnung eines Beispiels wird eine Ersparnis von 33% für Gewicht und 13% für den Preis bei vorgespannten Stahlkonstruktionen ermittelt. Zur Erreichung richtiger mittlerer Spannungen

*) 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.

Zeitschriftenschaufortdrucke 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 erbitten wir nun an den Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

LEIPZIGER MESSE FRÜHJAHR 1951 4.-11. MÄRZ

Von insgesamt 8400 Ausstellern Deutschlands u. vieler ausländischer Staaten garantieren 2500 Aussteller der Technischen Messe in 21 verschiedenen Industrie-Gruppen ein vollständiges Angebot in Maschinen, Geräten und Apparaten.

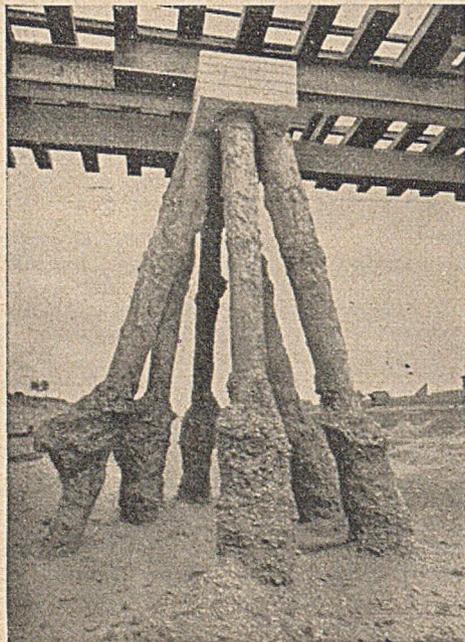


Auskünfte erteilt:
die zuständige Industrie- und Handelskammer
oder Handwerkskammer bzw. in Berlin die
Berliner Geschäftsstelle des Leipziger Messe-
amtes, Berlin W 8, Behrenstr. 22 · Tel. 42 24 52

4

PFAHL-GRÜNDUNG

System Brechtel



JOHANNES BRECHTEL · LUDWIGSHAFEN a. RHEIN
Telefon Nr. 2828/29 · Telegr.-Adr.: Bohrbrechtel-Ludwigshafenrhein

Zweigbüro: München 23, Birkenfeldstraße 4
Telefon Nr. 33252

wird dem ersten Drähtheppaar eine stärkere Vorspannung gegeben. Unterbringung der Spanndrähte wie beim Spannbeton im unteren Gurt des Parallelträgers. Berechnung der Belastungen, Unterschiede gegenüber der in USA üblichen Vorspannung.

IX v. Verbundkonstruktionen. 2 / Hirschfeld, K.: Betrachtungen über neuere Fahrbahntafeln für Straßenbrücken. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 6, S. 191—200, 18 Abb. — S. VII f. Fahrbahnen, Gehwege. 5.

X b. Bodenkunde. 22 / Forbes, H.: The geochemistry of earthwork. (Geochemie bei Erdarbeiten.) PROC. AMER. SOC. CIV. ENG. 76 (1950), H. 7, S. 1—19, 3 Abb., 7 Taf. — Einfluß der Verwitterung, des Wassers, der Feuchtigkeit, geochemische Einwirkungen bei Erdarbeiten. Einfluß der Aenderung des spez. Gewichtes des Bodens auf die Dichte und die Durchlässigkeit. Als Beispiel: Ersparnisse beim Swanzy-Damm, wie sie durch Fortfall des ursprünglich vorgesehenen wasserdichten Dammkerns auf Grund von Untersuchungen erzielt wurden.

X b. Bodenkunde. 23 / Ohde, J.: Neue Erdstoff-Kennwerte. BAUTECHN. 27 (1950), H. 11, S. 345—351, 15 Abb. — Als wichtige Kennwerte kommen u. a. in Betracht: Die wirksame Korngröße, der Rauheitsgrad der Sandproben, Humusgehalt und Stoffgewicht, Wassergehalt, Wassergehalt, Lagerungsdichte. Zusammenhänge zwischen Kennzahlen und bautechnischen Eigenschaften, wie Reibung, Dichtungswirkung und Wasserdurchlässigkeit.

X s. Straßenbau, allgemeines. 16 / Wenzel, W.: Die westdeutschen Autobahnpläne 1950/51. BRÜCKE U. STRASSE 2 (1950), H. 1/2, S. 17—21, 3 Abb. — Pläne des deutschen Autobahn-Ausbau-programm 1950/51: Ausbauten zwischen Göttingen und Nörthheim; Ausbauten im Zuge der gleichen Strecke zur Fertigstellung der Hedemünder Brücke bei Hann.-Münden; Verlängerung der Autobahnstrecke Köln—Limburg bis zur Bundesstraße 40; Fertigstellung der Autobahn-Rheinbrücke bei Frankenthal und Verlängerung der Autobahn durch die Pfalz über den Rhein bis zur Bundesstraße 44; Ausbau der Strecken Köln—Aachen und Köln—Lennepe; schließlich Autobahn durch die Rheinpfalz.

XI a. Allgemeines, Baugrundprüfung, Probelastungen. 10 / Ohde, J.: Der Eindringungswiderstand von Fundamenten als Grundlage für die Festlegung der zulässigen Baugrundbelastung. BAUTECHN. 27 (1950), H. 8, S. 272—277, 10 Abb. — Nach Erörterung allgemeiner Gesichtspunkte über ausreichende Sicherheit gegenüber Einbruchbelastung, Setzungen, Verschiebungen oder Verbiegungen der Fundamente wird zunächst die Grenzbelastung der Tiefgründungen behandelt. Anschließend wird der Verdrückungseinfluß bei Flachgründungen besprochen und die zulässige Belastung des Baugrundes nach der Druckverteilungslehre behandelt.

XI a. Allgemeines, Baugrundprüfung, Probelastungen. 11 / Knop, E.: Einfluß des Baugrundes auf die Verformung und Standsicherheit von Staumauern. WASSERWIRTSCHAFT 40 (1949/50), H. 6, S. 160—166, 5 Abb. — Beobachtungen an bestehenden Staumauern. Versuche bei der Gründung von Staumauern: Gesteinsprüfungen, Gleitversuche, seismische und dynamische Baugrunduntersuchungen. Als Folgerungen werden festgestellt: Beurteilung des Baugrundes und seiner Bewegungsmöglichkeiten, Wahl der Staumauerform, konstruktive Gesichtspunkte.

XI a. Allgemeines, Baugrundprüfung, Probelastungen. 12 / Lorenz, H.: Über die Verwendung thixotroper Flüssigkeiten im Grundbau. BAUTECHN. 27 (1950), H. 10, S. 313—317, 11 Abb. — Nach Schilderung von Versuchen werden einige Anwendungen thixotroper Flüssigkeiten im Grundbau besprochen: Senkstätten ohne Seitenreibung, Fundament-Hebung, Vorspannen des Bodens durch Wachsen der vollen Erdwiderstandes, Bohrverfahren zur Entnahme ungestörter Bodenproben.

XI a. Allgemeines, Baugrundprüfung, Probelastungen. 13 / Schultze, E.: Die Verwendbarkeit von Gleitfeldern zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Flachgründungen. BAUTECHN. 27 (1950), H. 10, S. 321—324, 10 Abb. — Die Stellungnahme des Verfassers „Zur Frage der Tragfähigkeit von Flachgründungen auf sandigem Untergrund“ (s. XVIII c. Erddruck, Bodenmechanik, Bodenpressung 17) stellt fest, daß die Gleitfelder zur Bestimmung der zulässigen Beanspruchung des Bodens unter Flachgründungen nicht geeignet sind, daß jedoch sowohl von Terzaghi wie neuerdings von dem Japaner Mizuno Verfahren zur einfacheren Bestimmung der Tragfähigkeit des Bodens auf Grund des Bruchzustandes durchgebildet wurden.

XI v. Versteinerungs-, Verdichtungs- und Gefrierverfahren usw. 10 / Bonfioli, B.: Una interessante applicazione del congelamento del terreno per la esecuzione di una galleria. (Eine interessante Anwendung des Gefrierfahrens bei Herstellung eines Stollens.) ENERGIA ELETTRICA 27 (1950), H. 6, S. 371—379, 10 Abb., 2 Taf. — Zur Durchquerung einer tiefgeschichteten Mo-
(Fortsetzung s. S. VII.)

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

BEILAGE ZUR ZEITSCHRIFT „DIE BAUTECHNIK“

20. Jahrgang

BERLIN, Februar 1951

Heft 2

Die Theorie der Stahlverbundbauweise in statisch unbestimmten Systemen unter Berücksichtigung des Kriecheinflusses¹⁾.

Von Prof. Dr.-Ing. Kurt Klöppel, Darmstadt.

Die allgemeingültigen Elastizitätsgleichungen eines n -fach statisch unbestimmten Tragsystems mit den durch dauernd wirkende Einflüsse hervorgerufenen Überzähligen X_k^P aus Lasten, X_k^S aus zeitunabhängigem Schwinden und X_k^W aus Änderungen der Lagerbedingungen

$$\sum_{k=1}^n (X_k^P + X_k^S + X_k^W) \cdot \delta_{ik} = -\delta_{i0} - \delta_{is} + \sum (C_i c_i) + \sum (M_i \tau), \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (1)$$

$$\text{mit } \delta_{ik} = \int M_i M_k \frac{ds}{E_{10} J}, \quad \delta_{i0} = \int M_i M_0 \frac{ds}{E J},$$

$$\delta_{is} = \int N_i \alpha T ds, \quad \dots \quad (2)$$

worin T die Temperaturgrade, α die Wärmeausdehnungszahl, c_i die Stützenverschiebungen und τ die Widerlagerverdrehungen sind, schreiben sich für den homogenen Stahlbeton²⁾ unter Berücksichtigung

Hierin ist für Spannungen, die von Anfang an ($t = 0$) wirken, die plastische Verformung (mit φ_t als Kriechmaß zur Zeit t und φ_e als Endkriechmaß zur Zeit t_e) des z. B. nach der vorgegebenen Kriechkurve $\varphi_t = \varphi_e (1 - e^{-t})$ sich plastisch verformenden Betons je Längeneinheit der betrachteten Faser zur Zeit t nach Ausweis des Bildes 1, das den gesamten Kriechvorgang in perspektivischer Darstellung wiedergibt, von der Größe:

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\sigma}{E_{10}} \varphi_t \quad \dots \quad (4a)$$

E_{10} ist der Elastizitätsmodul des Betons zur Zeit $t = 0$. Der Wert φ_t gibt also an, wieviel mal die plastische Verformung größer ist als die elastische ($\varepsilon_{el} = \sigma : E_{10}$). Dementsprechend wurden in den Verträglichkeitsbedingungen (3) die statisch Überzähligen X außer mit δ_{ik} (elastischer Anteil) auch noch mit $\varphi_t \cdot \delta_{ik}$ (plastischer Anteil) multipliziert.

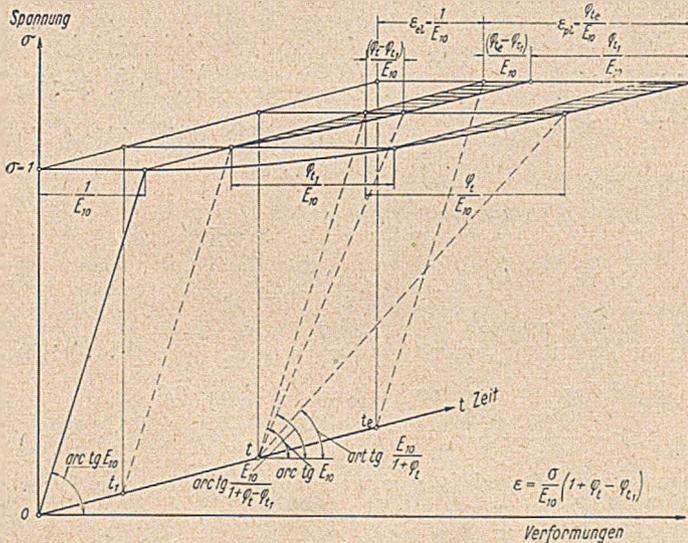


Bild 1.

des Kriechens und des zeitabhängigen Schwindens als Verträglichkeitsbedingungen zum Zeitpunkt t , wenn nur deren $i = t_e$ Zeile berücksichtigt wird, folgendermaßen:

$$\left\{ (X_n^P + X_n^W) (1 + \varphi) + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{n1}}{dt_1} (1 + \varphi_t - \varphi_{t_1}) dt_1 \right\} \delta_{ni} \dots$$

$$+ \left\{ (X_i^P + X_i^W) (1 + \varphi) + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{i1}}{dt_1} (1 + \varphi_t - \varphi_{t_1}) dt_1 \right\} \delta_{ii} \dots$$

$$+ \left\{ (X_n^P + X_n^W) (1 + \varphi) + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{n1}}{dt_1} (1 + \varphi_t - \varphi_{t_1}) dt_1 \right\} \delta_{in} =$$

$$= -\delta_{i0} (1 + \varphi) - \alpha T \frac{\varphi_t}{\varphi_e} \int N_i ds + \sum (C_i c) + \sum (M_i \tau) \quad \dots \quad (3)$$

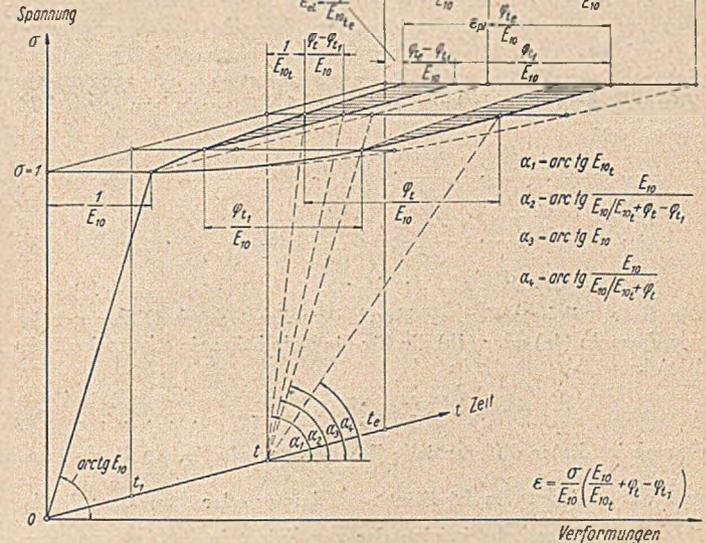


Bild 2.

Wird die dauernd wirkende Spannung σ erst zur Zeit t_1 aufgebracht, so liest sich hierfür aus Bild 1 die zur Zeit t registrierte plastische Verformung ab zu:

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\sigma}{E_{10}} (\varphi_t - \varphi_{t_1}) \quad \dots \quad (4b)$$

Ihr entsprechen in (3) die Integralausdrücke. Da φ_{t_1} eine konstante Ordinate ist, so entspricht der Formel (4b) eine neue Kriechkurve, die erst bei t_1 beginnt und äquidistant verläuft zu der ursprünglichen Kriechkurve, die für die zur Zeit $t = 0$ aufgebrachten Spannungen zuständig ist.

Für stetig anwachsenden Elastizitätsmodul des Betons E_{10t} sind die entsprechenden Verhältnisse in Bild 2 dargestellt.

Um die dem Gleichungssystem (3) entsprechenden Beziehungen für den Verbundträger anzuschreiben, bedarf es einiger Vorarbeit. Schon jetzt unterteilen wir unsere Entwicklungen nach den einzelnen Dauerinflüssen.

a) Lasten.

Wirkt auf den Gesamtquerschnitt eines Verbundträgers (Bild 3) ein konstantes Biegemoment M , so entfallen davon zur Zeit

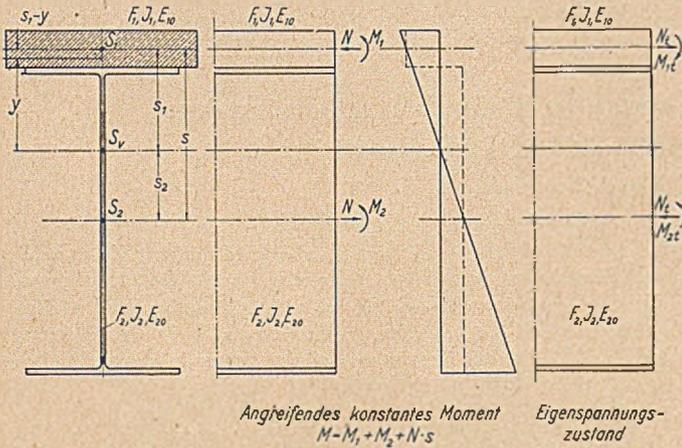
¹⁾ Auszugsweise vorgetragen vom Verfasser am 10. XI. 1950 im Kolloquium des Lehrstuhles für Statik und Stahlbau an der Technischen Hochschule, Darmstadt.
²⁾ Dischinger, Bauing. 1937, Heft 33/34, 39/40, Gleichung (62a).



$t = 0$ mit dem auf den Beton bezogenen Gesamtträgheitsmoment J_v auf den Beton- und Stahlquerschnitt

$$M_1 = \frac{E_{10} J_1}{E_{10} J_v} M \text{ und } M_2 = \frac{E_{20} J_2}{E_{10} J_v} \cdot M \quad \dots (5)$$

Durch das Kriechen ändert sich im Laufe der Zeit diese Verteilung, und zwar wird der Stahl stärker herangezogen. Da sich an den angreifenden Lasten nichts ändert, kann nur die Überlagerung mit



Angreifendes konstantes Moment $M = M_1 + M_2 + N \cdot s$
Eigenspannungszustand
Bild 3.

einem im Laufe der Zeit entstehenden Eigenspannungssystem möglich sein, das sich in jedem Gesamtquerschnitt durch die den beiden Querschnittsteilen 1 und 2 zugeordneten Schnittresultanten M_{1t} , M_{2t} und N_t ersetzen läßt. Unter ihrer Wirkung werden die beiden Teile 1 und 2 eines geraden Balkenteils ds in der Zeiteinheit dt bei Gültigkeit der Euler-Bernoulli'schen Hypothese vom Ebenbleiben der einzelnen Querschnittsteile und einem im weiteren stets konstant angenommenen Elastizitätsmodul des Betons ($E_{10t} = E_{10}$, also Bild 1 statt 2 gültig) folgende elastische Verformungen (Verdrehungen $d\psi$ und Längenänderungen Δds) annehmen:

$$\frac{d\psi_{1t}}{dt_{el}} = -\frac{dM_{1t}}{dt} \cdot \frac{ds}{E_{10} J_1}; \quad \frac{d\psi_{2t}}{dt} = +\frac{dM_{2t}}{dt} \cdot \frac{ds}{E_{20} J_2}; \quad (6a)$$

$$\frac{\Delta ds_{1t}}{dt_{el}} = \frac{dN_t}{dt} \cdot \frac{ds}{E_{10} F_1}; \quad \frac{\Delta ds_{2t}}{dt} = -\frac{dN_t}{dt} \cdot \frac{ds}{E_{20} F_2} \quad (6b)$$

Für die entsprechenden plastischen Verformungen, die nur den Betonteil betreffen, erhält man zunächst durch Differentiation der Formeln (4a) oder (4b) die für die Kriechtheorie allgemeingültige Beziehung

$$\frac{d\epsilon_{t,pl}}{dt} = \frac{\sigma}{E_{10}} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} \quad \dots (7)$$

Danach ist dieser differentielle Zuwachs der plastischen Verformung gleich der mit $\frac{d\varphi_t}{dt}$ multiplizierten Dehnung oder Staudung der betrachteten Betonfaser infolge der zur Zeit t in ihr insgesamt wirkenden Spannungen, und zwar unabhängig davon, wann bis zum Zeitpunkt t Spannungen hinzugekommen oder weggenommen worden sind. Daher ergab sich (7) sowohl aus (4a) als auch aus (4b).

Insonderheit schreibt sich für unseren Fall die Formel (7) in Analogie zu den Beziehungen (6), indem σ durch die zur Zeit t insgesamt auf die Querschnittsteile wirkenden Biegemomente oder Längskräfte ausgedrückt wird:

$$\frac{d\psi_{1t}}{dt_{pl}} = \frac{M_1 - M_{1t}}{E_{10} J_1} ds \frac{d\varphi_t}{dt}; \quad \frac{d\psi_{2t}}{dt_{pl}} = 0$$

$$\frac{\Delta ds_{1t}}{dt_{pl}} = \frac{-N + N_t}{E_{10} F_1} ds \frac{d\varphi_t}{dt}; \quad \frac{\Delta ds_{2t}}{dt_{pl}} = 0 \quad \dots (8)$$

Um nun den Eigenspannungszustand (M_{1t} , M_{2t} , N_t) berechnen zu können, wird über die elastischen und plastischen Verformungen so verfügt, daß sie zusammen für den gesamten Verbundquerschnitt wiederum die Euler-Bernoulli'sche Hypothese erfüllen. Folglich bleiben Punkte desselben Querschnittes auch nach dem Kriechen zur Zeit t in einer Ebene, die sich allerdings nach Maßgabe des Eigenspannungszustandes gegenüber ihrer Lage zur Zeit $t = 0$ verdreht und außerdem in Richtung der Schwerachse des Verbundträgers parallel zu sich verschiebt. Für die beiden Querschnittsteile 1 und 2

wird der zugrunde gelegte Verformungsmechanismus durch folgende beiden kinematischen Bedingungen verbürgt:

a) es müssen beide Querschnittsteile je Zeiteinheit dt den gleichen Verdrehungszuwachs aufweisen:

$$\frac{d\psi_{1t}}{dt_{el}} + \frac{d\psi_{1t}}{dt_{pl}} = \frac{d\psi_{2t}}{dt_{el}} \quad \dots (9)$$

b) es müssen die Verschiebungen parallel zur Schwerachse des Verbundträgers für beide Querschnittsteile in jeder Höhenlage y je Zeiteinheit dt gleich groß sein:

$$\left(\frac{d\psi_{1t}}{dt_{el}} + \frac{d\psi_{1t}}{dt_{pl}}\right)(s-y) + \left(\frac{\Delta ds_{1t}}{dt_{el}} + \frac{\Delta ds_{1t}}{dt_{pl}}\right) = \frac{d\psi_{2t}}{dt_{el}} \cdot y + \frac{\Delta ds_{2t}}{dt_{el}} \quad (10)$$

Mit den Ausdrücken (6) und (8) lauten die Gleichungen (9) und (10), bezogen auf die gemeinsame Schwerachse ($y = s_2$), folgendermaßen:

$$\frac{dM_{1t}}{dt} \cdot \frac{ds}{E_{10} F_1} + \frac{M_1 - M_{1t}}{E_{10} J_1} ds \frac{d\varphi_t}{dt} = \frac{dM_{2t}}{dt} \cdot \frac{ds}{E_{20} J_2} \quad (9a)$$

$$\left(-\frac{dM_{1t}}{dt} \cdot \frac{ds}{E_{10} J_1} + \frac{M_1 - M_{1t}}{E_{10} J_1} ds \frac{d\varphi_t}{dt}\right) s_1 + \frac{dN_t}{dt} \cdot \frac{ds}{E_{10} F_1} + \frac{N_t - N}{E_{10} F_1} \frac{d\varphi_t}{dt} = -\frac{dM_{2t}}{dt} \cdot \frac{ds}{E_{20} J_2} s_2 - \frac{dN_t}{dt} \cdot \frac{ds}{E_{20} F_2} \quad (10a)$$

Für die gemeinsame Schwerachse gibt es ohne Eigenspannungen keine Längenänderung, daher gilt im Querschnittsteil 1 ausgedrückt:

$$\frac{N}{E_{10} F_1} - \frac{M_1}{E_{10} J_1} s_1 = 0 \quad \dots (11)$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung des Eigenspannungszustandes $N_t s + M_{1t} - M_{2t} = 0$

$$\text{oder} \quad N_t = \frac{1}{s} (M_{2t} - M_{1t}) \quad \dots (12)$$

$$\text{folgt auch} \quad \frac{dN_t}{dt} = \frac{1}{s} \left(\frac{dM_{2t}}{dt} - \frac{dM_{1t}}{dt}\right) \quad \dots (12a)$$

Unter Verwendung von (11), (12) und (12a) ergibt sich aus (10a), wenn außerdem mit $\frac{dt}{d\varphi_t}$ erweitert wird:

$$-\frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} \left[\frac{1}{s} \left(\frac{1}{E_{10} F_1} + \frac{1}{E_{20} F_2} \right) + \frac{s_1}{E_{10} J_1} \right] + \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} \left[\frac{1}{s} \left(\frac{1}{E_{10} F_1} + \frac{1}{E_{20} F_2} \right) + \frac{s_2}{E_{20} J_2} \right] - \frac{M_{1t}}{E_{10} F_1} \left[\frac{1}{s} \cdot \frac{1}{E_{10} F_1} + \frac{s_1}{E_{10} J_1} \right] + \frac{M_{2t}}{E_{10} F_1} \cdot \frac{1}{s} = 0 \quad \dots (10b)$$

Mit der entsprechend geschriebenen Gleichung (9a)

$$-\frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} \cdot \frac{1}{E_{10} F_1} + \frac{M_1 - M_{1t}}{E_{10} J_1} = \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} \cdot \frac{1}{E_{20} J_2} \quad (9b)$$

zusammengefaßt, erhält man nach einiger Umformung folgende Differentialgleichung:

$$\frac{d^2 M_{1t}}{d\varphi_t^2} + A \frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} + B M_{1t} - C M_1 = 0 \quad \dots (13)$$

Mit

$$K_1 = -\frac{1}{s} \left(\frac{1}{E_{10} F_1} + \frac{1}{E_{20} F_2} \right) - \frac{s_1}{E_{10} J_1}$$

$$K_2 = +\frac{1}{s} \left(\frac{1}{E_{10} F_1} + \frac{1}{E_{20} F_2} \right) + \frac{s_2}{E_{20} J_2}$$

$$K_3 = -\frac{1}{s} \cdot \frac{1}{E_{10} F_1} - \frac{s_1}{E_{10} J_1}$$

$$K_4 = +\frac{1}{s} \cdot \frac{1}{E_{10} F_1}; \quad f = \frac{1}{E_{20} J_2}; \quad g = \frac{1}{E_{10} J_1} \quad \dots (14)$$

bedeuten

$$A = \frac{K_2 g - K_3 f + K_4 g}{-K_1 f + K_2 g}; \quad B = \frac{K_4 g}{-K_1 f + K_2 g} \quad (15)$$

Die Lösung von (13) lautet mit den Anfangsbedingungen $M_{1t} = 0$, $M_{2t} = 0$, $\varphi_t = 0$ für $t = 0$:

$$M_{1t} = M \frac{E_{10} J_1}{E_{10} J_v} \left\{ \frac{1}{\lambda_2 - \lambda_1} \left[(\lambda_2 - \lambda_1) - \frac{K_2 g}{K_2 g - K_1 f} (e^{\lambda_1 \varphi_t} - e^{\lambda_2 \varphi_t}) - (\lambda_2 e^{\lambda_1 \varphi_t} - \lambda_1 e^{\lambda_2 \varphi_t}) \right] \right\} \quad (16)$$

$$M_{2t} = M \frac{E_{10} J_1}{E_{10} J_v} \left\{ \frac{-K_1 f + K_2 g}{-K_1 f (\lambda_2 - \lambda_1)} \left[\frac{(\lambda_2 - \lambda_1) K_3 f}{-K_1 f + K_2 g} + \left(\lambda_1 + \frac{-K_3 f + K_2 g}{-K_1 f + K_2 g} \right) \left(\lambda_2 + \frac{K_2 g}{-K_1 f + K_2 g} \right) e^{\lambda_1 \varphi t} - \left(\lambda_2 + \frac{K_2 g - K_3 f}{-K_1 f + K_2 g} \right) \left(-\frac{K_2 g}{-K_1 f + K_2 g} + \lambda_1 \right) e^{\lambda_2 \varphi t} \right] \right\} \quad (17)$$

Die Werte λ_1 und λ_2 folgen aus der charakteristischen Gleichung von (13) zu

$$\lambda_{1,2} = \frac{1}{2} [-A \pm \sqrt{A^2 - 4B}] \dots \dots \quad (13a)$$

Mit N_t , das sich aus M_{1t} und M_{2t} , nach (12) bestimmt, ist somit der Eigenspannungszustand bekannt³⁾.

Wir können jetzt angeben, um wieviel sich der gesamte Verbundquerschnitt auf die Balkenlänge ds zur Zeit t allein durch das Kriechen des Betons verdreht hat:

$$d\varphi_t = \frac{M_{2t}}{E_{20} J_2} ds \dots \dots \quad (18)$$

Das Ergebnis folgt aus der Überlegung, daß der stählerne Teil dieselbe Verdrehung zurücklegen muß wie der gesamte Verbundquerschnitt. Das gilt wohl auch für den Betonteil 2. Dieser verändert aber im Gegensatz zum stählernen Teil im Laufe der Zeit seinen für die Gesamtverformung (elastische und plastische) zuständigen Modul, so daß seine Verdrehung in Form der Gleichung (18) mit Hilfe eines „ideellen“ Moduls (Bild 1) angedrieben werden müßte, was wir für den stählernen Teil nicht nötig haben.

Wir erinnern uns nunmehr, daß wir von einem im betrachteten Verbundquerschnitt konstant wirkenden Biegemoment M ausgegangen sind. Dieser Fall liegt bei Aufstellung der für die Berechnung statisch unbestimmter Verbundträger erforderlichen Verträglichkeitsbedingungen vor, denn jeder Zeile des Gleichungssystems entspricht wie bei den Elastizitätsgleichungen ein virtueller Belastungszustand $X_k = 1$, der stets am statisch bestimmten Hauptsystem die M_k -Fläche erzeugt, so daß in einem bestimmten Verbundquerschnitt ein jeweils konstantes Biegemoment M_k wirkt. Für den Zustand $X_i = 1$ ergeben sich somit die durch das Kriechen entstehenden Anteile an den Beiwerten der Verträglichkeitsbedingungen unter Verwendung von (18) zu

$$\int_0^s M_i d\varphi_{k_i} = \int_0^s M_i \frac{M_{k_{2t}}}{E_{20} J_2} ds \dots \dots \quad (19)$$

Setzen wir für $M_{k_{2t}}$ Formel (17) ein, so erhalten wir

$$\int_0^s M_i \frac{M_{k_{2t}}}{E_{20} J_2} ds = \int_0^s M_i M_k \frac{E_{10} J_1}{E_{10} J_v} \left\{ \dots \right\} \frac{ds}{E_{20} J_2} = \int_0^s M_i M_k \alpha \frac{ds}{E_{10} J_v} \quad (19a)$$

Damit ist α definiert zu

$$\alpha = \frac{E_{10} J_1}{E_{20} J_2} \left\{ \dots \right\} \dots \dots \quad (20)$$

Differenziert man das bestimmte Integral nach der Zeit, so ergibt sich

$$\frac{d}{dt} \int_0^s M_i M_k \alpha \frac{ds}{E_{10} J_v} = \int_0^s M_i M_k \frac{d\alpha}{dt} \frac{ds}{E_{10} J_v} = \int_0^s M_i M_k (\alpha') \frac{ds}{E_{10} J_v} \quad (19b)$$

und — vorbereitend für den späteren Gebrauch — erhält man nach

Multiplikation mit $\frac{dt}{d\varphi_i}$:

$$\frac{dt}{d\varphi_i} \cdot \frac{d}{dt} \int_0^s M_i M_k \alpha \frac{ds}{E_{10} J_v} = \int_0^s M_i M_k \frac{d\alpha}{d\varphi_i} \frac{ds}{E_{10} J_v} = \int_0^s M_i M_k \alpha' \frac{ds}{E_{10} J_v} \quad (19c)$$

Es ist also mit

$$\alpha' = \frac{E_{10} J_1}{E_{20} J_2} \cdot \frac{d}{d\varphi_i} \left\{ \dots \right\} \dots \dots \quad (21a)$$

Wird die Differentiation des in (17) enthaltenen Inhaltes der geschweiften Klammer durchgeführt, so lautet der Ausdruck für α'

$$\alpha' = \frac{E_{10} J_1}{E_{20} J_2} \left\{ \frac{-K_1 f + K_2 g}{-K_1 f (\lambda_2 - \lambda_1)} \left[\left(\lambda_1 + \frac{K_2 g - K_3 f}{-K_1 f + K_2 g} \right) \left(\lambda_2 + \frac{K_2 g}{-K_1 f + K_2 g} \right) \lambda_1 e^{\lambda_1 \varphi t} - \left(\lambda_2 + \frac{K_2 g - K_3 f}{-K_1 f + K_2 g} \right) \left(-\frac{K_2 g}{-K_1 f + K_2 g} + \lambda_1 \right) \lambda_2 e^{\lambda_2 \varphi t} \right] \right\} \quad (21)$$

Die Auswertung der Integrale (19c) erfolgt nach der in der Baustatik üblichen Methode einschließlich des Falles veränderlicher Trägheitsmomente J_v . Der Wert α' ist jedem Verbundquerschnitt eigentümlich, so daß er, wie im allgemeinen Falle, wie ein veränderliches Trägheitsmoment über der Trägerlänge als Abszisse aufgetragen werden kann. Im Integral für das Belastungsglied steht nur an Stelle von M_k das Biegemoment M_o aus den Lasten im statisch bestimmten Hauptsystem.

Nunmehr läßt sich die i -te Zeile der Verträglichkeitsbedingungen — analog dem Gleichungssystem (3) für den homogenen Stahlbetonträger — auch für den Verbundträger und die dauernd auf den Verbundquerschnitt wirkenden Lasten P angeben zu:

$$\begin{aligned} X_a^P \cdot \left(\delta_{ia} + \int_0^s M_i M_a \alpha \frac{ds}{E_{10} J_v} \right) + \delta_{ia} \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{a_{t_1}}^P}{dt_1} dt_1 + \\ + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{a_{t_1}}^P}{dt_1} \left(\int_0^s M_i M_a \alpha(t) \frac{ds}{E_{10} J_v} - \int_0^s M_i M_a \alpha(t_1) \frac{ds}{E_{10} J_v} \right) dt_1 \dots \\ + X_i^P \left(\delta_{ii} + \int_0^s M_i^2 \alpha \frac{ds}{E_{10} J_v} \right) + \delta_{ii} \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{i_{t_1}}^P}{dt_1} dt_1 + \\ + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{i_{t_1}}^P}{dt_1} \left(\int_0^s M_i^2 \alpha(t) \frac{ds}{E_{10} J_v} - \int_0^s M_i^2 \alpha(t_1) \frac{ds}{E_{10} J_v} \right) dt_1 \dots \\ + X_n^P \left(\delta_{in} + \int_0^s M_i M_n \alpha \frac{ds}{E_{10} J_v} \right) + \delta_{in} \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{n_{t_1}}^P}{dt_1} dt_1 + \\ + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{n_{t_1}}^P}{dt_1} \left(\int_0^s M_i M_n \alpha(t) \frac{ds}{E_{10} J_v} - \int_0^s M_i M_n \alpha(t_1) \frac{ds}{E_{10} J_v} \right) dt_1 = \\ = -\delta_{io} \int_0^s M_i M_o \alpha \frac{ds}{E_{10} J_v} \dots \quad (22) \end{aligned}$$

Differenziert man dieses Gleichungssystem nach der Zeit und multipliziert es noch mit $\frac{dt}{d\varphi_i}$, so ergibt sich

$$\begin{aligned} X_a^P \int_0^s M_i M_a \alpha \frac{ds}{E_{10} J_v} + \frac{dX_{a_{t_1}}^P}{d\varphi_i} \delta_{ia} + X_a^P \int_0^s M_i M_a \alpha' \frac{ds}{E_{10} J_v} \dots \\ + X_i^P \int_0^s M_i^2 \alpha \frac{ds}{E_{10} J_v} + \frac{dX_{i_{t_1}}^P}{d\varphi_i} \delta_{ii} + X_i^P \int_0^s M_i^2 \alpha' \frac{ds}{E_{10} J_v} \dots \\ + X_n^P \int_0^s M_i M_n \alpha \frac{ds}{E_{10} J_v} + \frac{dX_{n_{t_1}}^P}{d\varphi_i} \delta_{in} + X_n^P \int_0^s M_i M_n \alpha' \frac{ds}{E_{10} J_v} = \\ = -\int_0^s M_i M_o \alpha' \frac{ds}{E_{10} J_v} \dots \quad (22a) \end{aligned}$$

$$\text{Setzt man*) } \int_0^s M_i M_k \alpha' \frac{ds}{E_{10} J_v} : \int_0^s M_i M_k \frac{ds}{E_{10} J_v} = \mu_{ik} \quad (23)$$

so schreibt sich (22a)

$$\begin{aligned} X_a^P \mu_{ia} \delta_{ia} + \frac{dX_{a_{t_1}}^P}{d\varphi_i} \delta_{ia} + X_a^P \mu_{ia} \delta_{ia} \dots \\ + X_i^P \mu_{ii} \delta_{ii} + \frac{dX_{i_{t_1}}^P}{d\varphi_i} \delta_{ii} + X_i^P \mu_{ii} \delta_{ii} \dots \\ + X_n^P \mu_{in} \delta_{in} + \frac{dX_{n_{t_1}}^P}{d\varphi_i} \delta_{in} + X_n^P \mu_{in} \delta_{in} = -\mu_{io} \delta_{io} \dots \quad (22b) \end{aligned}$$

³⁾ Die Lösung wurde erstmals von Fröhlich, Basing, 1949, Heft 10, S. 300 mitgeteilt.

*) Die Integrale mit α' erstrecken sich nur über diejenigen Teile des Tragwerkes, die den dauernd wirkenden Einfluß als Verbundkonstruktion aufnehmen.

(22b) anders geschrieben, liefert die Form:

$$\left(\frac{dX_{a1}^P}{d\varphi_1} + X_{a1}^P \mu_{1a}\right) \delta_{1a} \dots + \left(\frac{dX_{i1}^P}{d\varphi_1} + X_{i1}^P \mu_{1i}\right) \delta_{1i} \dots + \left(\frac{dX_{n1}^P}{d\varphi_1} + X_{n1}^P \mu_{1n}\right) \delta_{1n} = -\mu_{10} \delta_{10} - X_a^P \mu_{1a} \delta_{1a} \dots - X_i^P \mu_{1i} \delta_{1i} \dots - X_n^P \mu_{1n} \delta_{1n} \quad (22c)$$

Wird die rechte Seite von (22c) mit $[Z_{i0}]$ bezeichnet, so läßt sich das gesamte Gleichungssystem der Verträglichkeitsbedingungen, von dem (22c) nur die $i = 1$ e Zeile wiedergibt, folgendermaßen schreiben:

$$\left(\frac{dX_{a1}^P}{d\varphi_1} + X_{a1}^P \mu_{1a}\right) \cdot \delta_{1a} \dots + \left(\frac{dX_{i1}^P}{d\varphi_1} + X_{i1}^P \mu_{1i}\right) \cdot \delta_{1i} \dots + \left(\frac{dX_{n1}^P}{d\varphi_1} + X_{n1}^P \mu_{1n}\right) \cdot \delta_{1n} = [Z_{a0}]$$

$$\vdots$$

$$\left(\frac{dX_{a1}^P}{d\varphi_1} + X_{a1}^P \mu_{1a}\right) \cdot \delta_{1a} \dots + \left(\frac{dX_{i1}^P}{d\varphi_1} + X_{i1}^P \mu_{1i}\right) \cdot \delta_{1i} \dots + \left(\frac{dX_{n1}^P}{d\varphi_1} + X_{n1}^P \mu_{1n}\right) \cdot \delta_{1n} = [Z_{i0}]$$

$$\vdots$$

$$\left(\frac{dX_{a1}^P}{d\varphi_1} + X_{a1}^P \mu_{1a}\right) \cdot \delta_{1a} \dots + \left(\frac{dX_{i1}^P}{d\varphi_1} + X_{i1}^P \mu_{1i}\right) \cdot \delta_{1i} \dots + \left(\frac{dX_{n1}^P}{d\varphi_1} + X_{n1}^P \mu_{1n}\right) \cdot \delta_{1n} = [Z_{n0}] \dots \dots \dots (22d)$$

Die Auflösung schreibt sich in Determinantenform:

$$\frac{dX_{i1}^P}{d\varphi_1} + \mu_{1i} X_{i1}^P = \frac{[A_{iP}]}{\Delta_N} = \gamma_{iP} \dots \dots \dots (22e)$$

Mit den Anfangsbedingungen $X_{i1}^P = 0, \varphi_1 = 0$ für $t = 0$ ergibt die Lösung der Differentialgleichung (22e):

$$X_{i1}^P = \frac{\gamma_{iP}}{\mu_{1i}} (1 - e^{-\mu_{1i} \varphi_1}) \dots \dots \dots (23a)$$

Zur Zeit t_e , wenn der Kriechprozeß abgeschlossen ist, wird $\varphi_1 = \varphi_e$ (Endkriechmaß) und (22d) lautet dann:

$$X_{i1,t_e}^P = \frac{\gamma_{iP}}{\mu_{1i}} (1 - e^{-\mu_{1i} \varphi_e}) \dots \dots \dots (23b)$$

Die resultierende Überzählige am Ende des Kriechprozesses X_{iR}^P ist dann

$$X_{iR}^P = X_{i1}^P + X_{i1,t_e}^P = X_{i1}^P + \frac{\gamma_{iP}}{\mu_{1i}} (1 - e^{-\mu_{1i} \varphi_e}) \quad (24)$$

worin

$$X_{i1}^P = \frac{\Delta_{iP}}{\Delta_N} \dots \dots \dots (25)$$

aus den Elastizitätsgleichungen (1) in der gewohnten Weise zu ermitteln ist. An einer beliebigen Stelle m des Tragwerkes ist dann nach der Superpositionsformel eine statische Größe Y :

$$Y_m = Y_{m0} + \sum_{k=1}^n X_{kR}^P Y_{mk}$$

worin Y_{m0} die statische Größe an der Stelle m im statisch bestimmten Hauptsystem bedeutet.

Bei konstantem α' , wenn also die Querschnitte des Tragwerkes konstante J_1, J_2, F_1, F_2, s_1 und s_2 aufweisen, läßt sich (22a) schreiben:

$$\left[(X_a^P + X_{a1}^P) \alpha' + \frac{dX_{a1}^P}{d\varphi_1} \right] \delta_{1a} \dots + \left[(X_i^P + X_{i1}^P) \alpha' + \frac{dX_{i1}^P}{d\varphi_1} \right] \delta_{1i} \dots + \left[(X_n^P + X_{n1}^P) \alpha' + \frac{dX_{n1}^P}{d\varphi_1} \right] \delta_{1n} = -\alpha' \delta_{10} \dots \dots \dots (22f)$$

Nach den Elastizitätsgleichungen (1) ist bei alleiniger Wirkung von P_i :

$$(X_a^P \delta_{1a} \dots + X_i^P \delta_{1i} \dots + X_n^P \delta_{1n} + \delta_{10}) \alpha' = 0 \quad (26)$$

Setzt man (26) in (22f) ein, so erhält man:

$$\left(\frac{dX_{a1}^P}{d\varphi_1} + X_{a1}^P \alpha'\right) \delta_{1a} \dots + \left(\frac{dX_{i1}^P}{d\varphi_1} + X_{i1}^P \alpha'\right) \delta_{1i} + \left(\frac{dX_{n1}^P}{d\varphi_1} + X_{n1}^P \alpha'\right) \delta_{1n} = 0 \quad (22g)$$

Dieses homogene Gleichungssystem, dessen Nennerdeterminante von Null verschieden ist, wird nur erfüllt von

$$X_{i1}^P = 0$$

Zu diesem Sonderfall ($\alpha' = \text{konstant}$) verändert also das Kriechen die nach den Elastizitätsgleichungen ermittelten statisch überzähligen Größen X_i^P nicht.

b) Zeitabhängiges Schwinden.

Es wird angenommen, daß die Schwindkurve der Kriechkurve affin ist; so daß sich das Schwindmaß zur Zeit t ergibt zu $\alpha T \frac{\varphi_t}{\varphi_{t_e}}$.

In diesem Falle berechnen sich die im statisch bestimmten Hauptsystem zur Zeit t entstehenden Biegemomente des Betonteiles (M_{2t}^S) und des Stahlteiles (M_{1t}^S) aus den folgenden beiden Differentialgleichungen, die wiederum den beiden kinematischen Bedingungen der Euler-Bernoulli'schen Hypothese entsprechen, wie sie im Abschn. a) durch die Gleichungen (9) und (10) formuliert sind⁴⁾. Für den positiven Sinn von M_{1t}^S, M_{2t}^S und N_t^S gilt wieder Bild 1.

$$\frac{1}{E_{10} J_1} \frac{dM_{1t}^S}{dt} - \frac{M_{1t}^S}{E_{10} J_1} \frac{d\varphi_t}{dt} = \frac{1}{E_{20} J_2} \frac{dM_{2t}^S}{dt} \quad (26a)$$

$$\frac{1}{E_{10} F_1} \frac{dN_t^S}{dt} + \frac{N_t^S}{E_{10} F_1} \frac{d\varphi_t}{dt} - \frac{M_{1t}^S}{E_{10} J_1} \frac{ds_1}{dt} - \frac{dM_{2t}^S}{dt} \frac{s_2}{E_{20} J_2} + \frac{\alpha T}{m} \frac{d\varphi_t}{dt} = -\frac{1}{E_{20} F_2} \frac{dN_t^S}{dt} - \frac{dM_{2t}^S}{dt} \frac{s_2}{E_{20} J_2} \quad (26b)$$

Mit (12a) schreiben sich (26a) und (26b) zusammengefaßt:

$$\frac{d^2 M_{1t}^S}{d\varphi_t^2} + A \frac{dM_{1t}^S}{d\varphi_t} + B M_{1t}^S = 0 \quad (27)$$

A und B haben dieselbe Bedeutung wie unter Abschnitt a), wo sie durch die Gleichung (15) definiert sind.

Mit dem Lösungsansatz $M_{1t}^S = e^{\lambda \varphi_t}$ ergibt sich wieder aus der charakteristischen Gleichung der Differentialgleichung (27)

$$\lambda_{1,2} = \frac{1}{2} [-A \pm \sqrt{A^2 - 4B}] \quad (28)$$

Wie der Vergleich mit (13a) lehrt, sind also die Werte λ_1 und λ_2 für Abschnitt a) und b) gleich.

Aus den Anfangsbedingungen, daß $M_{1t}^S = 0, M_{2t}^S = 0$ und $\varphi_t = 0$ sind für $t = 0$, ergeben sich die beiden Konstanten C_1 und C_2 der Lösung

$$M_{1t}^S = C_1 e^{\lambda_1 \varphi_t} + C_2 e^{\lambda_2 \varphi_t} \dots \dots \dots (29)$$

zu

$$C_{1,2} = \pm \frac{\alpha T f}{\varphi_e (\lambda_1 - \lambda_2) (K_2 g - f K_1)} \dots \dots \dots (30)$$

Die Querschnittsgrößen K, f und g sind dieselben wie unter (14). Die Temperaturgrade T sind mit Vorzeichen einzusetzen.

Damit erhalten wir:

$$M_{1t}^S = \frac{\alpha T f}{\varphi_e (\lambda_1 - \lambda_2) (K_2 g - f K_1)} (e^{\lambda_1 \varphi_t} - e^{\lambda_2 \varphi_t}) \quad (31)$$

$$M_{2t}^S = \frac{\alpha T}{\varphi_e K_2 (\lambda_1 - \lambda_2)} \left[\frac{K_2 g - f K_3}{K_2 g - f K_1} (e^{\lambda_1 \varphi_t} - e^{\lambda_2 \varphi_t}) + (\lambda_1 e^{\lambda_1 \varphi_t} - \lambda_2 e^{\lambda_2 \varphi_t}) + \lambda_2 - \lambda_1 \right] \dots \dots \dots (32)$$

N_t^S berechnet sich wieder aus M_{1t}^S und M_{2t}^S nach (12).

Für die Beiwerte der Verträglichkeitsbedingungen gelten die im Abschnitt a) abgeleiteten Beziehungen. Es verbleibt daher nur die Entwicklung der zwei „Belastungsglieder“ infolge zeitabhängigen Schwindens, die der Verdrehung

$$\int M_i \frac{M_{2t}^S}{E_{20} J_2} ds \dots \dots \dots (33a)$$

⁴⁾ Fröhlich hat im Bauing. 1950, Heft 3, S. 86 ohne Ableitung das Endergebnis mitgeteilt, das vermutlich einen Druckfehler enthält.

und der Längenänderung $\int N_i N_{2t}^S \frac{ds}{E_{20} F_2} \dots \dots \dots$ (33b)

entsprechen. (33b) kommt nur bei solchen Tragwerken in Frage, wo N_i von Null verschieden ist. Bei einfachen Durchlaufträgern schaltet (33b) aus.

Im einzelnen ergibt sich mit (32) für (33a)

$$\int M_i M_{2t}^S \frac{ds}{E_{20} J_2} = \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int \frac{M_i}{E_{10} J_v} \cdot \frac{E_{10} J_v}{E_{20} J_2} \cdot \frac{1}{K_4 (\lambda_1 - \lambda_2)} \left| \right| ds = \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int \frac{M_i}{E_{10} J_v} z_s ds \dots \dots (34)$$

und differenziert nach der Zeit sowie multipliziert mit $\frac{dt}{d\varphi_i}$:

$$\frac{d}{d\varphi_i} \int M_i M_{2t}^S \frac{ds}{E_{20} J_2} = \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int \frac{M_i}{E_{10} J_v} z_s' ds \dots \dots (35)$$

Hierin ist

$$z_s' = \frac{dz_s}{d\varphi_i} = \frac{E_{10} J_v}{E_{20} J_2} \cdot \frac{1}{K_4 (\lambda_1 - \lambda_2)} \left[\frac{K_2 g - f K_3}{K_2 g - f K_1} (\lambda_1 e^{\lambda_1 \varphi_i} - \lambda_2 e^{\lambda_2 \varphi_i}) + \lambda_1^2 e^{\lambda_1 \varphi_i} - \lambda_2^2 e^{\lambda_2 \varphi_i} \right] \dots (36)$$

Für (33b) erhält man zunächst mit (12)

$$N_{2t}^S = \frac{\alpha T}{\varphi_e} \cdot \frac{1}{(\lambda_1 - \lambda_2) K_4 s} \left[\frac{e^{\lambda_1 \varphi_i} - e^{\lambda_2 \varphi_i}}{K_2 g - K_1 f} (K_4 f + K_3 f - K_2 g) + \lambda_1 (1 - e^{\lambda_1 \varphi_i}) - \lambda_2 (1 - e^{\lambda_2 \varphi_i}) \right] \dots (37)$$

Damit wird

$$\int N_i N_{2t}^S \frac{ds}{E_{20} F_2} = \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int \frac{N_i}{E_{10} F_v} \cdot \frac{E_{10} F_v}{E_{20} F_2} \cdot \frac{1}{K_4 (\lambda_1 - \lambda_2) s} \left| \right| ds = \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int \frac{N_i}{E_{10} F_v} z_{sN} ds \dots (38)$$

und

wiederum differenziert nach der Zeit sowie multipliziert mit $\frac{dt}{d\varphi_i}$:

$$\frac{d}{d\varphi_i} \int N_i N_{2t}^S \frac{ds}{E_{20} F_2} = \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int N_i z_{sN}' ds \dots (39)$$

Hierin ist

$$z_{sN}' = \frac{dz_{sN}}{d\varphi_i} = \frac{E_{10} J_v}{E_{20} J_2} \cdot \frac{1}{(\lambda_1 - \lambda_2) K_4 s} \left[\frac{\lambda_1 e^{\lambda_1 \varphi_i} - \lambda_2 e^{\lambda_2 \varphi_i}}{K_2 g - K_1 f} (K_4 f + K_3 f - K_2 g) - \lambda_1^2 e^{\lambda_1 \varphi_i} + \lambda_2^2 e^{\lambda_2 \varphi_i} \right] \dots (40)$$

Wir können jetzt die Verträglichkeitsbedingungen aufstellen, wobei zu beachten ist, daß zur Zeit $t = 0$ die statisch unbestimmten Größen X_i^S Null sind. Die $i = te$ Zeile lautet:

$$\begin{aligned} \delta_{ia} \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{at_1}^S}{dt_1} dt_1 + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{it_1}^S}{dt_1} dt_1 &+ \int_0^s M_i M_a z(t) \frac{ds}{E_{10} J_v} - \int_0^s M_i M_a z(t_1) \frac{ds}{E_{10} J_v} dt_1 \dots \\ &+ \delta_{ii} \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{it_1}^S}{dt_1} dt_1 + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{i_1 t_1}^S}{dt_1} dt_1 \\ &\left(\int_0^s M_i^2 z(t) \frac{ds}{E_{10} J_v} - \int_0^s M_i^2 z(t_1) \frac{ds}{E_{10} J_v} dt_1 \dots \right. \\ &+ \delta_{in} \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{n t_1}^S}{dt_1} dt_1 + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{n t_1}^S}{dt_1} dt_1 \\ &\left. \left(\int_0^s M_i M_n z(t) \frac{ds}{E_{10} J_v} - \int_0^s M_i M_n z(t_1) \frac{ds}{E_{10} J_v} dt_1 \right) dt_1 = \right. \\ &= - \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int_0^s M_i z_s' \frac{ds}{E_{10} J_v} - \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int_0^s N_i z_{sN}' \frac{ds}{E_{10} F_v} \dots (41) \end{aligned}$$

Daraus gewinnt man nach Differentiation nach der Zeit und Multiplikation mit $\frac{dt}{d\varphi_i}$

$$\begin{aligned} \delta_{ia} \frac{dX_{at}^S}{d\varphi_i} + X_{at}^S \int M_i M_a z' \frac{ds}{E_{10} J_v} \dots + \delta_{ii} \frac{dX_{it}^S}{d\varphi_i} + \\ + X_{it}^S \int M_i^2 z' \frac{ds}{E_{10} J_v} \dots + \delta_{in} \frac{dX_{nt}^S}{d\varphi_i} + X_{nt}^S \int M_i M_n z' \frac{ds}{E_{10} J_v} = \\ = - \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int M_i z_s' \frac{ds}{E_{10} J_v} - \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int N_i z_{sN}' \frac{ds}{E_{10} F_v} \dots (41a) \end{aligned}$$

Mit (23) schreibt sich (41a) folgendermaßen:

$$\begin{aligned} \left(\frac{dX_{at}^S}{d\varphi_i} + X_{at}^S \mu_{ia} \right) \delta_{ia} \dots \\ + \left(\frac{dX_{it}^S}{d\varphi_i} + \mu_{ii} X_{it}^S \right) \delta_{ii} \dots + \left(\frac{dX_{nt}^S}{d\varphi_i} + \mu_{in} X_{nt}^S \right) \delta_{in} = \\ = - \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int M_i z_s' \frac{ds}{E_{10} J_v} - \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int N_i z_{sN}' \frac{ds}{E_{10} F_v} \dots (41b) \end{aligned}$$

Die Auflösung dieses Gleichungssystems liefert:

$$\frac{dX_{it}^S}{d\varphi_i} + \mu_{ii} X_{it}^S = \frac{[\Delta_{is}]}{\Delta_N} = \gamma_{is} \dots (41c)$$

Die Auflösung dieser Differentialgleichung ergibt:

$$X_{it}^S = \frac{\gamma_{is}}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} \varphi_i}) \dots \dots \dots (42)$$

Zur Zeit t_e nach Abschluß des Kriechprozesses ist die resultierende Größe der Überzähligen:

$$X_{iR}^S = X_{i,t_e}^S = \frac{\gamma_{is}}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} \varphi_e}) \dots \dots \dots (42a)$$

Mit konstanten Werten für z' und z_s' erhalten wir für die $i = te$ Zeile der Verträglichkeitsbedingungen (41a):

$$\begin{aligned} \left(\frac{dX_{at}^S}{d\varphi_i} + z' X_{at}^S \right) \delta_{ia} \dots \\ + \left(\frac{dX_{it}^S}{d\varphi_i} + z' X_{it}^S \right) \delta_{ii} \dots + \left(\frac{dX_{nt}^S}{d\varphi_i} + z' X_{nt}^S \right) \delta_{in} = \\ = - \frac{z_s'}{\varphi_e} \alpha T \int M_i \frac{ds}{E_{10} J_v} - \frac{z_{sN}'}{\varphi_e} \alpha T \int N_i \frac{ds}{E_{10} F_v} \dots (41d) \end{aligned}$$

oder

$$\frac{dX_{it}^S}{d\varphi_i} + z' X_{it}^S = \frac{[\Delta_{is}]}{\Delta_N} = \gamma_{is} \dots \dots (41e)$$

und aufgelöst mit den Anfangsbedingungen, wie vorher, liefert:

$$X_{it}^S = \frac{\gamma_{is}}{z'} (1 - e^{-z' \varphi_i}) \dots \dots \dots (42a)$$

Die Berechnung der μ -Werte entfällt also hier.

c) Änderung der Lagerungsbedingungen.

Es handelt sich um plausmäßige Verschiebungen c und Verdrehungen τ , um in der Betonplatte eine Druckvorspannung zu erzeugen.

An den Beiwerten der Verträglichkeitsbedingungen ändert sich wieder nichts. Die $i = te$ Zeile lautet:

$$\begin{aligned} X_a^W \left(\delta_{ia} + \int_0^s M_i M_a z \frac{ds}{E_{10} J_v} \right) + \delta_{ia} \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{at_1}^W}{dt_1} dt_1 + \\ + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{at_1}^W}{dt_1} \left(\int_0^s M_i M_a z(t) \frac{ds}{E_{10} J_v} - \int_0^s M_i M_a z(t_1) \frac{ds}{E_{10} J_v} dt_1 \dots \right. \\ + X_i^W \left(\delta_{ii} + \int_0^s M_i^2 z \frac{ds}{E_{10} J_v} \right) + \delta_{ii} \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{i_1 t_1}^W}{dt_1} dt_1 + \\ + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{i_1 t_1}^W}{dt_1} \left(\int_0^s M_i^2 z(t) \frac{ds}{E_{10} J_v} - \int_0^s M_i^2 z(t_1) \frac{ds}{E_{10} J_v} dt_1 \dots \right. \\ + X_n^W \left(\delta_{in} + \int_0^s M_i M_n z \frac{ds}{E_{10} J_v} \right) + \delta_{in} \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{n t_1}^W}{dt_1} dt_1 + \end{aligned}$$

$$+ \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{nt}^W}{dt_1} \left(\int_0^s M_i M_n \times(t) \frac{ds}{E_{10} J_v} - \int_0^s M_i M_n \times(t_1) \frac{ds}{E_{10} J_v} \right) dt_1 =$$

$$= \Sigma(C_i c) + \Sigma(M_i \tau) \dots \dots \dots (43)$$

Differenziert nach der Zeit und multipliziert mit $\frac{dt}{d\varphi_i}$ sowie unter Verwendung von μ_{ik} nach (23) ergibt:

$$X_a^W \mu_{ia} \delta_{ia} + \frac{dX_{at}^W}{d\varphi_i} \delta_{ia} + X_{at}^W \mu_{ia} \delta_{ia} \dots$$

$$+ X_i^W \mu_{ii} \delta_{ii} + \frac{dX_{it}^W}{d\varphi_i} \delta_{ii} + X_{it}^W \mu_{ii} \delta_{ii} \dots$$

$$+ X_n^W \mu_{in} \delta_{in} + \frac{dX_{nt}^W}{d\varphi_i} \delta_{in} + X_{nt}^W \mu_{in} \delta_{in} = 0 \dots \dots (43a)$$

Zusammengefaßt erhält man:

$$\left(\frac{dX_{at}^W}{d\varphi_i} + X_{at}^W \mu_{ia} \right) \delta_{ia} \dots + \left(\frac{dX_{it}^W}{d\varphi_i} + X_{it}^W \mu_{ii} \right) \delta_{ii} \dots$$

$$+ \left(\frac{dX_{nt}^W}{d\varphi_i} + X_{nt}^W \mu_{in} \right) \delta_{in} = -X_a^W \mu_{ia} \delta_{ia} \dots - X_i^W \mu_{ii} \delta_{ii} \dots$$

$$- X_n^W \mu_{in} \delta_{in} \dots (43b)$$

Wird die rechte Seite von (43b) mit $[Z_i W]$ bezeichnet, so läßt sich das Gleichungssystem der Verträglichkeitsbedingungen, von dem (43b) nur die $i = te$ Zeile wiedergibt, folgendermaßen schreiben:

$$\left(\frac{dX_{at}^W}{d\varphi_i} + X_{at}^W \mu_{aa} \right) \delta_{aa} \dots + \left(\frac{dX_{it}^W}{d\varphi_i} + X_{it}^W \mu_{ai} \right) \delta_{ai} \dots + \left(\frac{dX_{nt}^W}{d\varphi_i} + X_{nt}^W \mu_{an} \right) \delta_{an} = [Z_a W]$$

$$\vdots$$

$$\left(\frac{dX_{at}^W}{d\varphi_i} + X_{at}^W \mu_{ia} \right) \delta_{ia} \dots + \left(\frac{dX_{it}^W}{d\varphi_i} + X_{it}^W \mu_{ii} \right) \delta_{ii} \dots + \left(\frac{dX_{nt}^W}{d\varphi_i} + X_{nt}^W \mu_{in} \right) \delta_{in} = [Z_i W]$$

$$\vdots$$

$$\left(\frac{dX_{at}^W}{d\varphi_i} + X_{at}^W \mu_{na} \right) \delta_{na} \dots + \left(\frac{dX_{it}^W}{d\varphi_i} + X_{it}^W \mu_{ni} \right) \delta_{ni} \dots + \left(\frac{dX_{nt}^W}{d\varphi_i} + X_{nt}^W \mu_{nn} \right) \delta_{nn} = [Z_n W] \dots \dots (43c)$$

Die Auflösung schreibt sich in Determinantenform:

$$\frac{dX_{it}^W}{d\varphi_i} + \mu_{ii} X_{it}^W = \frac{[\Delta_i W]}{\Delta_N} = \gamma_i W \dots (44)$$

Mit den Anfangsbedingungen, daß $\varphi_i = 0, X_{it}^W = 0$ sind bei $t = 0$, ergibt sich als Lösung von (44)

$$X_{it}^W = \frac{\gamma_i W}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} \varphi_i}) \dots (45)$$

Am Ende des Kriechprozesses ($\varphi_i = \varphi_e$) ist

$$X_{ite}^W = \frac{\gamma_i W}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} \varphi_e}), \dots (45a)$$

und die resultierende Größe der statisch Überzähligen wird

$$X_{iR}^W = X_i^W + \frac{\gamma_i W}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} \varphi_e}) \dots (45b)$$

Darin ist nach den Elektrizitätsgleichungen (1)

$$X_i^W = \frac{\Delta_i W}{\Delta_N}$$

Bei konstantem α' nimmt (43b) folgende Form an:

$$\left[(X_a^W + X_{at}^W) \alpha' + \frac{dX_{at}^W}{d\varphi_i} \right] \delta_{ia} \dots$$

$$+ \left[(X_i^W + X_{it}^W) \alpha' + \frac{dX_{it}^W}{d\varphi_i} \right] \delta_{ii} \dots$$

$$+ \left[(X_n^W + X_{nt}^W) \alpha' + \frac{dX_{nt}^W}{d\varphi_i} \right] \delta_{in} = 0 \dots (43d)$$

Nach den Elastizitätsgleichungen (1) ist bei alleiniger Wirkung der Änderung der Lagerbedingungen

$$[X_a^W \delta_{ia} + \dots + X_i^W \delta_{ii} + \dots + X_n^W \delta_{in} - \Sigma(C_i c) - \Sigma(M_i \tau)] \alpha' = 0, \dots (46)$$

womit wir aus (43d) erhalten:

$$\left(\frac{dX_{at}^W}{d\varphi_i} + X_{at}^W \alpha' \right) \delta_{ia} \dots + \left(\frac{dX_{it}^W}{d\varphi_i} + X_{it}^W \alpha' \right) \delta_{ii} \dots$$

$$+ \left(\frac{dX_{nt}^W}{d\varphi_i} + X_{nt}^W \alpha' \right) \delta_{in} = [-\Sigma(C_i c) - \Sigma(M_i \tau)] \alpha' \dots (43e)$$

Die Lösung des Gleichungssystems, wovon (43e) die $i = te$ Zeile ist, lautet:

$$\frac{dX_{it}^W}{d\varphi_i} + \alpha' X_{it}^W = \frac{-\Delta_i W}{\Delta_N} \alpha' = -\alpha' X_i^W \dots (47)$$

Aus dieser Differentialgleichung folgt mit den Anfangsbedingungen $X_{it}^W = 0$ und $\varphi_i = 0$ für $t = 0$ das Ergebnis:

$$X_{it}^W = -X_i^W (1 - e^{-\alpha' \varphi_i}) \dots (47b)$$

Am Ende des Kriechprozesses ist

$$X_{ite}^W = -X_i^W (1 - e^{-\alpha' \varphi_e}) \dots (47c)$$

und die resultierende Größe der statisch Überzähligen beträgt:

$$X_{iR}^W = X_i^W - X_i^W (1 - e^{-\alpha' \varphi_e}) = X_i^W e^{-\alpha' \varphi_e} \dots (47d)$$

Werden die Lagerbedingungen nicht zu Beginn des Kriechprozesses, sondern erst später zum Zeitpunkt t_a geändert, so liefert die Differentialgleichung (44) mit den Bedingungen, daß $X_{it} = 0$ und $\varphi_i = \varphi_{ia}$ sind zur Zeit t_a , das Ergebnis:

$$X_{it}^W = \frac{\gamma_i W}{\mu_{ii}} (1 - e^{(\varphi_{ia} - \varphi_i) \mu_{ii}}) \dots (48)$$

Nach Beendigung des Kriechprozesses wird

$$X_{ite}^W = \frac{\gamma_i W}{\mu_{ii}} (1 - e^{(\varphi_{ia} - \varphi_e) \mu_{ii}}) (48a)$$

und die resultierende Größe der statisch Überzähligen beträgt:

$$X_{iR}^W = X_i^W + \frac{\gamma_i W}{\mu_{ii}} (1 - e^{(\varphi_{ia} - \varphi_e) \mu_{ii}}) \dots (48b)$$

Es ist bemerkenswert, daß wir jetzt über den Verlauf der Kriechkurve Bescheid wissen müssen, um z. B. φ_{ia} entnehmen oder berechnen zu können.

Die allgemeine Form für „ratenweise“ Änderung***) der Lagerbedingungen, so daß X_{i0}^W zur Zeit $t = 0$, dann zusätzlich X_{ia} zur Zeit t_a und schließlich X_{ib} zur Zeit t_b erzeugt wird, lautet für die resultierende Größe der statisch Überzähligen nach Beendigung des Kriechprozesses:

$$X_{iR}^W = X_{i0}^W + X_{ia}^W + X_{ib}^W + \frac{\gamma_i W, t=0}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\varphi_e \mu_{ii}}) +$$

$$+ \frac{\gamma_i W, t=t_a}{\mu_{ii}} (1 - e^{(\varphi_{ia} - \varphi_e) \mu_{ii}}) + \frac{\gamma_i W, t=t_b}{\mu_{ii}} (1 - e^{(\varphi_{ib} - \varphi_e) \mu_{ii}}) (48c)$$

Für die ersten drei Größen in (48c), die man aus den Elastizitätsgleichungen erhält, bekommt man gleich ihre Summe, wenn die Elastizitätsgleichungen für die Gesamtänderung der Lagerbedingungen aufgelöst werden.

Bei konstantem α' tritt an die Stelle der Gleichung (48b)

$$X_{iR}^W = X_i^W e^{-\alpha' (\varphi_e - \varphi_{ia})} \dots (48b, a)$$

und an Stelle der Gleichung (48c)

$$X_{iR}^W = X_{i0}^W + X_{ia}^W + X_{ib}^W - X_{i0}^W (1 - e^{-\alpha' \varphi_e}) -$$

$$- X_{ia}^W (1 - e^{-\alpha' (\varphi_e - \varphi_{ia})}) - X_{ib}^W (1 - e^{-\alpha' (\varphi_e - \varphi_{ib})}) (48c, a)$$

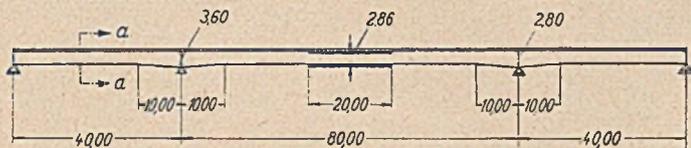
oder zusammengezogen:

$$X_{iR}^W = X_{i0}^W e^{-\alpha' \varphi_e} + X_{ia}^W e^{-\alpha' (\varphi_e - \varphi_{ia})} + X_{ib}^W e^{-\alpha' (\varphi_e - \varphi_{ib})} (48d)$$

Zum letzten Abschnitt c) soll ein kurzes Zahlenbeispiel gebracht werden. Für die auf Bild 4 dargestellte Straßenbrücke Klasse I mit den Querschnittswerten nach Bild 5 sei $t_e = 5$ Jahre, $\varphi_e = 2,0$

*** In entsprechender Weise lassen sich auch Formeln für ratenweise Aufbringung von Lasten nach Abschnitt a) entwickeln.

Ansicht der Brücke



Schnitt a-a

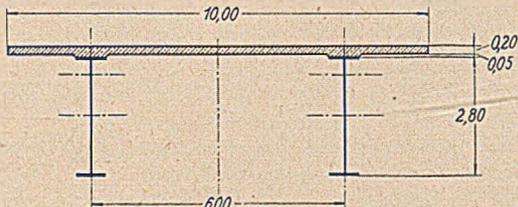


Bild 4.

und die Kriechkurve $\varphi_t = \varphi_e (1 - e^{-t})$. Werden zum Zwecke der Erzeugung von Druckvorspannungen in der Betonplatte zur Zeit $t = 0$, wenn der Beton erhärtet und der Verbund über die gesamte

Querschnitte je Hauptträger

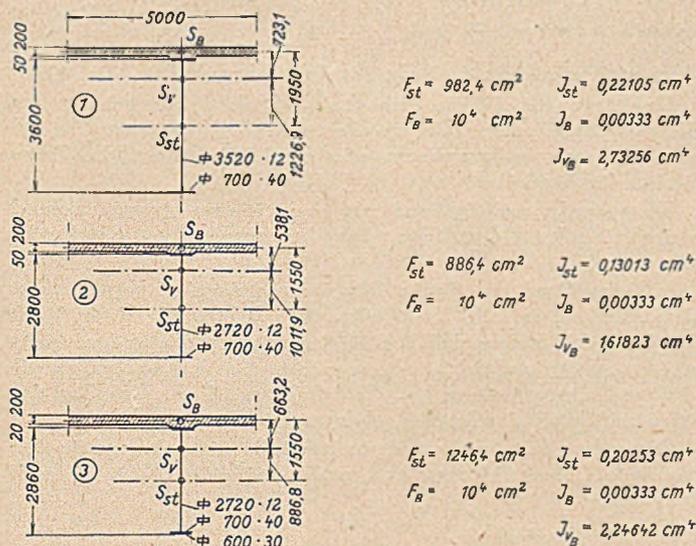


Bild 5.

Brücke wirksam ist, die Außenstützen um je c [m] angehoben, so entstehen nach (1) die Stütmomente

$$X_1^W = X_2^W = + 3116,41 \cdot c \text{ [tm]}$$

Infolge des Kriechens wären hiervon zur Zeit t_e nach (48b) noch vorhanden

$$X_{1R}^W = X_{2R}^W = + 3116,41 c - \frac{401,0820 c}{0,1290} (1 - 0,7726) = + 2409,30 c \text{ [tm]} \quad (48b)$$

Das Kriechen bringt in diesem Falle einen Abfall von 23%.

Nunmehr soll die Gesamtverschiebung c in drei gleich großen Raten $c_0 = c_a = c_b = c : 3$ aufgeteilt und nacheinander zu den Zeiten $t = 0$, $t = t_a$ und $t = t_b$ aufgebracht werden. Die Zeitintervalle $t_a - 0$ und $t_b - t_a$ seien gleich groß. Als Intervalle wählen wir der Reihe nach 1 Monat, 2 Monate, 6 Monate und 12 Monate. Es ergeben sich hierbei in gleicher Reihenfolge zur Zeit t_e die prozentualen Verminderungen der Stütmomente zu 21,2%; 19,8%; 15,6% und 11,9%. Diese Werte folgen aus (48c); für das Intervall 1 Monat lautet diese Zahlenrechnung:

$$X_{1R}^W = X_{2R}^W = + 3116,41 c - \frac{401,082 \frac{c}{3}}{0,1290} (1 - 0,7726) - \frac{401,082 \frac{c}{3}}{0,1290} (1 - 0,7880) - \frac{401,082 \frac{c}{3}}{0,1290} (1 - 0,8026) \quad (48c)$$

Um den Kriecheinfluß von 23% auf 15,6% zu vermindern, sind schon 6 Monate erforderlich.

Zum Vergleich sollen zu drei festliegenden Zeitpunkten $t = 0$, $t_a = 1$ Monat und $t_b = 2$ Monate die Verschiebungsraten verschieden groß gewählt werden, und zwar sei erstens jede folgende Rate doppelt so groß wie die vorhergehende, zweitens jede folgende Rate dreimal so groß wie die vorhergehende und drittens jede folgende Rate zehnmal so groß wie die vorhergehende. Es ergeben sich dann Abminderungen von 20,6%, 20,3% und 19,9%. Kleiner als 19,7% kann diese Abminderung nicht sein; sie tritt auf, wenn die Gesamtverschiebung c nach 2 Monaten durchgeführt wird.

Kombiniert man beide Wege — Verteilung des Anhebens auf mehrere Zeitabschnitte und Aufteilung der Gesamtverschiebung in ungleiche Teile, wobei die größte Verschiebungsrate dem spätesten Zeitpunkt zuzuordnen wäre —, so läßt sich dieser Kriechabfall weiter verringern bis zu dem Prozentsatz, der sich nach (48b) ergibt, wenn die gesamte Verschiebung zu dem spätesten Zeitpunkt erfolgt. Praktisch wird dieser Termin durch die Inbetriebnahme der Brücke begrenzt sein, so daß die „Dosierungen“ der Zeit und der Gesamtverschiebung den Kriechabfall nicht wesentlich vermindern. Es dürfte daher ratsam sein, den Grenzwert (im vorliegenden Zahlenbeispiel waren es 23%) der Berechnung der Betonspannungen zugrunde zu legen.

Der Zweck der vorliegenden Arbeit war der in sich geschlossene Einbau der Stahlverbundbauweise in die allgemeingültige Theorie der statisch unbestimmten Tragsysteme. Die Anpassung an praktisch zulässige Vereinfachungen des Rechnungsganges ist Gegenstand einer weiteren Arbeit.

Wegen weiterer einschlägiger Veröffentlichungen sei u. a. auf nachstehende Arbeiten hingewiesen:

1. Haulena, Brücken in Verbundbauweise. ZVDI Bd. 90 (1948), S. 145...150.
2. Cornelius, } Zuschriften zu 1., ZVDI Bd. 91 (1949), S. 553 ff.
3. Fröhlich, }
4. Fritz, Vereinfachtes Berechnungsverfahren für Stahlträger mit einer Betondruckplatte bei Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens. Bautechn. 27 (1950), Heft 2, S. 37...43.
5. Fritz, Vorschläge für die Berechnung durchlaufender Träger in Verbundbauweise. Bauing. 25 (1950), Heft 8, S. 271 ff.

Hochofenanlagen und Stahlbau.

Von Wilhelm Ingenerf, Kamen i. Westf.

(Schluß aus Heft 4/1950.)

Wie stark die statischen Verhältnisse durch besondere Forderungen des Hüttenmannes beeinflusst werden können, möge noch an einer abgeänderten Form des bisher behandelten Systems gezeigt werden (Abb. 6).

Für den Fall, daß keine Isolierung der Abgasrohre durch Mauerwerk vorgesehen ist, muß bei einer Temperatur der Gichtgase von 300 bis 400 Grad mit einer starken Erhitzung der Rohre gerechnet werden. Die Annahme eines rahmenartig wirkenden Gesamtsystems ist in diesem Falle nicht mehr erlaubt, weil die Wärme- spannungen schon bei einer Erwärmung auf 200—300 Grad unzulässig hoch werden. Da bei einer Temperatur von 300° die Streck-

grenze wesentlich herabsinkt und bei Temperaturen darüber hinaus die Dauerfestigkeit noch schneller abfällt als die Streckgrenze, können den Rohren überhaupt keine nennenswerten Spannungen zugewiesen werden. Wegen der großen freien Länge muß daher das Schrägrohr durch eine besondere Brücke unterstützt werden, die einerseits auf der Gichtbühne und andererseits auf einer besonderen Pendelstütze ruht. In diesem Fall sind also der Ofen und der Staubsammler statisch zwei getrennte Systeme. Damit aus der wegen der großen Länge recht erheblichen Wärmeausdehnung des Schrägrohres keine großen Schübe entstehen, sind vor dem Staubsammler Kompensatoren angeordnet, die die Dehnungen soweit ausgleichen, daß

nur noch die unvermeidbaren Komponenten aus Federungskraft und Betriebsdruck auf den Staubsammler und die Brücke wirken.

Ein Vergleich mit der vorherbesprochenen Anlage zeigt, daß veränderte Betriebsbedingungen ganz neue statische Ueberlegungen notwendig machen und auch ein wesentlich anders gestaltetes Bauwerk entstehen lassen.

Abb. 7 zeigt einen vollständig geschweißten Hochofen nach dem Entwurf von Chef-Ing. Kling der Firma H. A. Brassert, New York¹⁾. Der Ofen ist für das Erdbebengebiet in Chile bestimmt. Die Verbindung von Tragring und Stützen zu einer geschlossenen Rahmenkonstruktion ist neu, erinnert in ihrer Form aber an die älteren Vierendeel-Brücken. Der Hochofentmantel ist im ganzen Umfang mit dem Tragring bzw. rahmenartigen Tragssystem fest verbunden. Das durch erhebliche achsrechte und horizontale Kräfte belastete, statisch vielfach unbestimmte Gesamtsystem erfordert eine weitgehende Untersuchung aller Einzelglieder, wobei u. a. auch die zusätzlichen Verdrehungsbeanspruchungen der Gurte zu beachten sind. Da die gesamte Konstruktion geschweißt ist, fallen die Nebenspannungen genieteter Konstruktionen — z. B. bei den überlappten Mantelblechen — fort. Bei der geschweißten Ausführung ist schon beim Entwurf zu prüfen, ob die Baustellen-Nähte so gelegt werden können, daß große Schrumpfspannungen und Verzerrungen vermieden werden.

Bei einer genieteten Ausführung müßte auch schon beim ersten Entwurf untersucht werden, ob die Unterbringung der erforderlichen Nieten in den Rahmenecken möglich ist oder ob die Ausführung überhaupt daran scheitert, daß die Nietteilung zu eng wird.

Bei einer Vergleichsrechnung hat sich ergeben, daß bei der geschweißten Ausführung nach Abb. 7 acht Stützen unter dem Tragring ausreichen, während eine genietete Ausführung 12 Stützen erfordert.

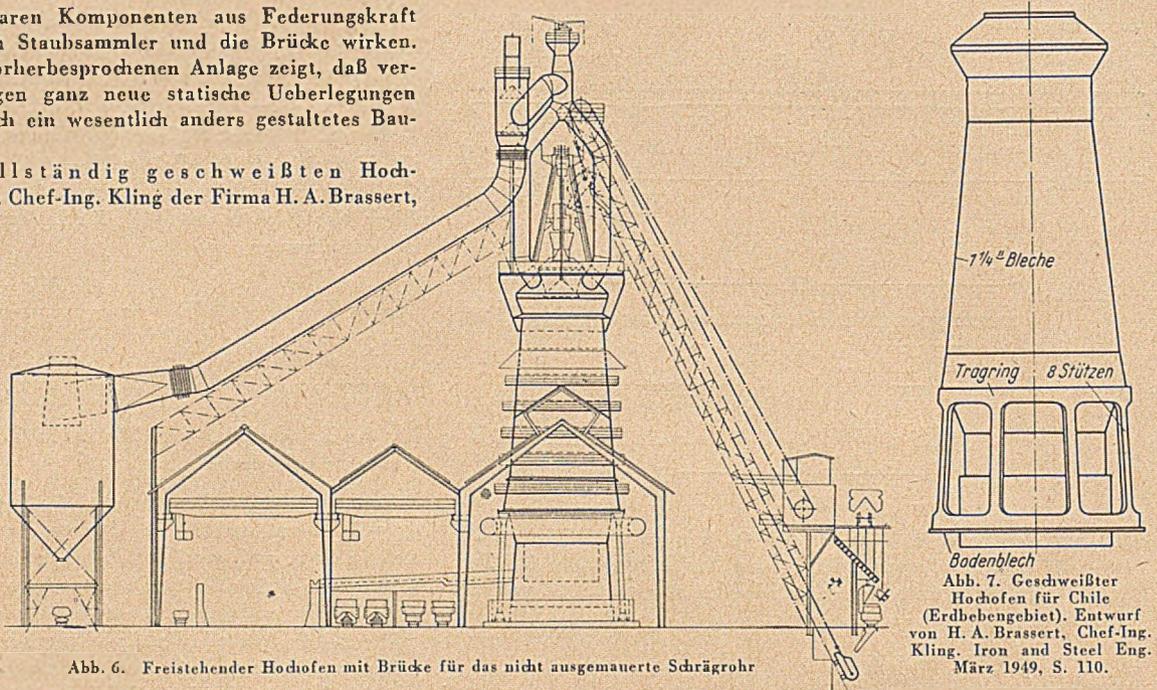


Abb. 6. Freistehender Hochofen mit Brücke für das nicht ausgemauerte Schrägröhr

Abb. 7. Geschweißter Hochofen für Chile (Erdbebengebiet). Entwurf von H. A. Brassert, Chef-Ing. Kling, Iron and Steel Eng. März 1949, S. 110.

Ofen mit Gerüst oder freistehender Ofen ohne Gerüst?

Eine Antwort auf diese Frage kann nur der Hüttenmann geben, nicht der Stahlbauer, und eine allgemein gültige Antwort läßt sich auch ebensowenig formulieren wie eine Antwort auf die Frage: Senk- oder Kippkübel?

Nordamerika und Rußland mit einer jahraus, jahrein ziemlich gleichbleibenden Rohstoffversorgung bevorzugen den freistehenden Ofen.

In Deutschland, wo die Auffassungen geteilt sind, begegnet man dem Einwand, daß die Verhältnisse hier anders sind als in diesen Ländern, daß andere und verschiedenartigere Rohstoffe verhüttet werden müssen und sich hierdurch auch ganz andere und wechselnde Betriebsbedingungen ergeben. Man glaubt aus diesen Gründen, dem Ofen mit Gerüst den Vorzug geben zu müssen.

Die andere Seite verweist darauf, daß die Anlagekosten für freistehende Oefen niedriger sind und betriebliche Bedenken nicht bestehen.

Der Einheitshochofen.

Zum Schluß soll noch der auf Veranlassung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute vor einigen Jahren entwickelte Einheitshochofen erwähnt werden. Hochofenfachtleute und Hochofenbauende Firmen haben in einer längeren Zusammenarbeit hierfür Richtlinien ausgearbeitet. Das Ziel war, nicht nur einen Hochofen mit möglichst einfachem und störungsfreiem Betrieb zu bauen, sondern auch weitestgehend an Baustoffen zu sparen.

Rein äußerlich bietet der Einheitshochofen ein neues und ungewohntes Bild: die Abstüfung des Schachtes durch Schachtsäulen, durch Konsolen oder einen Tragring fehlt, es handelt sich um einen „Hochofen ohne Beine“, der in seiner ganzen Höhe durch einen geschweißten Blechpanzer zusammengehalten wird.

Der für Senk- oder Kippkübel eingerichtete Einheitshochofen (Abb. 8 u. 9)²⁾ kann, wie die Oefen älterer Bauart, mit Gerüst oder als freistehender Ofen ohne Gerüst gebaut werden. Bei Anordnung eines Gerüsts trägt dieses die Arbeitsbühnen und die Gichtbühne mit aufgelagertem Schrägaufzug. Beim Ofen ohne Gerüst trägt der Ofenpanzer die Arbeitsbühnen und die Gichtbühne, wobei der Schrägaufzug direkt auf dieser oder auf einer besonderen Pendelstütze aufgelagert wird.

Für den Stahlbaukonstrukteur bringt der neue Einheitshochofen mit oder ohne Gerüst wesentliche Vereinfachungen. Die für den freistehenden Ofen ohne Gerüst ausführlich behandelten statischen Probleme bleiben im Prinzip die gleichen, werden aber in manchen Einzelheiten auch einfacher als bei der bisherigen Ausführung.

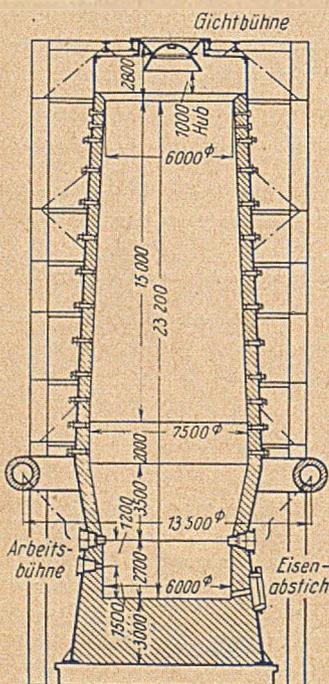


Abb. 8. Einheitshochofen mit Gerüst und Senkkübelbegichtung.

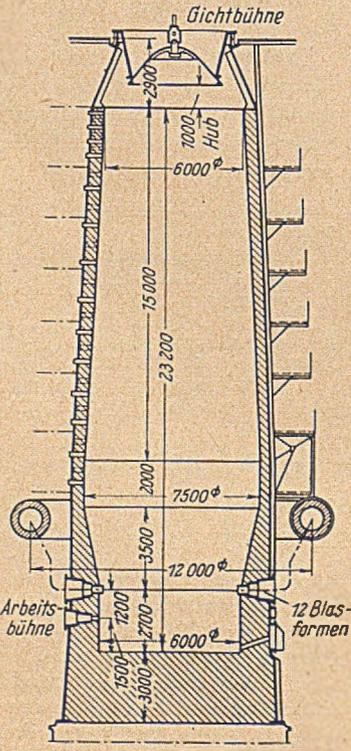


Abb. 9. Einheitshochofen ohne Gerüst mit Kippkübelbegichtung.

¹⁾ Iron and Steel Eng. März 1949, S. 110.

²⁾ Bull e, Vereinheitlichung von Hochofen. Stahl u. Eisen 1944, Heft 18, S. 285.

Gleichzeitig mit der neuen Ofenform sind für eine Reihe wichtiger Unterteile Normenvorschläge ausgearbeitet worden, so z. B. für Kühlkästen, Wind- und Schlackenformen, Düsenstöcke, Heißwindringleitung usw.

Wie weit sich die Bemühungen um die Einführung des Einheitshochofens durchsetzen werden, bleibt abzuwarten.

In vorstehendem ist nur der eigentliche Hochofen mit Standrohren, Schrägrohr und Staubsammler behandelt worden — ein Teil der Gesamtanlage. Die umfangreichen Nebenanlagen mit Winderhitzern, Gaswaschern, Gasreinigung, Kaltwind-, Rohgas- und Reingasleitungen, Blechkaminen, Aufzügen, Erz- und Koksbunkern bringen noch umfangreiche Aufgaben anderer Art für den Stahlbauer, die immer wieder neue Ueberlegungen nötig machen. Statische Probleme besonderer Art treten dabei nicht auf oder sie sind ähnlicher Art wie für den Hochofen. Ueberall und mehr noch wie bei fast allen anderen Stahlbauaufgaben spielt aber die Frage unzulässiger Erwärmungen im Hochofenbau und Hüttenwerksbau eine große — und gefährliche Rolle. Wenn beim Hochofen selbst die tragenden Konstruktionen in der Regel durch die Anordnung einer ausreichenden Kühlung auch

gegen den Einfluß hoher Temperaturen gesichert werden können, ist dieses bei anderen Konstruktionen nicht immer möglich. Bei Bunkern z. B. ist mit sehr, sehr großer Vorsicht zu prüfen, ob diese auch zum Einlagern heißen Sintergutes benutzt werden dürfen — wenn dieses gelegentlich gefordert werden sollte — oder ob der Bestand des Bauwerks durch die auftretenden Wärmespannungen nicht aufs äußerste gefährdet werden kann. Auch Stahlbetonbunker würden in gleicher Weise gefährdet sein. Bei Wind- und Gasleitungen sind neben dem Temperatureinfluß auch Druckstöße zu berücksichtigen, die unter Umständen bei Umleitungen oder Richtungsänderungen leicht Ueberraschungen bringen können.

Es ist schon vorher gesagt worden, daß der Hüttenmann den eigentlich bestimmenden Einfluß auf den Bau von Hüttenwerks- und besonders Hochofenanlagen hat. Aber der Stahlbauer muß versuchen, den Hüttenmann zu verstehen, die Betriebserfordernisse und auch den Betrieb selbst kennen zu lernen. Nur so wird es möglich sein, alle Betriebseinflüsse auf das Bauwerk berücksichtigen zu können und zu einer guten Zusammenarbeit mit dem Hüttenmann zu kommen. Im Hüttenwerks- und Hochofenbau genügt es nicht, ein guter Konstrukteur und kluger Statiker zu sein.

Die Berechnung von stählernen Bögen unter Berücksichtigung der Tragfähigkeitsreserve im elastisch-plastischen Zustand.

Von Dr.-Ing. habil. Waldemar Swida, Dozent an der T. H. Karlsruhe.

(Schluß aus Heft 4/1950.)

d) Ein festeingespannter steiler Kreisbogen mit konstantem Doppel-T-Querschnitt hat in der Mitte die Last P aufzunehmen.

Zu bestimmen ist die Höhe h des Querschnittes bei gegebenen P , σ_s , n_s , l , f , c , d und t (Abb. 19). In einem beliebigen Querschnitt ist

$$M = M_A + \frac{Pr}{2} (\sin \alpha - \sin \varphi) - Hr (\cos \varphi - \cos \alpha), \quad (27)$$

$$N = \frac{P}{2} \cdot \sin \varphi + H \cdot \cos \varphi \quad \dots \quad (28)$$

Bei der Zunahme der Belastung müssen die ersten drei Fließgelenke im Querschnitt unter der Last P und an den Einspannungsstellen entstehen. Zur Ermittlung der Lage des vierten Fließgelenkes setzen wir M und N in (5) durch deren Ausdrücke nach (27) und (28).

Der Wert φ_1 des Winkels φ , bei dem ζ zu einem Minimum wird, ist

$$\varphi_1 = \arctg \frac{P}{2H} \quad (30)$$

Es ist zu bemerken, daß im vorliegenden Fall ein Wandern des plastischen Gelenkes, welches wir in den früher behandelten Beispielen beobachteten, nicht stattfindet. Man kann sich leicht überzeugen, daß die Spannung des elastischen Zustandes: $\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}$ ebenfalls in dem durch den Winkel φ_1 bestimmten Querschnitt den größten Wert hat.

Berücksichtigt man, daß

$$\sin \varphi_1 = \frac{P}{\sqrt{4H^2 + P^2}}, \quad \cos \varphi_1 = \frac{2H}{\sqrt{4H^2 + P^2}}$$

und

$$\sin \alpha = \frac{l}{2r}, \quad \cos \alpha = \frac{r-f}{r}$$

sind, so erhält man

$$N_A = \frac{Pl}{4r} + H \left(1 - \frac{f}{r}\right); \quad N_C = H$$

$$N_B = \frac{1}{2} \sqrt{P^2 + 4H^2},$$

$$M_C = M_A + \frac{Pl}{4} - Hf;$$

$$M_B = M_A + H(r-f) + \frac{Pl}{4} - \frac{r}{2} \sqrt{P^2 + 4H^2}.$$

Die Plastizitätsbedingungen (3) können folgendermaßen angegeben werden:

$$\left(\frac{P_s l}{4r} + H_s - \frac{H_s f}{r}\right)^2 + 4M_A^s \cdot \sigma_s \cdot d = H_s^2 + 4\sigma_s \cdot d \left(M_A^s + \frac{P_s l}{4} - H_s f\right), \quad \dots \quad (31)$$

$$H_s^2 + 4\sigma_s \cdot d \left(M_A^s + \frac{P_s l}{4} - H_s f\right) = \frac{P_s^2 + 4H_s^2}{4} - 4\sigma_s \cdot d \left[M_A^s + H_s(r-f) + \frac{P_s l}{4} - \frac{r}{2} \sqrt{P_s^2 + 4H_s^2}\right], \quad (32)$$

wobei H_s der Horizontalschub und M_A^s das Kämpfermoment des Grenzzustandes sind.

Aus (31) folgt

$$\alpha H_s^2 + \beta H_s + \gamma = 0, \quad \dots \quad (33)$$

wobei

$$\alpha = \frac{(r-f)^2}{r^2} - 1; \quad \beta = \frac{P_s l (r-f)}{2r^2} + 4f \cdot \sigma_s \cdot d;$$

$$\gamma = P_s l \left(\frac{P_s l}{16r^2} - \sigma_s \cdot d\right)$$

sind.

Auf Grund von (32) wird

$$M_A^s = H_s \left(f - \frac{r}{2}\right) - \frac{P_s l}{4} + \frac{P_s^2}{32\sigma_s \cdot d} + \frac{r}{4} \sqrt{P_s^2 + 4H_s^2}. \quad (34)$$

Wenn man H_s aus (33) gefunden hat, so ist es leicht, M_A^s mit Hilfe von (34) zu bestimmen. Die Höhe h kann man aus der Gleichung (B) erhalten, wenn man sie für eines der plastischen Gelenke anschreibt, z. B. für das Fließgelenk in der Mitte des Bogens.

Es sei $P = 5$ t, $n_s = 2$, $\sigma_s = 2400$ kg/cm², $l = 10$ m, $f = 5$ m, $d = 1,2$ cm, $t = 1$ cm, $c = 8$ cm.

Auf Grund von (33), (34) und (B) erhält man: $H_s = 5,00$ t, $M_A^s = 5,19$ tm, $h = 19$ cm. Wenn man den Einfluß der Längskraft vernachlässigt und die Gleichungen (5) benutzt, so ergibt sich eine sehr geringe Differenz in der Höhe h .

Zum Vergleich wird nun h auf Grund der üblichen „elastischen“ Berechnung ermittelt.

Für den elastischen Zustand des Bogens ist:

$$H = P \cdot \frac{4r^2 - \pi(r^2 + i^2)}{\pi^2(r^2 + i^2) - 8r^2},$$

$$M = \frac{Pr}{\pi} \left[1 - \frac{\pi}{2} + \frac{8r^2 - 2\pi(r^2 + i^2)}{\pi^2(r^2 + i^2) - 8r^2}\right].$$

i^2 kann gegenüber r^2 vernachlässigt werden.

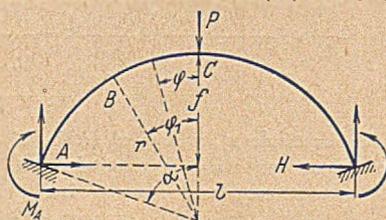


Abb. 19.

Für $P = 5 \text{ t}$ ergibt sich: $H = 2,30 \text{ t}$ und $M_A = 2,76 \text{ tm}$. Das maximale Moment $M_P = 3,76 \text{ tm}$ wirkt im Querschnitt unter der Last P . Die erforderliche Querschnittshöhe unter Berücksichtigung des Einflusses der Längskraft ist 25 cm . Die Stahlersparnis beträgt 17% . Bei einer Querschnittshöhe von $h = 19 \text{ cm}$ ist die maximale Spannung im Bogen 2050 kg/cm^2 .

Trotz der hohen Spannung verfügt der Bogen immer noch über einen doppelten Sicherheitsgrad gegen den vollständigen Verlust der Tragfähigkeit.

3. Der Einfluß der Bogenverformung.

Bis jetzt ermittelten wir statisch Unbestimmte im Bogen in dem der Verwandlung des Bogens in ein verschiebliches System vorangehenden Augenblick.

Wenn man den Einfluß der Längskraft, der gewöhnlich unwesentlich ist, außer acht läßt, so können die überzähligen Unbekannten in einem beliebigen Stadium des elastisch-plastischen Vorganges am einfachsten mit Hilfe des erweiterten Satzes von Castigliano⁴⁾ bestimmt werden, indem man den von uns früher gefundenen Wert für die gesamte Biegungsenergie U_K benützt.

Die gesamte Energie (Summe aus der elastischen Energie und der Energie der Restformänderungen) für einen Bogen mit beliebigem Querschnitt wird

$$U_K = \sum_{(s_i)} \int \frac{M^2 ds}{2 E J} + \sum_{(s_k)'} \int \left[\frac{M dM}{E J} + \int \frac{M dM}{E (J_e + S y_1)} \right] ds + \sum_{(s_k)''} \int \left[\frac{M dM}{E J} + \int \frac{M dM}{E (J_e + S y_1)} + \int \frac{M dM}{E (J_e + (S_o + S_u) y_1)} \right] ds \quad (35)$$

Hierbei ist s_i die Länge eines der elastischen Bogenabschnitte, s_k' und s_k'' diejenige eines der elastisch-plastischen; M_f ist das Moment, das dem Anfang der Plastizierung auf der einen Seite der neutralen Achse entspricht. M_f' ist das etwas größere Moment, bei welchem das Fließen auch auf der anderen Seite beginnt. Ferner bedeutet J_e das Trägheitsmoment der elastischen Zone in bezug auf die Nulllinie und y_1 den Abstand von der Nullachse bis zur Grenze zwischen der elastischen und plastischen Zone. Bei der Ableitung dieser Formel wurde angenommen, daß der Bogen ein krummer Stab mit schwacher Krümmung ist und die Spannungen sich in der elastischen Zone nach dem geradlinigen Gesetz ändern.

Für einen Bogen mit rechteckigem Querschnitt wird:

$$U_K = \sum_{(s_i)} \int \frac{M^2 ds}{2 E J} + \sum_{(s_k)'} \int \frac{M_f^2}{2 E J} \left(3 - 2 \sqrt{3 \pm \frac{2 M}{M_f}} \right) ds, \quad (35')$$

wobei EJ die Biegesteifigkeit bei elastischer Biegung, s_i die Länge eines der elastisch beanspruchten Bogenabschnitte, s_k die Länge eines der elastisch-plastisch beanspruchten Bogenabschnitte sind. M_f ist das Moment, das dem Anfang der Plastizierung entspricht. Das Vorzeichen (+) unter der Wurzel bezieht sich auf den Fall negativer, das Vorzeichen (-) auf den Fall positiver Werte des Biegemomentes.

Die Gleichung zur Ermittlung des Horizontalschubes H in einem Zweigelenkbogen mit rechteckigem Querschnitt nimmt folgende Form an:

$$\frac{\partial U_K}{\partial H} = \sum_{(s_i)} \int \frac{M}{E J} \cdot \frac{\partial M}{\partial H} \cdot ds + \sum_{(s_k)'} \int \frac{M_f}{E J} \cdot \frac{\partial M}{\partial H} \cdot ds - \sum_{(s_k)''} \int \frac{M_f}{E J} \cdot \frac{\partial M}{\partial H} \cdot ds = 0 \dots (36)$$

wobei s_k' die Länge eines der Bogenabschnitte ist, welcher sich in elastisch-plastischem Zustand befindet und durch ein positives Biegemoment beansprucht wird; s_k'' ist die Länge eines der elastisch-plastisch beanspruchten Bogenabschnitte, auf dem das Biegemoment negativ ist.

⁴⁾ S. Arbeiten des Verfassers im Ingenieur-Archiv 1948, Heft 3/4 und 1949, Heft 1/2. S. auch T. Fritsche, Zeitschr. f. angew. Math. und Mech. 1931, Heft 3.

Für einen eingespannten Bogen (Abb. 15) ist es erforderlich, noch zwei weitere Gleichungen aufzustellen:

$$\frac{\partial U_K}{\partial M_A} = 0; \quad \frac{\partial U_K}{\partial A} = 0 \dots (37)$$

In dem letzten Stadium des elastisch-plastischen Vorganges, wenn sich der Bogen infolge Zunahme der Belastung und Bildung der Fließgelenke aus einem eingespannten Bogen oder Zweigelenkbogen in einen Dreigelenkbogen verwandelt, kann die Bestimmung der Auflagerkräfte mit Hilfe der Gleichgewichtsgleichungen durchgeführt werden.

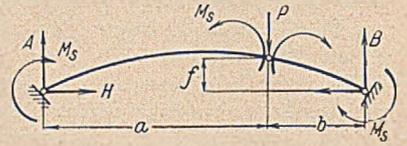


Abb. 20. Zur Ermittlung der Auflagerkräfte im Grenzzustand.

Betrachtet man z. B. den Bogen der Abb. 15 nach dem Entstehen der drei Fließgelenke als Dreigelenkbogen, der außer der Last P noch durch die Momente M_s in den Fließgelenken beansprucht wird (Abb. 20), so erhält man aus den Gleichgewichtsgleichungen:

$$A = \frac{P b - 2 M_s}{l}; \quad B = \frac{P a + 2 M_s}{l}; \quad H = \frac{a}{l \cdot f_1} (P b - 2 M_s).$$

In den vorher behandelten Beispielen haben wir den Einfluß der Formänderungen des Bogens auf die Größe der Grenzbelastung außer acht gelassen. Für den weiter unten behandelten Fall wird eine annähernde Berücksichtigung dieses Einflusses gezeigt.

Wir betrachten einen flachen parabolischen Zweigelenkbogen mit rechteckigem Querschnitt, der in der Mitte durch die Kraft P (Abb. 21) belastet ist, in dem Augenblick, in welchem eines der Fließgelenke schon im Querschnitt unter der Last entstanden ist und die zweiten Gelenke sich noch im Stadium der Bildung befinden.

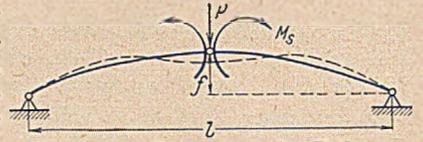


Abb. 21. Zur Untersuchung des Einflusses der Bogenverformung.

Der Horizontalschub des Bogens ohne Berücksichtigung der Formänderung ist

$$H = \frac{1}{f} \left(\frac{P l}{4} - M_s \right) \dots (38)$$

In einem beliebigen Querschnitt wird

$$M = \frac{P}{2} \cdot x - \frac{4 H f x}{l} \left(1 - \frac{x}{l} \right) = \frac{P l - 4 M_s}{l^2} \cdot x^2 + \frac{8 M_s - P l}{2 \cdot l} \cdot x \dots (39)$$

Die Abstände x_1 , x_2 und x_3 (Abb. 22) von dem Kämpfer bis zu den Grenzen der elastisch-plastischen Abschnitte ergeben sich aus den

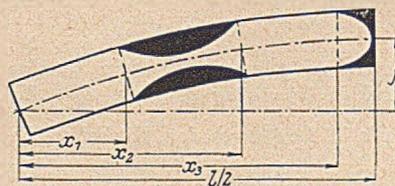


Abb. 22. Entstehen der plastischen Gelenke in einem Zweigelenkbogen.

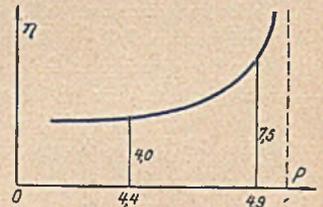


Abb. 23. Zusammenhang zwischen Belastung und Durchbiegung im elastisch-plastischen Zustand des Bogens.

Gleichungen:

$$\frac{P l - 4 M_s}{l^2} \cdot x^2 + \frac{8 M_s - P l}{2 \cdot l} \cdot x = - M_f,$$

$$\frac{P l - 4 M_s}{l^2} \cdot x^2 + \frac{8 M_s - P l}{2 \cdot l} \cdot x = M_f.$$

Daraus folgt:

$$x_1 = \frac{-\omega - \sqrt{\omega^2 - 8 \lambda}}{2 \lambda}, \quad x_2 = \frac{-\omega + \sqrt{\omega^2 - 8 \lambda}}{2 \lambda},$$

$$x_3 = \frac{-\omega + \sqrt{\omega^2 + 8 \lambda}}{2 \lambda} \dots (40)$$

Dabei ist

$$M_f = \frac{2}{3} \cdot M_s; \quad \lambda = \frac{2 P}{M_f l} - \frac{12}{l^2}, \quad \omega = \frac{12}{l} - \frac{P}{M_f}$$

Benützt man den Ausdruck (35') für die Biegeenergie und den erweiterten Satz von Castigliano und setzt man wegen der flachen Bogenachse $ds = dx$, so erhält man folgenden Näherungswert für die Durchbiegung in der Mitte der Spannweite⁵⁾:

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{\partial U_K}{\partial P} = \frac{2}{EJ} \int_0^{x_1} M \cdot \frac{\partial M}{\partial P} \cdot dx + \frac{2}{EJ} \int_{x_2}^{x_3} M \cdot \frac{\partial M}{\partial P} \cdot dx - \\ &- \frac{2 M_f}{EJ} \int_{x_1}^{x_2} \frac{\frac{\partial M}{\partial P} \cdot dx}{\sqrt{3 + \frac{2 M}{M_f}}} + \frac{2 M_f}{EJ} \int_{x_3}^{l_2} \frac{\frac{\partial M}{\partial P} \cdot dx}{\sqrt{3 - \frac{2 M}{M_f}}} = \\ &= \frac{2}{EJ} \int_0^{x_1} \left(\frac{Pl - 6 M_f}{l^2} \cdot x^2 + \frac{12 M_f - Pl}{2 \cdot l} \cdot x \right) \left(\frac{x^2}{l} - \frac{x}{2} \right) dx + \\ &+ \frac{2}{EJ} \int_{x_2}^{x_3} \left(\frac{Pl - 6 M_f}{l^2} \cdot x^2 + \frac{12 M_f - Pl}{2 \cdot l} \cdot x \right) \cdot \left(\frac{x^2}{l} - \frac{x}{2} \right) dx - \\ &- \frac{M_f}{EJ \cdot l} \int_{x_1}^{x_2} \frac{(2x - l) x dx}{\sqrt{3 + \frac{2}{M_f} \left(\frac{Pl - 6 M_f}{l^2} \cdot x^2 + \frac{12 M_f - Pl}{2 \cdot l} \cdot x \right)}} + \\ &+ \frac{M_f}{EJ \cdot l} \int_{x_3}^{l_2} \frac{(2x - l) x dx}{\sqrt{3 - \frac{2}{M_f} \left(\frac{Pl - 6 M_f}{l^2} \cdot x^2 + \frac{12 M_f - Pl}{2 \cdot l} \cdot x \right)}} = \\ &= \frac{M_f}{EJ \lambda} \left\{ \frac{1}{160 \lambda^3 \cdot l} \left[(\sqrt{\omega^2 + 8 \lambda} - \omega)^5 - (\sqrt{\omega^2 - 8 \lambda} - \omega)^5 + \right. \right. \\ &+ (-\sqrt{\omega^2 - 8 \lambda} - \omega)^5 + \frac{2 \omega - \lambda l}{128 \lambda^3 \cdot l} \left[(\sqrt{\omega^2 + 8 \lambda} - \omega)^4 - \right. \\ &- (\sqrt{\omega^2 - 8 \lambda} - \omega)^4 + (-\sqrt{\omega^2 - 8 \lambda} - \omega)^4 + \\ &+ \frac{\omega}{48 \lambda^2} \left[(\sqrt{\omega^2 - 8 \lambda} - \omega)^3 - (\sqrt{\omega^2 + 8 \lambda} - \omega)^3 - \right. \\ &- (-\sqrt{\omega^2 - 8 \lambda} - \omega)^3 + \left. \left. \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \left[3 \left(1 + \frac{\omega^2}{4 \lambda} \right) + \frac{\omega}{2} \right] \cdot \right. \right. \\ &\cdot \left. \left. \left(\frac{\pi}{2} - \arcsin \sqrt{\frac{\omega^2 + 8 \lambda}{\omega^2 + 12 \lambda}} \right) - 1 + \right. \right. \\ &+ \left. \left. \frac{\sqrt{\omega^2 + 8 \lambda} - 2 \sqrt{\omega^2 - 8 \lambda} - 4 \omega}{2 \lambda \cdot l} + \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \left[\frac{3}{l} \left(1 - \frac{\omega^2}{4 \lambda} \right) - \frac{\omega}{2} \right] \cdot \right. \right. \\ &\left. \left. \cdot \ln \frac{2 \sqrt{\lambda} + \sqrt{\omega^2 - 8 \lambda}}{2 \sqrt{\lambda} - \sqrt{\omega^2 - 8 \lambda}} \right\} \quad \dots \quad (41) \end{aligned}$$

Auf Grund von (8) und (38) ergibt sich der Grenzwert P_s zu:

$$P_s = \frac{12 M_f}{l} (2 + \sqrt{2}) \quad \dots \quad (42)$$

Wir nehmen an, daß $l = 10$ m, $f = 1$ m, $M_f = 1,22$ tm, $M_s = 1,83$ tm, $\sigma_s = 2400$ kg/cm², $h = 17,5$ cm sind.

Auf Grund von (42) ist $P_s = 5$ t. Wenn man nun in (41) die verschiedenen Werte von P , die nahe an den Grenzwert herankommen, einsetzt, so ergeben sich die entsprechenden Werte von η . Die Kurve in Abb. 23 stellt den Zusammenhang zwischen P und η bei den P -Werten, die nahe an P_s herankommen, dar.

Bei der Annäherung von P an P_s erhält der letzte Summand in (41) überwiegende Bedeutung. Schließlich wird für $P = P_s$:

$$\ln \frac{2 \sqrt{\lambda} + \sqrt{\omega^2 - 8 \lambda}}{2 \sqrt{\lambda} - \sqrt{\omega^2 - 8 \lambda}} = \infty,$$

und folglich ist auch $\eta = \infty$.

Auf Grund der obigen Überlegungen könnte man den Schluß ziehen, daß sich bei Annäherung der Kraft P an P_s die Durchbiegung η einem unendlich großen Wert nähern würde. In Wirklichkeit trifft dies, wie weiterhin gezeigt wird, nicht ganz zu, und die tatsächliche

Grenzbelastung ist kleiner als die von uns gefundene Last $P_s = 5$ t. Wir nehmen z. B. an, daß $P = 4,4$ t ist. Dann ist die Durchbiegung $\eta = 4$ cm. Der Horizontalschub ist dann:

$$H = \frac{1}{1 - \eta} \left(\frac{Pl}{4} - M_s \right) = 9,55 \text{ t.}$$

Der Näherungswert des Horizontalschubs nach (38) ist 9,17 t. Bei $H = 9,55$ t befinden sich die Querschnitte, in denen die größten negativen Momente wirken, in einem Abstand von $x' = 2,1$ m von den Auflagern. Indem man in diesen Querschnitten gedachte lotrechte Einzelkräfte anbringt und den Satz von Castigliano anwendet, erhält man ihre vertikale Verschiebung η' . Sie ist gleich 1,2 cm und nach oben gerichtet. Läßt man den Einfluß der horizontalen Verschiebung des Querschnitts mit dem maximalen negativen Moment außer acht, so kann man dieses Moment folgendermaßen darstellen:

$$M_{\max} = \frac{P}{2} \cdot x' - \frac{4 H f x'}{l} \left(1 - \frac{x'}{l} \right) - H \eta'.$$

Nach Einsetzen der Zahlenwerte ergibt sich: $M_{\max} = -1,83$ tm.

Auf diese Weise erwies sich M_{\max} gleich dem Grenzwert M_s und $P = 4,4$ t ist ein genauere Wert der Grenzbelastung als $P = 5$ t. Bei $P = 4,4$ t muß der Bogen seine Tragfähigkeit einbüßen, und die aus der Formel (41) ermittelten Werte von η verlieren bei $P > 4,4$ t ihren Sinn.

Die Herabsetzung der Grenzbelastung infolge der Bogenverformung ist leicht zu verstehen, wenn man berücksichtigt, daß jede Zunahme der Durchbiegung in der Mitte beim Anwachsen der Belastung (Abb. 21) nicht nur den Horizontalschub des Bogens, sondern auch seinen Hebelarm bezüglich des Querschnitts mit dem maximalen negativen Moment vergrößert und auf diese Weise einen Ausgleich der Momente fördert.

Die Verminderung der Grenzbelastung infolge der Bogenverformung beträgt in dem betrachteten Fall eines sehr flachen Zweigelenkbogens 12%.

Hierbei vermindert sich auch die Stahlersparnis, die durch die „plastische“ Berechnung erzielt werden konnte, und dieser Umstand ist bei der Berechnung solcher Bögen zu berücksichtigen. Für steile Bögen ist der Einfluß der Formänderungen geringer.

Um einen genaueren Wert der Durchbiegung und der Grenzbelastung zu erhalten, ist zu berücksichtigen, daß sich der Horizontalschub des Bogens und folglich auch das Biegemoment und die Normalkraft mit der Verformung der Bogenachse bei der Zunahme der Belastung ununterbrochen ändern.

Schrifttumverzeichnis.

- Maier-Leibnitz, Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz. Bautechn. 6 (1928), Heft 1, S. 11—14 u. Heft 2, S. 27—31.
- Fritsche, Die Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens. Bauingenieur 1930, Heft 49, 50 u. 51.
- Kann, Der Momentenausgleich durchlaufender Traggebilde im Stahlbau. Berlin 1932, Julius Springer.
- Eisenmann, Theorie und Statik plastischer Träger des Stahlbaues. Stahlbau 6 (1933), Heft 4, S. 25—28, u. Heft 7, S. 55.
- Prager, Ueber das Verhalten statisch unbestimmter Konstruktionen aus Stahl nach Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze. Bauingenieur 1933, Heft 5/6.
- Stüssi, Sicherheit statisch unbestimmter Fachwerke bei Veränderung einzelner Stahlequerschnitte. Bautechn. 9 (1931), Heft 40, S. 603—610.
- Shudin, Plastische Formänderungen in Stahlkonstruktionen, Bd. 1 u. 2. Kiew 1935 und 1936 (russisch), Verlag der Ukrainischen Akademie der Wissenschaften.
- Bleich, Bemessung statisch unbestimmter Systeme nach der Plastizitätstheorie (Traglastverfahren). Vorbericht zum zweiten Kongreß der JVBH., S. 137. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.
- Klöppel, Ausnützbare Plastizität bei dauerbeanspruchten Durchlaufträgern. Schlußbericht zum zweiten Kongreß der JVBH., S. 77. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.
- Craemer, Der Momentenausgleich plastischer Balkenträgerwerke und die Verträglichkeit der Formänderungen. Ingenieur-Archiv 1943, S. 285.
- Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, S. 1543. Berlin 1949, Julius Springer.
- Hintloglou, Bemessung auf Biegung beanspruchter Stahlbalken unter Berücksichtigung der Formänderungsreserve im plastischen Spannungszustand. Bauplanung 1948, Heft 5, S. 159.
- Vogt, Die Ausnützung der Plastizität bei der Berechnung von Bauteilen. Bautechn. 27 (1950), Heft 3, S. 83—89.
- Henecky, Zur Theorie plastischer Deformationen. ZAMM 1924, Bd. 4, S. 323.
- Prandtl, Spannungsverteilung in plastischen Körpern. Proceedings of the First Int. Congr. f. Appl. Mech., S. 43. Delft, Holland 1924, Blackie & Son, Limited.
- Schleicher, Der Spannungszustand an der Fließgrenze. ZAMM 1926, S. 199.
- Schleicher, Ueber die Sicherheit gegen Ueberschreiten der Fließgrenze bei statischer Beanspruchung. Bauingenieur 1928, S. 253.

⁵⁾ Zur Ermittlung des hier aufgeführten Näherungswertes der Durchbiegung stellt sich die Anwendung des Satzes von Castigliano, wie wir uns überzeugt haben, als einfacher heraus als die Anwendung der allgemeinen Formeln des zweiten Abschnittes.

18. N a d a i, Der bildsame Zustand der Werkstoffe. Berlin 1927, Julius Springer.
19. P r a g e r, Variational Principles in the Theory of Plasticity, to appear in the Proceedings of the 6th Intern. Congress of Applied Mechanics, Paris 1946, Blackie & Son, Limited.
20. S w i d a, Verfahren zur Bestimmung der Tragwerkformänderungen im elastisch-plastischen Zustand, ZAMM 1947, Heft 5/6, S. 168.
21. v a n I t e r s o n, Plasticity in Engineering. Delft, Holland, 1947, Blackie & Son, Limited.
22. S w i d a, Die Formänderungsenergiesätze in Anwendung auf den elastisch-plastischen Zustand, Ingenieur-Archiv 1948, Heft 3/4, S. 221.
23. S w i d a, Die elastisch-plastische Biegung des krummen Stabes, Ingenieur-Archiv 1948, Heft 5/6, S. 357.

24. S w i d a, Ueber die Formänderungen der Balken im elastisch-plastischen Zustand, Ingenieur-Archiv 1949, Heft 1/2, S. 71.
25. S w i d a, Die elastisch-plastische Biegung des krummen Stabes unter Berücksichtigung der Materialverfestigung, Ingenieur-Archiv 1949, Heft 4.
26. S w i d a, Ueber die Restspannungen bei der elastisch-plastischen Biegung des krummen Stabes, Ingenieur-Archiv 1950, Heft 2.
27. S w i d a, Die elastisch-plastischen Formänderungen der Platte, ZAMM 1950, Heft 9.
28. S w i d a, Plattengleichungen für den elastisch-plastischen Zustand, ZAMM 1950, Heft 10/11.

Verschiedenes

Zur Berechnung des Vierendeelträgers durch Bestimmung der Momenten-Nullpunkte.

Eine Veröffentlichung von K ü n k l e r¹⁾ über Berechnung von Vierendeelträgern für den Sonderfall gleicher Feldweiten, gleicher Trägheitsmomente in den Pfosten und Gurten sowie gleichgroßer Knotenlasten, durch Errechnung der Momenten-Nullpunkte, bietet Gelegenheit, auf ein experimentelles Hilfsmittel der Festigkeitslehre — die Spannungsoptik — hinzuweisen.

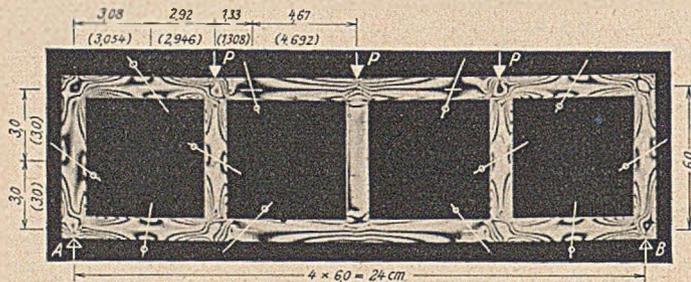


Bild 1. Aufnahme der Isochromaten — Momentennullpunkte. (Gerade Felderzahl — Mittelpfosten ohne Biegung.) Klammerwerte nach Künkler errechnete Lage der Momentennullpunkte. Ohne Klammern — durch Ausmessen der photographischen Aufnahme ermittelte Lage der Momentennullpunkte.

Mit ihrer Hilfe kann ohne Einschränkung für jeden beliebigen Fall des Systems ebenso wie der Belastung die Lage der Momenten-Nullpunkte für die Praxis versuchsmäßig mit genügender Genauigkeit, überraschend einfach und vor allem augenscheinlich ermittelt werden.

Dieses optische Verfahren mit dem Ziel i. a. einer Spannungsbestimmung beruht, wie bekannt²⁾, darauf, daß sich bei Belastung gewisser Stoffe, z. B. des Kunstharzes — Dekorit — durch die Wirkung akzidenteller, temporärer Spannungsdoppelbrechung im polarisierten Licht ein Bild des Spannungszustandes abzeichnet.

Bei Stabwerken nun, deren Einzelteile dem Geradliniengesetz folgen, zeigt dabei das Auftreten einer Null-Isochromate in ganz bestimmter, leicht erkennbarer Form einen Momenten-Nullpunkt an. (In den Abbildungen jeweils durch Querstriche hervorgehoben.)

Man kann damit die Berechnung hochgradig statisch unbestimmter Systeme, wie im gegebenen Falle, wesentlich vereinfachen, indem man die Momenten-Nullpunkte auf spannungsoptischem Wege an einem Modell ermittelt und ihre genaue Lage entweder durch unmittelbare Messung am Modell selbst oder durch Ausmessen der photographischen Aufnahme bestimmt. Da an diesen Stellen Gelenke angenommen werden können, wird das System statisch bestimmt und dadurch elementar berechenbar, sofern dies überhaupt noch erforderlich ist. In den meisten Fällen genügt die Kenntnis der Verteilung der Hauptschubspannungen bzw. der größten Randspannungen — durch Auszählen der Isochromaten am lastfreien Rand festzustellen — vollständig für die Beurteilung der Anstrengung des Werkstoffes einer Konstruktion.

Bei Herstellung der Modelle ist, wie verständlich, besonders darauf zu achten, daß neben den Achsmaßen auch das Verhältnis der Trägheitsmomente der einzelnen Stäbe zueinander genau der Hauptausführung entspricht.

Die im Modell gewonnenen Ergebnisse können alsdann durch einfache Rechnung mit Hilfe der Ähnlichkeitsgesetze quantitativ auf die wirkliche Ausführung übertragen werden.

Um nun die Genauigkeit dieses experimentellen Verfahrens aufzuzeigen, wurde vom Verfasser für den Fall quadratischer Felder ($a = h$), gleichgestalteter Stäbe ($J = \text{konst.}$) sowie gleichgroßer Einzellasten die Lage der Momenten-Nullpunkte nach Künkler errechnet und mit dem jeweiligen Versuchsergebnis verglichen.

¹⁾ Bautechn. 27 (1950), Heft 3, S. 71/73.

²⁾ Albrecht, Konstruieren mit Hilfe der Spannungsoptik. Neue Bauwelt 5 (1950), Heft 16.

Die sich ergebenden Fehler hielten sich dabei in geringen Grenzen (maximal 1,2%) und sind praktisch bedeutungslos.

Die Isochromatenaufnahmen³⁾ (Bild 1 u. 2) lassen ferner den besonderen Vorteil der Anschaulichkeit dieser Methode erkennen. Es läßt sich damit durch Augenschein der Einfluß der Belastungsart, einer Umgruppierung bzw. Änderung der Belastung oder des Systems sofort feststellen.

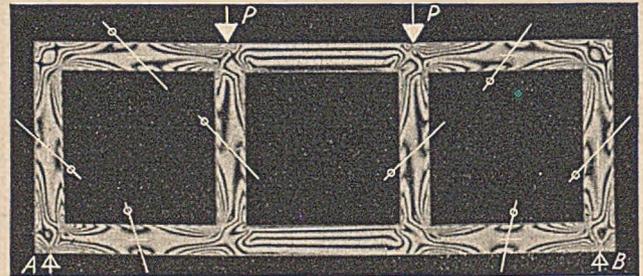


Bild 2. Aufnahme der Isochromaten — Momentennullpunkte. (Bei ungerader Felderzahl Gurt-Mittelfeld ohne Momentennullpunkt.)

Das polarisationsoptische Verfahren ist heute bereits so weit entwickelt, daß es, wenn auch nicht ein unentbehrliches, so doch ein überaus praktisches und brauchbares Hilfsmittel der Festigkeitslehre darstellt und deshalb, gerade bei Erörterung von Problemen, ähnlich dem besprochenen, nicht unerwähnt bleiben soll.

Dr.-Ing. R. Albrecht.

³⁾ Isochromaten = Linien gleicher Hauptspannungsdifferenz bzw. gleicher Hauptschubspannungen.

Zuschriften an die Schriftleitung

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Vogt, H.: Die statischen Probleme des Stahlleichtbaues. Bautechn 27 (1950), Heft 9, Beilage Der Stahlbau 19 (1950), Heft 1, S. 7/8.

Es dürfte von allgemeinem Interesse sein, in Ergänzung der Schriftumsangaben von H. Vogt darauf hinzuweisen, daß in Oesterreich von F. Müller-Magyar einige Arbeiten*) erschienen sind, die meiner Überzeugung nach einen wesentlichen Teil der in Frage stehenden Probleme weitgehend klären und Unterlagen liefern, nach denen eine einwandfreie Bemessung im Leichtmetallbau und Stahlleichtbau möglich ist. Ich bin zu dieser Überzeugung gekommen, da sich die von F. Müller-Magyar gewonnenen Ergebnisse mit eigenen theoretischen Untersuchungen und Versuchsauswertungen decken, auf deren Veröffentlichung ich infolgedessen verzichten konnte.

A. Pflüger.

*) Müller-Magyar, F.: Kritische Spannungen dünnwandiger Plattenwerke unter zentrischem Druck. — Oesterreichisches Ingenieur-Archiv, Band 2 (1948), S. 331 und Band 3 (1949), S. 180.

Müller-Magyar, F.: Die Bemessung dünnwandiger gezogener, gepreßter oder abgekanteter Profile aus Stahl oder Dural unter zentrischem Druck. Oesterreichischer Maschinenmarkt und Elektrowirtschaft, Band 5 (1950), S. 35.

Erwiderung.

Für die wertvolle Ergänzung meiner Schriftumsangabe danke ich verbindlichst.
Dr.-Ing. Helmut Vogt.

INHALT: Die Theorie der Stahlverbundbauweise in statisch unbestimmten Systemen unter Berücksichtigung des Kriecheinflusses. — Hochofenanlagen und Stahlbau (Schluß). — Die Berechnung von stählernen Bögen unter Berücksichtigung der Tragfähigkeitsreserve im elastisch-plastischen Zustand. — Verschiedenes: Zur Berechnung des Vierendeelträgers durch Bestimmung der Momenten-Nullpunkte. — Zuschriften an die Schriftleitung.

„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 ganzjährlich 15,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Postscheckkonten: Berlin-West 16 88; Frankfurt/Main 493 38. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalenderhalbjahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:

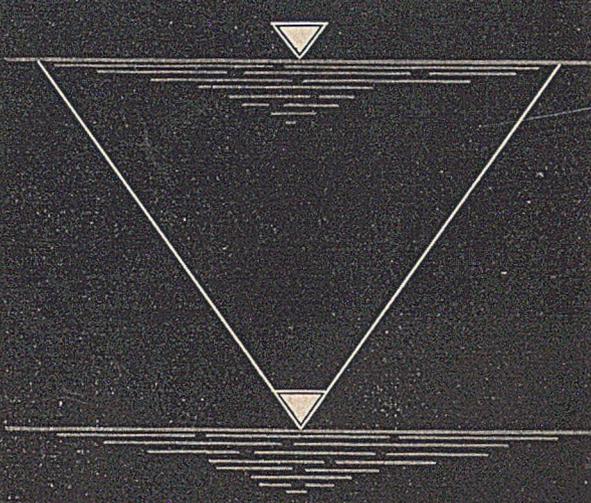
E P P A C, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2.

Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages.

Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Druck: Oskar Zschöckel & Co., Berlin-Wilmersdorf.

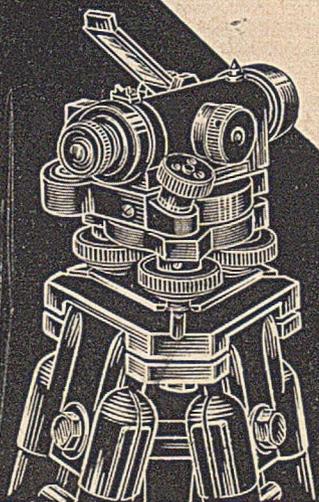
GRUNDWASSER ABSENKUNG




JOHANN KELLER
GEGR. 1860

RENCHEN-BD. FRANKFURT-MAIN HAMBURG

TACHYMETER THEODOLITE BAU- UND ING.- NIVELLIERE




**CARL ZEISS
JENA**

Auskünfte und Druckschriften 10/J übersendet Ihnen
OPTIK CARL ZEISS JENA VEB

ränenschuttrinne mit einem Stollen wird die Anwendung eines neuartigen Gefrierfahrens geschildert, mit dem man 60 m unter dem Flußspiegel in einer Länge von 20 m das Geröllmaterial in Ringform mit einer Wandstärke von 2 m vereist, um nach Verfestigung den Stollen mit 4,30 m \varnothing und 50 cm Wandstärke koaxial durchzuführen. Eingehende Schilderung des Kühlverfahrens, seiner Hilfsmittel, der Geräte und ihres Einbaus.

XII d. Dächer. 10 / CAHIERS DU CENTRE SCIENT. ET TECHN. DU BATIMENT. 3 (1950), Mappe 7, H. 69—78. — Die Mappe behandelt u. a. Wohnbauten in New York, Ausrüstung von Kalksteinbrüchen, Dachkonstruktionen, Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit von Mauerwerk gegen eindringendes Regenwasser, neueste Untersuchungen über die Rüttelung von Frischbeton. (Vgl. a. VI r. Rüttelbeton. B. 2 i. d. Zeitschriftenschau in B. u. St.)

XIII i. Ingenieurholzbau, neuzeitl. Holzbauweisen u. deren Berechnung. 14 / Herrich, W.: Der Stahlholzbalken. BAUWIRTSCHAFT 4 (1950), H. 27, S. 31, 3 Abb. — Der von Dr.-Ing. Oldemeier entwickelte Stahlholzbalken besteht aus einer Verbindung von 2 Brettern von je 2,4 cm Dicke und einer 2 mm dicken z-förmigen Stahleinlage aus St 52, die durch Klammern zu einem einheitlichen Baukörper verbunden sind. Gewicht etwa 50% des Vollholzbalkens. Zimmermannsmäßige Verarbeitung.

XIII i. Ingenieurholzbau, neuzeitl. Holzbauweisen und deren Berechnung. 15 / Gattnar, A.: Neuere Entwicklungen des Ingenieurholzbauwesens mit besonderer Berücksichtigung der Krallendübelbauweise. BAUTECHN. 27 (1950), H. 11, S. 337—344, 25 Abb. — Beachtliche zusammenfassende Darstellung: Nach Erörterung allgemeiner Fragen und der Elemente des Ingenieur-Holzbauwesens werden anhand bemerkenswerter Bauausführungen der letzten Jahre die Entwicklungslinien dargestellt: Betonierbrücke über die Bleilochsperre, Funkturm Mühlacker von 190 m Höhe in Rautenfachwerk, verschiedene Lokschruppen-Hallen aus vollwandigen Nagelträgern und mit kombinierten Nagel- und Dübelverbindungen, typisiertes Brückenbaugerät in Holzbauweise, sämtlich Ausführungen der SBU.

XIV a. Allgemeines, Baustoffpreise usw. 5 / Opitz, G.: Angemessene Zuschläge in der Preisermittlung. BAUWIRTSCHAFT 4 (1950), H. 25, S. 7—11. — Für die Betriebsgemeinkosten einschl. Umsatzsteuer wird ein Gesamtsatz von 90% der Baustellenlöhne angegeben, der alle Gehälter, sozialen Abgaben, Gerätemieten, Kleinstoffe, Baustellenausrüstungen usw. enthält. Anschließend wird die Neugliederung der Kosten in Baustellenkosten und Betriebsgemeinkosten näher erläutert, die im jüngsten Werk des Verfassers entwickelt wurde.

XV a. Allgemeines. 3 / CAHIERS DU CENTRE SCIENT. ET TECHN. DU BATIMENT 3 (1950), Mappe 7, H. 69—78. — S. XII d. Dächer. 10.

XVII k. Kläranlagen. 7 / Schmitz-Lenders, F.: Richtlinien für Kläranlagen. GESUNDH. ING. 71 (1950), H. 9/10, S. 137—139. — Die vom Arbeitsausschuß der Abwassertechn. Vereinigung ausgearbeiteten Richtlinien für den Bau und Betrieb von Klein-Kläranlagen umfassen Bemessungsgrundlagen, Bauarten mit Faulgruben, Absetzanlagen, unterirdische Verrieselung, Sickerschächte, Tropfkörper, Entkeimung.

XVII w. Wasserversorgung, Wasserwerke. 5 / Berry: Extraction of water from rivers in India for water-supply and industrial purposes. (Wasserentnahme aus indischen Flüssen für Wasserversorgungs- und industrielle Zwecke.) J. INSTN. CIV. ENGRS. 22 (1949/50), H. 1, S. 41—50, 6 Abb. — Nach kurzer Beschreibung der üblichen Bauwerkstypen folgt eine ausführliche Darstellung eines Wasserentnahme-Pfeilers mit einer Leistungsfähigkeit von 114 m³/min bei Niedrigwasser. Beton Gründung mit am Pfeilerfuß umlaufender Schürze mit den Wassereinfläufen zur Gewinnung sauberen Wassers bei geringer Versandung.

XVIII b. Balken u. Platten. 22 / Favre, H. u. B. Gilg: Sur une méthode purement optique pour la mesure directe des moments dans les plaques minces fléchies. (Eine rein optische Methode zur direkten Bestimmung der Momente in dünnen, gebogenen Platten.) SCHWEIZ. BAUTZG. 68 (1950), H. 19, S. 253—257 u. H. 20, S. 265—267, 19 Abb. — Es wird ein rein optisches Verfahren zur Bestimmung der Momente in einer gebogenen Platte, die aus zwei durchsichtigen und zusammenhängenden Lagen besteht, entwickelt. Anschließend wird eine Anwendung des Verfahrens bei der Momentenbestimmung für eine quadratische Platte auf 3 Stützen mit einer im Mittelpunkt angreifenden Kraft besprochen.

XVIII e. Erddruck, Bodenmechanik, Bodenpressung. 21 / Winkel, R.: Eine einfache Ermittlung der Größe des Erddrucks. BAUTECHN. 27 (1950), H. 10, S. 325—327, 3 Abb. — Von der

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

Im Frühjahr 1951 erscheint:

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 A 6. Etwa 1000 Seiten mit rund 1000 Textabbild.
I. Teil Leinen, II. Teil geheftet

Zusammen etwa DM **16.-**

Der Umfang wird um etwa die Hälfte erweitert!

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

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

Soeben erschienen:

DAS BETON-ABC

Schwerbeton Leichtbeton

Ein Lehrbuch
für die zielsichere Herstellung von Beton
und eine wirksame Baustellenüberwachung

Elfte neubearbeitete Auflage

Von

Dr.-Ing. **ALFRED HUMMEL**
Professor an der Technischen Hochschule Aachen

Mit 126 Textabbildungen

DIN A 5. VII, 243 S. mit 17 Zahlentaf. 1951.
Geheftet 16,— DM Leinen 18,— DM

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

Mohr'schen Erddruckberechnung ausgehend werden zunächst die naturgegebenen Werte für Raumgewicht und natürlichen Böschungswinkel bestimmt, dann werden der aktive und der passive Erddruck in einfachster Weise graphisch ermittelt. Abschließend Beweis der Konstruktionsrichtigkeit.

XVIII k. Knickung. 10 / Haller, P.: Die Knickfestigkeit von Mauerwerk aus künstlichen Steinen. SCHWEIZ. BAUTZG. 67 (1949), H. 38, S. 531—536, 9 Abb. — Bericht über Versuche, die zur Feststellung der Tragfähigkeit von schlanken Wänden und Pfeilern in Einstein- und Verbandsmauerwerk sowie mit verschiedenen Mörtelarten angestellt wurden. Ergebnisse in tabellarischer Zusammenfassung.

XVIII k. Knickung. 11 / Levi, F.: L'instabilità dell'equilibrio in regime elastico-viscoso. (Knicken im elastisch-plastischen Bereich.) GIORNALE DEL GENIO CIVILE 88 (1950), H. 2, S. 84—92, 2 Abb. — Es werden vier verschiedene Stabbelastungsfälle untersucht, wobei nicht nur die elastischen Verformungen, sondern auch die von der Zeit abhängigen plastischen Verformungen, z. B. infolge Kriechens, berücksichtigt werden. Das Ergebnis zeigt, daß die kritische Knicklast nach Euler durch die Erweiterung auf den plastischen Bereich unverändert bleibt.

XVIII k. Knickung. 12 / Marx, W. R.: Beitrag zur Bestimmung der Knicklänge elastisch eingespannter Stäbe. STAHLBAU 19 (1950), H. 2, S. 9—11, 10 Abb., 6 Taf. — Auswertung der transzendenten Gleichungen für mehrere gebräuchliche Systeme in Abhängigkeit vom Einspannungsgrad, derart, daß man für jeden gebräuchlichen Einspannungsgrad der behandelten Stabsysteme ohne viel Rechenarbeit die Knicklast bzw. die Knicklänge des elastisch eingespannten Stabes angeben kann. Beispiele.

XVIII s. Schalen. 6 / Billig: A Simplified design of shall roofs. (Vereinfachtes Entwerfen von Schalendächern.) J. INSTN. CIV. ENGRS. 22 (1949/50), H. 1, S. 57—69, 3 Abb. — Die hier veröffentlichten Tabellen, mit denen Tonnengewölbe von halbelliptischem Querschnitt für Eigengewicht auf einfache Weise berechnet werden können, sind für Industriebauten in der Sowjetunion, auf den von Finsterwalder und Dischinger entwickelten Gleichungen fußend, aufgestellt worden. Sie geben die zur Berechnung der Normalkräfte in Längs- und Querrichtung sowie der Schubkräfte erforderlichen 3 Konstanten in Abhängigkeit vom Pfeilverhältnis und vom Zentriwinkel an. Als Beispiel dienen die beim Dnjepr-Aluminiumwerk ausgeführten 6 cm starken Schalendächer von 11 m Spannweite und 3,35 m Stich.

XIX k. Kaimauern, Ufermauern, Molen. 12 / Hampe, B. u. K. Müller: Bau einer Mole am unteren Vorhafen der Staustufe Magdeburg. BAUTECHN. 27 (1950), H. 10, S. 317—321 u. H. 11, S. 359—363, 22 Abb. — Das Bauwerk gliedert sich in eine 90 m lange, beiderseits freistehende Mole und eine 163 m lange Stützmauer. Bauwerk ist durch Dehnungsfugen in 17 Betonblöcke unterteilt. Beschrieben werden die Gründung, z. T. mit Unterwasserbeton, die Erd- und Rammarbeiten für die Spundwände, die Wasserhaltung mit Filterrohrbrunnen und die Betonarbeiten.

XIX k. Kanäle. 10 / Lohmeyer, Umbau des Panamakanals. BAUTECHN. 27 (1950), H. 10, S. 330—332. — Nach Schilderung des jetzigen Kanalzustandes werden zunächst die möglichen Verbesserungen des Schleusenkanals besprochen. Anschließend wird über das neue Projekt eines schleusenfreien Kanals berichtet. (Vgl. XIX k. Kanäle. 8.)

XIX s. Schiffshebewerke. 1 / Faure, B.: Schwimmerhebewerke Bauart Faure. BAUTECHN. 27 (1950), H. 10, S. 329—330, 3 Abb. — Es werden neuartige Schiffshebewerke als Schwimmerhebewerke mit seitlich vom Trog angeordneten Schwimmerbehältern entwickelt. Das Hebewerk kann mit mechanischem oder auch mit hydraulischem Antrieb erstellt werden. Ausführliche Beschreibung demnächst im Bautechnik-Archiv.

XIX w. Wehre u. Nebenanlagen. 7 / Fröhlich: Umbau der Stauanlage von Esna, Ägypten. BAUTECHN. 27 (1950), H. 10, S. 328—329, 3 Abb. — Besprochen werden der Bau der Fangedämme aus 11 m langen Larssen-Spundbohlen, die Ausführung des Wehres, der Verankerung der Wehrpfeiler, der Betonschürzen ober- und unterstromseitig, die Verbreiterung des Gewölbes und der Bau einer neuen Drehbrücke. Arbeitsmethoden, Baustoffe und Baugeräte.

XX a. Wirtschaftsfragen, allgem. 13 / Brochier, P.: Unternehmer und Arbeiter in den Vereinigten Staaten. N. BAUWELT 5 (1950), H. 6, S. 4—6, H. 7, S. 7—8 u. H. 8, S. 9—11. — Bericht über Reiseeindrücke in den USA: Beziehungen zwischen Arbeitgebern und Arbeitnehmern und die sozialen Einrichtungen in den Betrieben, die Organisationen der Arbeitgeber und Arbeitnehmer, die Universitäten und ihre Beziehungen zur Wirtschaft und Industrie.

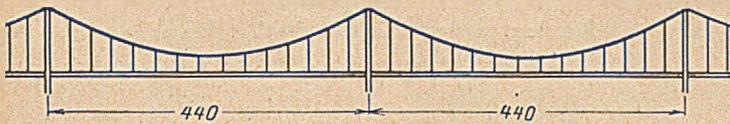


Abb. 20.

Am häufigsten ist eine Form gewählt worden, bei der zwei gleich große Hauptspannen zwischen kleineren (z. T. sehr kleinen) Seitenspannen liegen, d. h. so, wie es Abb. 20 bis 23 zeigen. Der

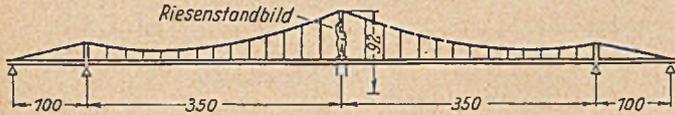


Abb. 22.

Entwerfer der in Abb. 20 dargestellten Brücke hat es sogar gewagt, die beiden Hauptöffnungen nicht in eine gerade Linie zu legen: im Grundriß gesehen, hatte die Brückenachse im Mittelportal einen merklichen Knick.

Daneben sind Ausführungen mit einem einzigen Pylonenportal (Abb. 24 und 25) vorgeschlagen worden, ferner war in mehreren Fällen eine einzige Hauptöffnung ohne Seitenöffnungen entworfen, z. B. wenn die Seitenöffnungen nicht am Tragkabel aufgehängt waren.

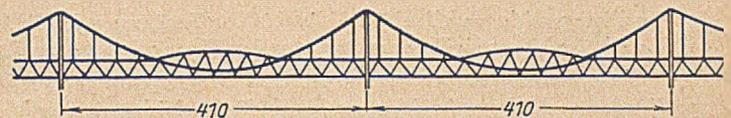


Abb. 21.

Leider gehört die Mehrzahl der Vorschläge dieser Gruppe, wie man schon an Hand der entsprechenden Abbildungen erraten haben mag, nicht zu den ingenieurmäßig und konstruktiv gut durchgearbeiteten

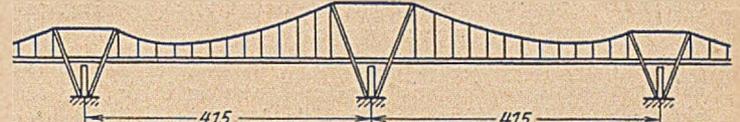


Abb. 23.

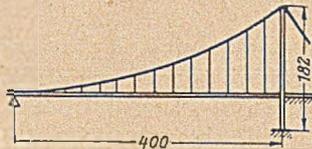


Abb. 24.

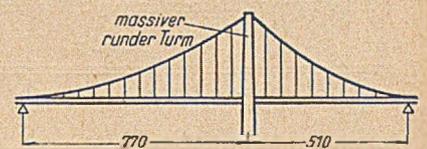


Abb. 25.

Entwürfen. Daher soll auch auf eine nähere Besprechung verzichtet werden. Z. T. zeigen die Skizzen jedoch, daß sich architektonisch recht interessante Bilder ergeben können. (Schluß folgt.)

Entwurf für die Neufassung: Straßen- und Wegbrücken, Belastungsannahmen, DIN 1072.

Einsprüche bis 1. Mai 1951 möglichst in 2facher Ausfertigung an die Geschäftsstelle Fachnormenausschuß Bauwesen, Bamberg, Wilhelmpl. 3.

A Vorbemerkung

1 Geltungsbereich

Die Belastungsannahmen gelten für die Berechnung neuer und für die Nachrechnung bestehender Straßen- und Wegbrücken.

2 Mitgeltende andere Vorschriften

Die wichtigsten Vorschriften sind nachstehend aufgeführt. Weitere Vorschriften sind je nach Geltungsbereich anzuwenden.

- DIN 1000 — Normalbedingungen für die Lieferung von Stahlbauwerken,
- DIN 1045 — Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton,
- DIN 1047 — Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton,
- DIN 1052 — Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung,
- DIN 1053 — Berechnungsgrundlagen für Bauteile aus künstlichen und natürlichen Steinen,
- DIN 1054 — Zulässige Belastung des Baugrundes und der Pfahlgründungen,
- DIN 1055 — Lastannahmen für Bauten,
- DIN 1073 — Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken,
- DIN 1074 — Holzbrücken,
- DIN 1075 — Berechnungsgrundlagen für massive Brücken,
- DIN 1350 — Zeichen für Festigkeitsberechnungen,
- DIN 4101 — Vorschriften für geschweißte, vollwandige stählerne Straßenbrücken,
- DIN 4114 — Berechnungsgrundlagen für Stabilitätsfälle im Stahlbau (Knickung, Kippung, Beulung),
- DIN 4227 — Vorgespannte Stahlbetonbauteile¹⁾.

Vorläufige Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau.

DIN 4420 — Belastungsannahmen für Gerüste, Verkehrslasten der Straßenbahnen für Brücken.

Für Brücken unter Gleisen der Reichsbahn:

BE-Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken²⁾.

Für Brücken unter Gleisen anderer Bahnen:

Vorschriften der Länder, z. B. Vorschriften des Reichsverkehrsministers für die Berechnung der Brücken der Privateisenbahnen des allgemeinen Verkehrs vom 26. Juli 1926, E II 22 Nr. 2095 (Reichsverkehrsblatt 1929, Teil I, S. 296) mit Ergänzung vom 25. 7. 1934, E 22 Nr. 4727.

¹⁾ Berichtigter Sonderdruck mit Erläuterungen von Prof. Rüsck, Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Die BE werden zur Zeit neu bearbeitet.

Vorschriften des Preußischen Ministers für Handel und Gewerbe für die Berechnung der Brücken der Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen vom 24. August 1926, J. Nr. VI. 6. 5. 2739 (Ministerialblatt der Handels- und Gewerbeverwaltung 1926, S. 226).

3 Hinweis auf mögliche Ausnahmen

Für sehr große oder den üblichen Bauweisen nicht entsprechende Brücken können besondere, von diesen Belastungsannahmen abweichende Vorschriften aufgestellt werden. Sie bedürfen aber in jedem Einzelfalle der Genehmigung der zuständigen Obersten Straßenbaubehörde des Landes oder der zuständigen Zentralbehörde.

So kann es sich z. B. bei Brücken großer Länge oder Breite empfehlen, zwischen „Fahrlast“ und „Stehlast“ zu unterscheiden. Hierbei bedeutet *Fahrlast* den Belastungsfall des flüssigen Verkehrs, bei dem die Fahrzeuge genügend Abstand haben, um ein rasches Fahren zu ermöglichen, und *Stehlast* den Belastungsfall bei Verkehrsstockung mit dicht aufgerückten Fahrzeugen. Bei der *Fahrlast* ist mit Schwingbeiwerten zu rechnen. Wegen der Dauerfestigkeit der Baustoffe ist gegebenenfalls die zulässige Spannung herabzusetzen. Für die *Stehlast* darf die zulässige Spannung unter Umständen erhöht werden, wenn mit einer Ansammlung schwerer Fahrzeuge gerechnet wird.

B Belastungsannahmen

Hauptlasten

Die Hauptlasten bilden zusammen den Lastfall I.

4 Ständige Last

(Meist als gleichmäßig verteilt anzunehmen)

4.1 Gewicht des Überbaues (Hauptträger, Querträger, Längsträger, Fahrbahntafel, Windverbände, Querversteifungen, Gehbahnträger, Geländer u. a.).

Gewicht der Brückenbahn (Pflaster oder Beschotterung, Unterbettung, Belag, Gleise u. a.) und der Straßenleitungen (siehe jedoch Abschnitt 7.3)

4.2 Das Gewicht der Fahrbahn ist unmittelbar zu berechnen, während das Gewicht des Überbaues durch Formeln, Gewichtskurven oder durch Vergleichen mit ausgeführten Brücken gleicher oder ähnlicher Maße zunächst annähernd ermittelt werden darf. Diese Werte sind der Berechnung der Biegemomente, Querkräfte und Stabkräfte vorläufig zugrunde zu legen.

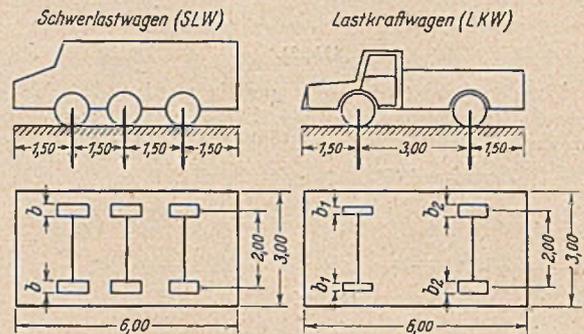
Das Eigengewicht von Bauhölzern ist bis zur Ergänzung der DIN 1055 nach den bisher für Brücken maßgebenden Werten anzunehmen³⁾.

4.3 Überschreitungen der zulässigen Spannungen infolge unzutreffender vorläufiger Gewichtsannahmen dürfen höchstens 3% betragen; im anderen Falle ist die Festigkeitsberechnung mit den richtigen Gewichten neu aufzustellen. In der Festigkeitsberechnung ist stets die aus der genauen Gewichtsberchnung ermittelte Eigenlast der angenommenen gegenüberzustellen.

5 Einflüsse aus Änderungen der Stützbedingungen und aus Vorspannungen

Einflüsse aus planmäßigen Änderungen der Stützbedingungen und aus Vorspannungen sind wie ständige Lasten zu behandeln; desgleichen auch die Einflüsse aus ungewollt eingetretenen Änderungen der Stützbedingungen, wenn die planmäßigen Stützbedingungen nicht wiederhergestellt werden (vgl. Abschnitt 16).

Abmessungen und Gewichte der Regellasten
Tafel I. Abmessungen der Regelfahrzeuge



Tafel II. Gewichte und Aufstandsweiten der Regelfahrzeuge

Kl.	Ges.-Last t	Radlasten t	Aufstandsweite b m	Kl.	Ges.-Last t	Radlasten (vorn) t	Aufstandsweite b ₁ m	Radlasten (hinten) t	Aufstandsweite b ₂ m
60	60	10,0	0,60	12	12	2,0	0,20	4,0	0,30
45	45	7,5	0,50	6	6	1,0	0,14	2,0	0,20
30	30	5,0	0,40	3	3	0,5	0,10	1,0	0,14

Aufstandsweite der Radlast in Fahrtrichtung = 0,20 m.
Aufstandsfläche jedes Rades = 0,20 · b in m².

Tafel III. Regellasten

Brückenklasse	Beschilderung	Rechnerische Hauptspur = 3,0 m Breite				Gleichmäßig verteilte Last p t/m ²	Außerhalb der Hauptspur gleichmäßig verteilte Last p t/m ²	Vorzu sehen für		
		Einzelfahrzeug			Gleichmäßig verteilte Last p t/m ²			Außerhalb der Hauptspur gleichmäßig verteilte Last p t/m ²	Landstraßen I. O.	Stadtstraßen
		Kurzzeichen	Gew. t	Ers.-Last t/m ²						
60	60 t	SLW	60	3,33	0,500	0,300		Autobahnen Reichsstraßen		
45	30 t	SLW	45	2,50	0,500	0,300		Landstraßen I. O.		
30	30 t	SLW	30	1,67	0,500	0,300		Landstr. II. O.		
12	12 t	LKW	12	0,67	0,400	0,300		Gemeindewege / Feldwege		
6	6 t	LKW	6	0,33	0,400	0,200		Feldwege für leichten Verkehr		
3	3 t	LKW	3	0,20	0,300	0,200		Feldwege für ganz leichten Verkehr		

Bei der Brückenklasse (30) sind Querträger und Zwischenquerträger mit einem Abstand bis zu 2,0 m und Längsträger sowie Platten mit einer Stützweite bis zu 3,5 m außerdem für eine Achslast von 13 t zu bemessen, deren Spurweite 2,0 m und bei der die Aufstandsweite der Räder b₂ = 0,46 m ist.

6 Einflüsse aus Schwinden und Kriechen des Betons

6.1 Schwinden und Schwindkriechen

Bei statisch unbestimmten Tragwerken aus Beton und Stahlbeton ist der Einfluß des Schwindens auf die statisch unbestimmten Größen durch die Annahme eines bestimmten Temperaturabfalls zu berücksichtigen. Wird die abmindernde Wirkung des Schwindkriechens im einzelnen nachgewiesen, so ist nach DIN 4227 zu verfahren.

Wird der Einfluß des Schwindkriechens im einzelnen nicht nachgewiesen, darf bei der Berechnung der durch das Schwinden des

Betons hervorgerufenen statisch unbestimmten Größen mit einem Temperaturabfall von 15° C gerechnet werden.

6.2 Lastkriechen

Bei der Ermittlung der Durchbiegung infolge ständiger Last ist der Einfluß des Lastkriechens zu berücksichtigen, für alle sonstigen Nachweise nur dann, wenn er von erheblichem Einfluß ist.

6.3 Über Schwinden und Kriechen des Betons siehe auch bei Brücken aus vorgespanntem Stahlbeton DIN 4227, bei Verbundbrücken „Vorläufige Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“.

7 Verkehrslast

7.1 Brückenklassen

Die Straßen- und Wegbrücken werden nach ihrer Belastbarkeit in 6 Klassen eingeteilt und für gedachte Regellasten nach Tafel I

³⁾ Fichte und Tanne lufttrocken 550 kg/m³, naß 700 kg/m³,
Kiefer und Lärche lufttrocken 600 kg/m³, naß 750 kg/m³,
Eiche und Buche lufttrocken 800 kg/m³, naß 1000 kg/m³.
Hierin sind Zuschläge für kleine Stahlteile, Hartholzteile und Anstrich oder Tränkung enthalten. Gewichte stählerner Zugglieder, Knotenbleche, Laschen, Schuhe und Lager sind besonders zu berücksichtigen.

bis III als Ersatz für die Belastung durch den tatsächlichen Verkehr berechnet.

7.2 Kennzeichnung der Belastbarkeit (Tragfähigkeit) von Straßen- und Wegbrücken

Durch Schilder ist an beiden Brückenenden kenntlich zu machen, für welche Verkehrslasten die Brücke bemessen ist. Für neue Brücken und bestehende Brücken, die den Brückenklassen nach diesem Normblatt voll entsprechen, sind die Schilder nach Tafel III, Spalte 2, zu beschriften. Für bestehende Brücken, die sich in die neuen Brückenklassen nicht voll einstufen lassen, ist die Beschriftung sinngemäß zu wählen.

Die Zahl auf den Schildern gibt das Gewicht des schwersten zulässigen Einzelfahrzeuges an.

Auf so bezeichneten Brücken dürfen alle Fahrzeuge uneingeschränkt verkehren und sich begegnen, die den allgemeinen Gewichtsbeschränkungen der Straßenverkehrszulassungsordnung entsprechen und nicht schwerer sind, als auf dem Brückenschild angegeben. Für Fahrzeuge, die der Straßenverkehrszulassungsordnung nicht entsprechen, gelten besondere Verkehrsvorschriften.

7.3 Größe und Stellung der Regellasten

Für die Anordnung der Verkehrslast auf der Fahrbahn ist zu unterscheiden zwischen einer rechnerischen Hauptspur von 3 m Breite und der übrigen Fläche außerhalb der Hauptspur.

Die Hauptspur ist jeweils an der ungünstigsten Stelle auf der Fahrbahn anzunehmen. Sie ist mit dem für die Brückenkategorie vorgeschriebenen Einzelfahrzeug nach Tafel III, Spalte 4, in ungünstigster Stellung zu besetzen. Vor und hinter dem Fahrzeug ist die für die Hauptspur vorgesehene gleichmäßig verteilte Regellast nach Tafel III, Spalte 6, anzunehmen.

Die übrigen Flächen außerhalb der Hauptspur sind nur mit der gleichmäßig verteilten Regellast nach Tafel III, Spalte 7, zu besetzen. Abweichend hiervon ist bei Brücken der Klassen (12), (6) und (3) neben dem Regelfahrzeug der Hauptspur noch ein zweites, gleiches Fahrzeug in ungünstigster Stellung anzunehmen, wofür die auf seine Grundrißfläche entfallende gleichmäßig verteilte Regellast abzusetzen ist. Bei schmalen Fahrbahnen ist von dem zweiten Fahrzeug nur der auf die Fahrbahn selbst noch entfallende Teil mit den zugehörigen Radlasten zu berücksichtigen.

Die Längsachse des Regelfahrzeuges der Hauptspur fällt im allgemeinen mit der Achse der Hauptspur zusammen. Nur bei der Bemessung von Fahrbahnplatten, Längs- und Querträgern von Brücken der Klassen (12), (6) und (3) ist abweichend hiervon das Regelfahrzeug seitlich soweit zu verschieben, bis sich die ungünstigste Stellung ergibt oder das Rad den Schrammbord berührt.

Bei Hauptträgern von Brücken mit mehr als 30 m Stützweite oder bei Einflußflächen von mehr als 30 m Länge dürfen an Stelle der Einzelfahrzeuge deren Ersatzlasten nach Tafel III, Spalte 5, benutzt werden. Bei vollen Gewölben und bei Widerlagern ist dies auch bei Brücken kleinerer Stützweite zulässig (vgl. DIN 1075).

Alle entlastend wirkenden Regellasten — auch einzelne Achs- oder Radlasten eines Fahrzeuges — sind unberücksichtigt zu lassen; dies gilt auch für Straßenleitungen oder sonstige Bauteile, mit deren zeitweiligem oder dauerndem Ausbau gerechnet werden kann.

7.4 Brücken mit Straßenbahnen

Bei Straßenbrücken mit Straßenbahnen oder anderen Bahnen ist die Hauptspur außerhalb des Lichtraumes der Gleisfahrzeuge in ungünstigster Stellung anzunehmen. Dabei sind die Gleise nach den dafür geltenden Vorschriften, die Hauptspur und die übrigen Flächen nach Abschnitt 7.3 zu belasten.

Gibt die Belastung nach Abschnitt 7.3 ohne Rücksicht auf Gleislage und Belastung durch Schienenfahrzeuge größere Werte, so ist dieser Lastfall auch für den Bereich der Gleise maßgebend, wenn das Befahren desselben mit Straßenfahrzeugen möglich ist.

7.5 Geh- und Radwege und Fußwegbrücken

Die Verkehrslast auf Geh- und Radwegen ist für die Bemessung der Hauptträger von Straßenbrücken nach Tafel III, Spalte 7, anzunehmen. Für die Einzelteile von Geh- und Radwegen (Gehbahnplatten, Längsträger, Konsolen, Querträger usw.) ist stets mit einer Regellast von $p = 0,5 \text{ t/m}^2$ zu rechnen, ebenso für Hauptträger von Fuß- und Radwegbrücken mit einer Stützweite $l \leq 10 \text{ m}$. Bei größerer Stützweite sind Hauptträger von Fuß- und Radwegbrücken

für eine Regellast von $p = 0,55 - 0,005 \cdot l$, mindestens aber für $p = 0,4 \text{ t/m}^2$ zu bemessen.

7.6 Schrammbordstreifen

Schrammbordstreifen sind mit Regellasten nach Tafel III, Spalte 7, zu belasten. Sie bleiben jedoch unbelastet, wenn sie durch Bauteile oder Geländer vollständig vom Geh- oder Radweg getrennt sind. Dasselbe gilt für die Streifen, die von Brückenteilen (z. B. Füllstäben gegliederter Träger) durchbrochen werden, wenn über mindestens der halben Länge dieser Streifen die lichte Höhe kleiner als 2,0 m ist. Einzelteile dieser Streifen sind stets für $p = 0,5 \text{ t/m}^2$ zu bemessen; Einzelteile etwa vorhandener erhöhter Mittelstreifen bei den Brückenklassen (60) bis (12) wahlweise für eine Radlast von 4 t.

Für Schrammborde ist ein Seitenstoß von der Größe einer Radlast des Regelfahrzeuges an ungünstigster Stelle in Rechnung zu stellen.

7.7 Fahrbahnträger

Bei der Bemessung der Längs- und Querträger ist die Größe der auf sie entfallenden Lastanteile in der Regel unter der Annahme zu ermitteln, daß die Zwischenquer- und Längsträger frei drehbar gelagerte Balken auf zwei Stützen sind.

Zur Vereinfachung der Berechnung kann unberücksichtigt bleiben, daß die Angriffspunkte der Lasten an den Längs- und Querträgern infolge der Lastübertragung durch die Zwischenquer- und Längsträger etwas verschoben werden. Wird die Mitwirkung von Querträgern zum Verteilen der Lasten auf mehr als zwei Hauptträger berücksichtigt, so ist ein besonderer rechnerischer Nachweis dafür zu erbringen.

7.8 Schwingbeiwerte

Schwingbeiwerte sind nur für die Verkehrslasten der Hauptspur anzuwenden, bei Brücken mit Schienenbahnen außerdem für eine Gleislast. Über ihre Größe und Anwendungsbereiche vgl. DIN 1073, 1074 und 1075. Für Verbundbrücken vgl. „Vorläufige Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“.

Zusatzlasten

Haupt- und Zusatzlasten zusammen bilden den Lastfall II.

8 Einflüsse der Temperaturschwankungen

8.1 Stählerne Brücken

Für die Wärmewirkung sind Temperaturschwankungen von $\pm 35^\circ$ gegenüber einer angenommenen Aufstellungstemperatur von $+ 10^\circ \text{ C}$ anzusetzen. Ungleiche Erwärmung einzelner Bauglieder ist durch einen Temperaturunterschied von 15° C zu berücksichtigen.

Bei Baugliedern, die gegen große Temperaturschwankungen geschützt sind, z. B. stählerne Rahmen in längeren Straßenunterführungen mit geschlossener Fahrbahn, darf mit Schwankungen von nur $\pm 15^\circ \text{ C}$ gegenüber der Aufstellungstemperatur gerechnet werden. Ungleiche Erwärmung solcher Bauteile ist nicht zu berücksichtigen (Verbundbrücken s. Abschnitt 8.3).

8.2 Massive Brücken

Je nach den örtlichen Verhältnissen ist mit Temperaturschwankungen in den Bauteilen von $\pm 15^\circ \text{ C}$ bis $\pm 20^\circ \text{ C}$ gegenüber einer angenommenen Aufstellungstemperatur von $+ 10^\circ \text{ C}$ zu rechnen.

Bei Bauteilen, deren geringste Abmessung mindestens 70 cm beträgt oder die durch Überschüttung oder andere Vorkehrungen einer Temperaturänderung weniger ausgesetzt sind, dürfen die Temperaturschwankungen um je 5° ermäßigt werden. Beim Feststellen der geringsten Abmessung brauchen vollständig umschlossene Hohlräume nicht abgezogen zu werden (z. B. bei Kastenquerschnitten), solange sie nicht mehr als 50% des jeweiligen Gesamtquerschnittes ausmachen. Ungleiche Erwärmung einzelner Bauteile ist nur ausnahmsweise zu berücksichtigen (z. B. beim Zugband von Zweigelenkhögen), und zwar mit $\pm 5^\circ \text{ C}$.

8.3 Verbundbrücken

Bei Verbundbrücken sind die hierfür erlassenen Richtlinien zu beachten.

8.4 Hölzerne Brücken

Der Einfluß von Temperaturschwankungen braucht nicht berücksichtigt zu werden.

9 Trägheitswirkungen bei beweglichen Brücken

Bei beweglichen Brücken sind auch die Belastungszustände zu berücksichtigen, die beim Bewegen der Überbauten durch Beschleunigung oder Verzögerung ihrer Massen eintreten.

10 Windlast

10.1 Richtung und Größe der Windlast

Die Windlast ist waagrecht anzunehmen. Bei unbelasteter Brücke ist sie mit $w = 250 \text{ kg/m}^2$ und bei belasteter Brücke mit $w = 125 \text{ kg/m}^2$ in Rechnung zu stellen; bei belasteten Fußgängerbrücken darf $w = 75 \text{ kg/m}^2$ angenommen werden.

Bei geöffneten beweglichen Brücken ist im allgemeinen für die Endstellung mit einer Windlast von $w = 125 \text{ kg/m}^2$ zu rechnen und zwar:

- bei Klappbrücken in Richtung der Brückenachse auf die volle Grundrißfläche, quer dazu auf die vom Wind getroffenen Flächen nach Abschnitt 10.2,
- bei Hubbrücken quer zur Brückenachse auf die vom Wind getroffenen Flächen nach Abschnitt 10.2,
- bei Drehbrücken auf die vom Wind getroffenen Flächen je eines Kragarmes nach Abschnitt 10.2.

Für alle Zwischenstellungen ist mit einer Windlast von $w = 50 \text{ kg/m}^2$ auf dieselben Flächen zu rechnen.

10.2 Windangriffsflächen

Die vom Wind getroffenen Flächen der Brücken sind nach den wirklichen Abmessungen der Teile angenähert zu bestimmen. Als vom Wind voll getroffene Flächen sind anzunehmen:

a) Bei unbelasteter Brücke:

für Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern der vordere Hauptträger und das etwa darüber hinausragende Fahrband, für Überbauten mit gegliederten Hauptträgern die Flächen des Fahrbandes, ferner die über und unter dem Fahrband liegenden Teile sämtlicher Hauptträger, jedoch nicht mehr als die über und unter das Fahrband hinausragende Umrißfläche eines Hauptträgers.

b) Bei belasteter Brücke:

für Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern der vordere Hauptträger und das etwa darüber hinausragende Fahrband- und Verkehrsband, für Überbauten mit gegliederten Hauptträgern die Flächen des Fahrband- und Verkehrsbandes, ferner die darüber und darunter liegenden Teile sämtlicher Hauptträger, jedoch nicht mehr als die über und unter das Fahrband- und Verkehrsband hinausragende Umrißfläche eines Hauptträgers.

Vollwandige über der Fahrband liegende Bogenträger sind wie gegliederte Hauptträger zu behandeln.

Das Verkehrsband ist bei Straßenbrücken 2 m und bei Fußwegbrücken 1,80 m hoch anzunehmen. Für Füllstäbe der Verbände ist die Länge des Verkehrsbandes nach den Einflußflächen aufzuteilen.

Bei Pfeilern und Hubtürmen aus Stahl sind die Flächen aller vom Wind getroffenen Tragwände anzusetzen und Windlast auch in Richtung der Brückenachse zu berücksichtigen.

10.3 Überdachte und geschlossene Brücken

Windlasten auf überdachte und geschlossene Brücken sind nach DIN 1055 anzusetzen.

10.4 Lotrechte Zusatzbelastung der Hauptträger

Die lotrechte Zusatzbelastung der Hauptträger durch die Windlast braucht im allgemeinen nur bei den überdachten Brücken und bei solchen Brücken mit hochliegender Fahrband berücksichtigt zu werden, die nur einen Windverband in der Untergurtebene haben. Bei untenliegender Fahrband sind stets die senkrechten und waagerechten Portalkräfte zu berücksichtigen, die durch die Windbelastung der oberen Verbände entstehen.

11 Bremslast

Bremslasten brauchen im allgemeinen nur bei hohen Pfeilern und Jochen, bei hochstieligen Rahmen und bei Stützen als Teile rahmenartiger Tragwerke berücksichtigt zu werden.

Die Bremslast von Kraftfahrzeugen ist in Höhe der Straßenoberkante wirkend anzunehmen zu $1/20$ der Vollbelastung der Fahrband mit gleichmäßig verteilter Last (Tafel III, Spalte 7) auf der ganzen Überbaulänge, mindestens aber zu 0,3 des Gewichtes der nach Abschnitt 7.3 aufgestellten Regelfahrzeuge, stets jedoch ohne Schwingbeiwerte.

Die Bremslast von Straßenbahnen ist bis zu einer Überbaulänge von 50 m zu $1/10$ des Gewichtes aller den Überbau belastenden Achsen anzunehmen. Bei längeren Überbauten genügt es, die Bremslast auf

der das Maß von 50 m übersteigenden Strecke zu $1/20$ der diese Reststrecke belastenden Achsen zu berücksichtigen.

12 Belastung der Geländer

Die Belastung der Geländer ist waagrecht in Holmhöhe mit 80 kg/m anzusetzen.

13 Reibungswiderstände der Lager

Die gleitende Reibung ist zu 0,2, die rollende Reibung zu 0,03 des Auflagerdrucks aus ständiger Last und Verkehrslast ohne Schwingbeiwert anzunehmen.

14 Schneelast

Schneelast braucht im allgemeinen nicht berücksichtigt zu werden. Bei geöffneten beweglichen Brücken — mit Ausnahme von Klappbrücken — ist mit ungünstigster Belastung der Brückengrundrißflächen durch Schnee von 25 kg/m^2 zu rechnen.

Bei überdachten Brücken ist mit einer Schneelast gemäß DIN 1055 zu rechnen.

Sonderlasten

15 Anprall von Straßenfahrzeugen

Soweit Stützen, Rahmenstiele oder Endstäbe von Fachwerkträgern nicht durch ihre Lage oder durch besondere Vorrichtungen gegen die Gefahr des Anpralles von Fahrzeugen geschützt sind (z. B. durch Schrammborde von mindestens 25 cm Höhe in 50 cm seitlichem Abstand von den zu sichernden Bauteilen), ist eine waagrecht wirkende, als ruhend anzunehmende Ersatzlast von 100 t in 1,2 m Höhe parallel zur Längsachse des Verkehrsweges oder von 50 t rechtwinklig dazu anzunehmen; beide Fälle sind getrennt zu untersuchen. Stehen die Stützen mit ihren Querschnitts-Hauptachsen schiefwinklig zur Fahrtrichtung, so darf die Ersatzlast in Richtung der Querschnitts-Hauptachsen angesetzt werden, dann jedoch in jeder Richtung mit 100 t. Bei einem solchen Katastrophenfall ist außerdem nur mit den Hauptlasten zu rechnen. Bauteile aus Stahl dürfen hierbei bis zur Fließgrenze, solche aus Beton bis zur doppelten Höhe der sonst zulässigen Spannungen beansprucht werden.

16 Ungewollte Änderungen der Stützbedingungen

Wenn mit der Möglichkeit zu rechnen ist, daß sich die planmäßigen Stützbedingungen ändern, so müssen bereits bei der Aufstellung des Entwurfes die Stütz- und Spannweiten infolge einer senkrechten oder waagerechten Verschiebung der Stützen um das Maß von jeweils 1 cm, nötigenfalls einer Verdrehung um ein Maß 1, ermittelt werden. Diese Untersuchung ermöglicht es, die Empfindlichkeit des gewählten Tragsystems gegenüber einer Stützenverschiebung zu beurteilen und die Auswirkungen etwa eintretender Verschiebungen rasch festzustellen (vgl. Abschnitt 5).

17 Einflüsse besonderer Bauzustände

Beim Bau auftretende vorübergehende Belastungszustände, wie sie z. B. durch Abstützen mit Bockgerüsten, durch Anheben oder beim freien Vorbau vorkommen, sind eingehend rechnerisch zu verfolgen. (Vgl. DIN 1073 und „Vorläufige Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“).

C Standsicherheit

18 Standsicherheit gegen Umkippen

Die Standsicherheit der Überbauten gegen Umkippen durch Windlast und etwaige andere Lasten ist nachzuweisen, falls nicht zweifelsfrei — wie meist bei Brücken mit tiefliegender Fahrband — feststeht, daß die Überbauten standsicher sind. Als Verkehrsband (Abschnitt 10.2) ist hierbei bei belasteter Brücke im allgemeinen eine Reihe leerer Wagen von 0,5 t/m Gewicht in ungünstigster Stellung anzunehmen. Bei Brücken mit obenliegender auskragender Fahrband kann die Belastung mit Regellasten in ungünstigster Stellung maßgebend sein. Die Standsicherheit gegen Umkippen ist unter der Annahme nachzuweisen, daß alle ein Kippen bewirkenden Lasten, mit Ausnahme der ständigen Lasten, um 50% erhöht werden, wobei dann ein Sicherheitswert von 1,0 genügt.

19 Sicherheit gegen Abheben von den Lagern

Bei durchlaufenden Trägern (mit Gelenken oder ohne Gelenke) ist die Sicherheit gegen Abheben von den Lagern nachzuweisen. Hierbei ist diejenige Verkehrslast, die negative Auflagerdrücke erzeugt, mit 30% Zuschlag in Rechnung zu stellen, wobei dann ein Sicherheitswert von 1,0 ausreicht.

20 Verankerungen

Sind zur Sicherung gegen Umkippen (Abschnitt 18) oder gegen Abheben von den Lagern (Abschnitt 19) Anker erforderlich, so dürfen diese aus der Summe der Haupt- und Zusatzlasten und der Sicherheitszuschläge nach Abschnitt 18 oder 19 bis zur Fließgrenze des verwendeten Materials beansprucht werden.

Emil Mörsch †.

Professor Emil Mörsch ist am 29. Dezember 1950 nach kurzer Krankheit verschieden und wurde am 3. Januar 1951 in Weil im Dorf bei Stuttgart, in der Gemeinde seines Ruhestandes, unter der Teilnahme vieler Freunde, Schüler, Mitarbeiter, Verehrer und Mitglieder seiner Gemeinde beerdigt.

Ein seltener Mann, ein begnadeter, großer Ingenieur ist von uns gegangen. Er war in seiner Zeit der führende Konstrukteur und Statiker des Eisenbetons, der zu allen Aufgaben seines Arbeitsbereichs rastlos schaffend tiefgreifende und klare, zweckmäßige und zuverlässige Lösungen suchte und darbot. Im Laufe von fünf Jahrzehnten hat Mörsch viele bedeutsame Fortschritte der Bautechnik gegeben und angeregt.

Emil Mörsch ist am 30. April 1872 in Reutlingen geboren und besuchte dort die Realschule, an die er sich gern und dankbar erinnerte. Nach seinem Studium am Polytechnikum in Stuttgart in den Jahren 1890 bis 1894 trat Mörsch in die Dienste der württembergischen Straßen- und Wasserbauverwaltung (bis 1898), später der württembergischen Staatsbahnen. 1899 hat Mörsch die Staatsprüfung für Regierungsbaumeister abgelegt.

Am 1. Februar 1901, also vor 50 Jahren, wurde Mörsch Oberingenieur der Firma Wayss & Freytag AG. in Neustadt an der Haardt, die unter der zielbewußten Leitung von Generaldirektor Ingenieur C. Freytag stand. Jetzt begann die Lebensarbeit von Mörsch, die ihm das hohe Ansehen vor allem im Kreise der Bauingenieure, auch bei vielen Architekten und Bauherren gebracht hat. Schon im Jahre 1902 erschien im Verlag Konrad Wittwer in Stuttgart eine Veröffentlichung der Firma Wayss & Freytag AG. mit dem Titel „Der Eisenbetonbau, seine Anwendung und Theorie“ mit dem Vermerk „Theoretischer Teil, bearbeitet von Regierungsbaumeister E. Mörsch, Vorstand des technischen Büros der Firma Wayss & Freytag AG.“. In diesem Buch wurde erstmals eine zusammenfassende Anleitung zur Berechnung von Eisenbetontragwerken gegeben, 1906 folgte die zweite Auflage des schon damals weit hin geschätzten Buches. Allmählich ist daraus eine Reihe stattlicher Bände in fünfter und sechster Auflage geworden. Reiche kritische Erfahrungen, wegweisende Untersuchungen und sorgfältig entwickelte Erkenntnisse sind in diesem Werk gesammelt, klar geordnet, eindeutig begründet und folgerichtig entwickelt.

Inzwischen (1904) war Mörsch einem Ruf an das Eidgenössische Polytechnikum in Zürich gefolgt. Er wirkte dort bis 1908; manches Band der Freundschaft und der Treue verband ihn bis zuletzt mit Männern, die dort seine Schüler waren.

In Zürich hat Mörsch seine Forscherarbeit vertieft fortgesetzt, auch seine Erfahrungen durch Beratungen zur Verfügung gestellt, nicht zuletzt bei wichtigen Entwürfen und Ausführungen der Wayss & Freytag AG. In Neustadt an der Haardt konnte man ihn aber nicht länger entbehren, da der Eisenbeton sich geradezu stürmisch entwickelte. Er kehrte deshalb 1908 wieder in die schöne Pfalz zurück, die seine zweite Heimat wurde*).

In Deutschland war überdies der Weg zu weitreichenden Forschungen mit Eisenbeton geöffnet worden. Im Jahr 1903 wurde der Eisenbetonausschuß der Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie (Bach, Freytag, Koenen, Martens und Möller) berufen, dem Mörsch zunächst beratend, später als Mitglied angehörte. Für diesen Ausschuß sind unter wesentlicher Mitwirkung von Mörsch umfangreiche Versuche ausgeführt worden (vgl. Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure, Hefte 22,

* Über die Tätigkeit des Verstorbenen im Bereich der Firma Wayss & Freytag A. G. ist in B. u. St. 45 (1950), Heft 6, S. 126/127 ausführlich berichtet.

Die Beanspruchung aus Lastfall I (Hauptlasten) bzw. aus Lastfall II (Haupt- und Zusatzlasten) darf dabei die im einzelnen für diese Lastfälle zulässigen Werte nicht überschreiten.

(Erläuterungen s. Heft 3/1951.)

Vermischtes

29, 39, 45 bis 47, 90 und 91, 122 und 123 sowie 166 bis 169 und 254). Mörsch hat diese Versuche in seinem Vortrag zum 50jährigen Bestehen des Deutschen Beton-Vereins selbst gewürdigt. Im Jahr 1905 wählte ihn der Deutsche Beton-Verein zum beratenden Mitglied. Im Jahr 1907 trat der deutsche Ausschuß für Eisenbeton erstmals zusammen; Mörsch war selbstverständlich von Anfang an ein tatkräftiges Mitglied. Er vertrat den Deutschen Beton-Verein. Viele Arbeitspläne dieses Ausschusses sind von ihm aufgestellt und eingehend bearbeitet worden, andere hat er bei den Beratungen beeinflusst und lebhaft erörtert, immer von der alten Erfahrung geleitet, daß die Aufstellung eines Versuchsplans oft ebenso wichtig ist wie die Versuchsausführung. Sobald die Versuchsergebnisse vorlagen, begann er jeweils mit deren Nutzbarmachung, zunächst durch gründliches Studium und eingehende Besprechung und schließlich durch Vorschläge für die Anwendung der neuen Erkenntnisse. Dieser folgerichtige Weg ist auch die Grundlage seines schon genannten Werks „Der Eisenbetonbau“, das die wesentlichen Gedankengänge

bei der Vorbereitung, Ausführung und Anwendung der Versuche wiedergibt. Wer von dem bewährten Weg abweichen wollte, mußte Ablehnung erwarten. So wuchs Mörsch zum führenden Eisenbeton-Ingenieur. Zur Anerkennung seiner Leistungen verlieh ihm 1912 die Technische Hochschule in Stuttgart die Würde des Dr.-Ing. ehrenhalber; das Concrete Institute in London ernannte ihn 1913 zum Ehrenmitglied; die Technische Hochschule in Stuttgart berief ihn 1916 als Professor für Statik, Eisenbetonbau und Gewölbte Brücken. In Stuttgart wirkte Mörsch als hochgeschätzter Lehrer mit außerordentlicher Hingabe an seinen Beruf und mit seltener Gründlichkeit bis zu seiner Emeritierung im Jahre 1938, danach wiederholt längere Zeit als Stellvertreter seines Nachfolgers unter Aufbietung seiner ganzen Kraft.

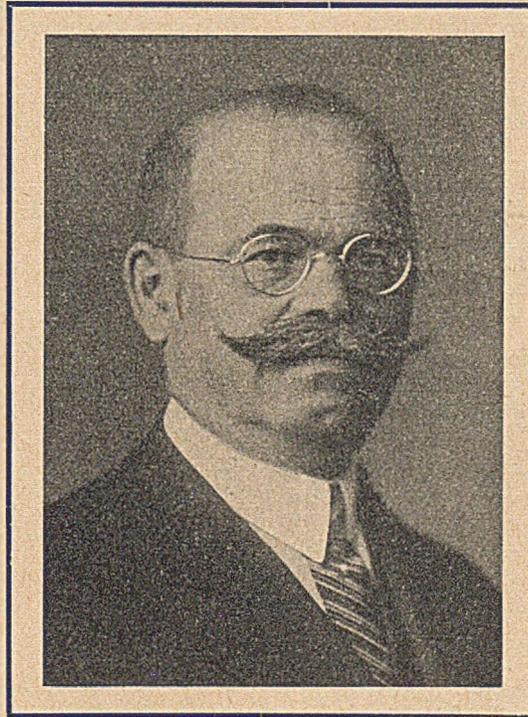
Daneben betrieb Mörsch seine wissenschaftliche Arbeit noch umfassender als vordem. Die Zusammenarbeit mit dem von mir geleiteten Institut war unbegrenzt vertrauensvoll. Zu wichtigen Teilfragen (z. B. über Erddruck, Eisenbetonschornsteine, Winkelstützmauern, Verdrehfestigkeit des Betons) wurden abgeklärte Beiträge geliefert. 1926 erschien die Bemessungstabellen für das Entwerfen von Eisenbetonbauten (5. Auflage 1950), 1928 das Buch über den durchlaufenden Träger (4. Auflage 1951), getragen von reicher

Praxis, ausgerichtet auf die Bedürfnisse des lebendig schaffenden Konstrukteurs. 1943 folgte das Buch über den Spannbetonträger. In aller Welt werden die Bücher unseres Mörsch benutzt und geschätzt; einzelne sind in fremde Sprachen übersetzt worden. 1919 wurde Mörsch Mitglied der Preußischen Akademie des Bauwesens, 1929 Dr. techn. h. c. des Eidgenössischen Polytechnikums in Zürich, 1931 Ehrenmitglied des brasilianischen Betonvereins, 1932 Ehrenmitglied des württembergischen Vereins für Baukunde. 1942 erhielt er die Goethemedaille für Kunst und Wissenschaft.

Der schlichte Meister war ein aufrechter Schwabe mit starkem, christlichem Glauben. Nur wenige durften in sein Inneres schauen; sein lauterer Kern war mit reicher Menschenkenntnis umhüllt.

Das Andenken an Emil Mörsch wird lange bewahrt bleiben. Der Deutsche Beton-Verein hat dazu im Jahr 1938 die Emil Mörsch-Gedenkmünze für Verdienste um den Beton- und Eisenbetonbau gestiftet. Jährlich wird in der Stunde, da ein neuer Inhaber dieser Gedenkmünze verkündet wird, ein Kranz mit frischen Blumen am Grabe des Meisters im Auftrage des Beton-Vereins niedergelegt werden.

G r a f.



Karl Kellermann †.

Am 10. Dezember 1950 verschied plötzlich in Valparaiso im Alter von 68 Jahren Regierungsbaumeister a. D. Karl Kellermann, der Direktor der früheren Compania General de Construcciones S. A. („Construct“) der chilenischen Tochtergesellschaft der Philipp Holzmann A. G.

Mit ihm verliert nicht nur die Firma Holzmann einen hervorragenden Fachmann mit vorbildlichem, unermüdlichem Pflichteifer und einen stets hilfsbereiten Freund, sondern auch die deutsche Bauwirtschaft einen ausgezeichneten Architekten und Ingenieur, unter dessen Leitung im Orient und in Südamerika zahlreiche bedeutende Bauten geschaffen wurden.

Kellermann wurde am 28. September 1882 in Hanau am Main geboren. Nach dem Hochbaustudium an der Technischen Hochschule Stuttgart und dem Abschluß der zweiten Staatsprüfung als „Regierungsbaumeister“ trat er, nach kurzer Tätigkeit im väterlichen Baugeschäft und bei einem Architekten, im Jahre 1911 bei der Firma Philipp Holzmann & Cie. in Frankfurt ein, und zwar in der Hochbauabteilung in Konstantinopel. Er war zunächst tätig als Leiter der Hochbauten im Bereich der in Aleppo für den Bau einer 500 km langen Teilstrecke der Bagdadbahn errichteten Bauabteilung, später u. a. als Bauleiter der Befestigungsarbeiten an den Dardanellen und schließlich als Vorstand der Hochbauabteilungen Taurus und Tigris für die im Taufus- und Amanusgebirge gelegenen Bahnstrecken. Die Durchführung der Bauarbeiten an diesen Strecken war besonders im Hinblick auf die Beschaffung der Arbeitskräfte und Baustoffe durch den Krieg außerordentlich erschwert. Daß sie glücklich beendet wurde, gehört mit zu den Verdiensten Kellermanns.

Nach Beendigung des ersten Weltkrieges wurde er mit der Bauleitung zahlreicher Industrie- und Hochbauten im Raum Bitterfeld in Mitteldeutschland betraut.

Die entscheidende Wendung in seinem Leben brachte das Jahr 1921, in dem er seine Tätigkeit in Südamerika begann. Er hatte

wesentlichen Anteil am Aufbau der „Construct“, der chilenischen Aktiengesellschaft, die aus der Holzmann-Niederlassung in Santiago entstanden war. 1923 wurde er zum Director Gerente dieser Gesellschaft ernannt. Unter seiner Leitung wurde eine große Zahl bemerkenswerter Bauten errichtet, in denen er sich ein bleibendes Denkmal gesetzt hat; unter anderm der Bau einer 162 m langen, auf Stahlbetonrohre gegründeten Verladebrücke im nördlichsten Hafen von Chile, Arica, Bahnbauten in einer Länge von 66 km sowie der Bau von über 1000 Arbeiterwohnhäusern.

Die bedeutendste Ingenieurleistung der Gesellschaft war der Ausbau des Salpeterhafens Iquique von 1927—1931, umfassend den Bau eines 846 m langen Wellenbrechers mit anschließender 526 m langer Kaianlage, einer 100 m breiten und 300 m langen Hafenzugung und eines 475 m langen Verbindungsdammes.

1937 schied Kellermann aus dem aktiven Dienst der Gesellschaft aus.

Als im Verlauf des zweiten Weltkrieges die Regierung Chiles die diplomatischen Beziehungen zu Deutschland abbrach, mußte die „Construct“ liquidiert werden. Mit der Abwicklung, die unter staatlicher Kontrolle und Blockierung der Vermögenswerte vor sich ging, war Kellermann beauftragt worden.

Kellermann gehört zu jenen Männern der Bauwirtschaft, die neben großem Pflichtbewußtsein und umfassender Berufskennntnisse Anpassungsfähigkeit an die Eigenarten fremder Länder besitzen, also Eigenschaften, um den hohen Anforderungen zu genügen, die an hervorragende Auslandsingenieure gestellt werden müssen. Kellermann hat sich außerordentlich große Verdienste um die Entwicklung einer unter deutscher Führung stehenden Baugesellschaft im Ausland erworben. Ihm sind die namhaften Erfolge der deutschen Bauindustrie in Südamerika, namentlich in Chile, mit zu verdanken. Möge es unseren Auslandsingenieuren vergönnt sein, in seinem Geist an den großen Werken des Friedens in aller Welt mitzuarbeiten.
K a u f m a n n.

Die neuen Werke der S.I.P.-Gruppe*).

Die Hydroelektro-Werke der S.I.P.-Gruppe, der zweitgrößten italienischen Elektrizitäts-Gesellschaft, in den drei Bezirken Piemonte, Lombardei und Venetien erzeugen etwas mehr als 1200 Mill. kWh, die durch 220 KV bzw. 130 KV-Leitungen verteilt werden. Insgesamt wurden seit 1935 350 km 130 KV- und 1100 km 220 KV-Leitungen neu verlegt.

Im Aosta-Tal war zunächst eine Sperrmauer mit einem Staubeckeninhalt von 100 Mill. cbm bei 130 m Höhe der Mauer vorgesehen. Auf Grund genauer Unterlagen hat man sich jedoch später entschlossen, eine Schwergewichtstaumauer von 75 m Höhe mit ca. 50 Mill. cbm-Stauraum zu bauen (Abb. 1 u. 2).

Der Druckstollen mit 2,55 m Durchmesser ist für 14,7 cbm/sec Wassermenge bemessen. Er erhält eine Länge von 10 016 m und wird 3 zweirangige Zuflüsse mit aufnehmen.

*) Nach L. Selmo, Generaldirektor der S.I.P. Turin gemäß der L'Elettrotecnica vom März 1949.

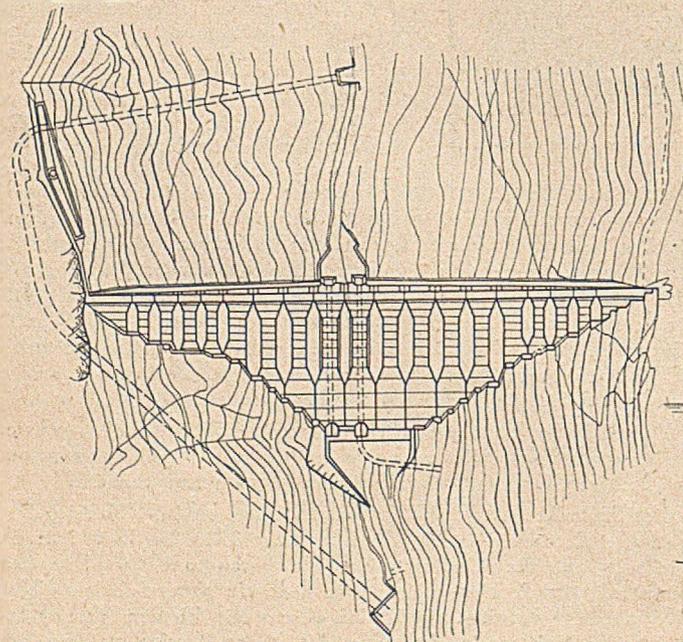


Abb. 2. Staumauer Beauregard.

Die Druckrohrleitung liegt im Stollen, wie auch die Kraftzentrale völlig im Fels eingebaut ist.

Ein 3345 m langer Unterwasser-Kanal leitet das Wasser zur Dora-Baltea zurück.

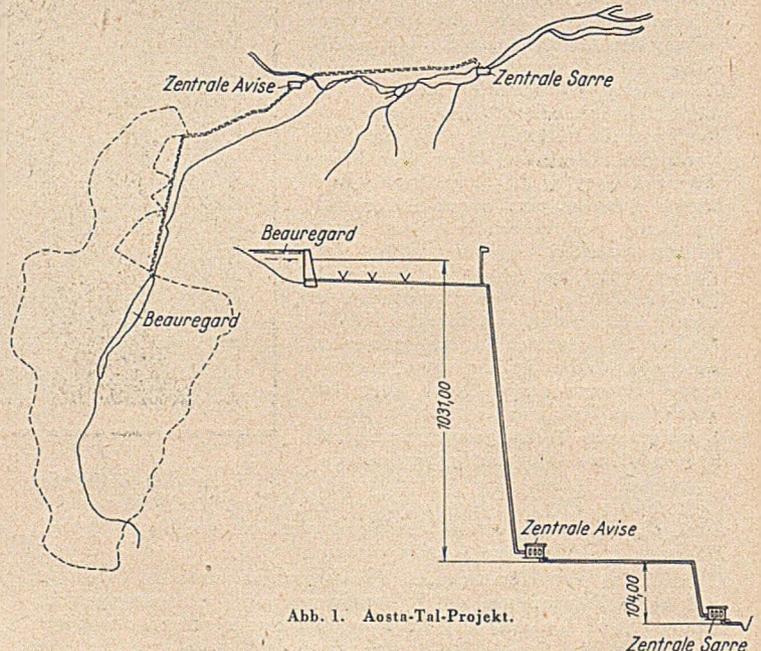


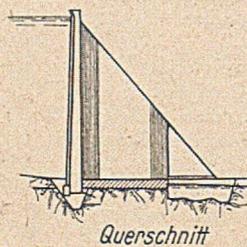
Abb. 1. Aosta-Tal-Projekt.

Es sind bisher 3 Gruppen im Kraftwerk vorgesehen, 2 davon mit Pelton-Turbinen ($H = 1043,75$ m, $Q = 4,2$ cbm/sec, 500 Umdrehungen/min).

Die Kapazität soll 292×10^6 kWh betragen.

An der Dora-Baltea ist ferner die Anlage von Pontey zu nennen. Das Entnahme- und Entsander-Bauwerk ist hier für eine Höchstleistung von 55 cbm/sec bemessen. Der Unterwasser-Kanal besitzt 13 849 m Länge, von denen 5714 m Stollen sind.

Die in den Felsen eingebaute Druckleitung



Querschnitt

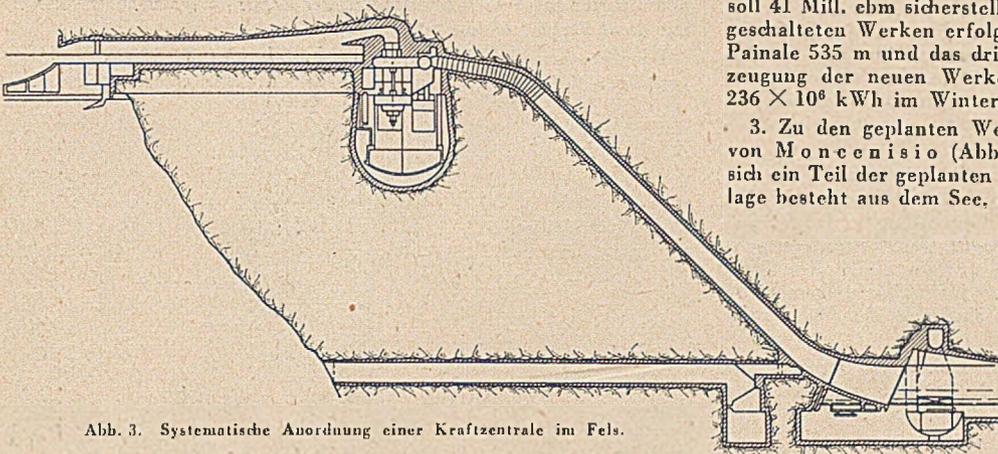


Abb. 3. Systematische Anordnung einer Kraftzentrale im Fels.

aus Stahlbeton hat einen Durchmesser von 3,80 m und 80 m Länge. Sie endet an den Turbinen in einer Zweigabelung aus Stahlrohren.

Es sind 2 Francis-Turbinen ($H = 70$ m, $Q = 28,25$ cbm/sec, 300 Umdrehungen/min) vorgesehen, die eine Leistung von 107×10^6 kWh ergeben (Abb. 3).

Im Dezember 1947 ist das Laufwerk Hône an der Dorabatea mit 120×10^6 kWh in Betrieb genommen. Der Oberwasserkanal von 15 km Länge, das Wasserschloß, die Druckleitung und das Kraftwerk befinden sich gleichfalls vollkommen im Fels. Die Leistung wird durch eine Kaplan-Turbine ($Q = 55$ cbm/sec, $H = 37,65$ m) erzeugt.

Ein weiteres inzwischen fertiggestelltes Werk der Gruppe ist Cimenana am Po ($Q = 110$ cbm/sec, $H = 23,07$ m) vor den Toren Turins.

Die Staustufe besitzt 4 Oeffnungen von $25 \times 2,80$ m und eine Kiesschleuse von $12,75 \times 3,2$ m. Die Gründung erfolgte mittels Druckluft im 10 m unter der Felssohle austehenden Tonmergel. Dem Entnahmebauwerk ist ein Absetz- und Entsandungsbecken von 150 m Länge angegliedert. Der Oberwasser-Kanal ist 13 107 m lang, 4380 m

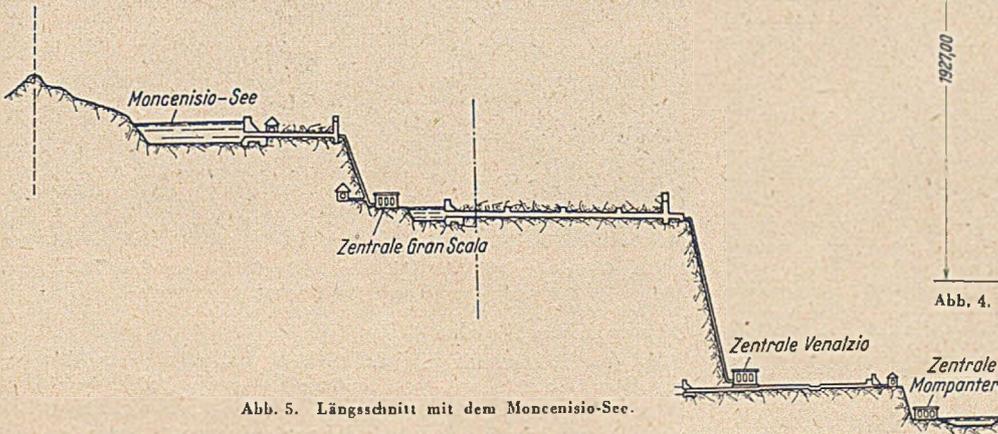


Abb. 5. Längsschnitt mit dem Moncenisio-See.

sind stollenmäßig (Hufeisenprofil mit 9,40 m Breite am Kämpfer) hergestellt. Am Ende des Stollens mündet der Oberwasser-Kanal im Freien in ein Becken, das mit Streichwehrrüberfällen versehen ist und von dem 2 Stahlbetondruckrohre mit 4,2 m Durchmesser zum Kraftwerk abgehen. Das Kraftwerk besitzt 2 Gruppen von Kaplan-Turbinen mit senkrechter Achse ($Q = 55$ cbm/sec, 214 Umdrehungen pro Minute, mit Generatoren von 15 000 KVA). Der Unterwasserkanal ist 574 m lang. Es sollen 134×10^6 kWh erzeugt werden.

Am Tessin ist der Wiederaufbau der Wasserkraftanlage von Turbigio vollendet, deren Schluckvermögen von 87 auf 123 cbm/sec erweitert wurde. Das alte Entnahmebauwerk ist beibehalten und außerdem eine neue Entnahme kurz vor der Zentrale errichtet. Das umgebaute Kraftwerk hat eine Gruppe von Kaplan-Turbinen enthalten, statt der 5 Gruppen des alten Werkes.

Ferner sind vorgesehen:

1. Die Anlagen von Nivolet-Laures (Abb. 4) sollen die Wasserkraft des ganzen Nordens des Gran Paradiso bis zum Emilius-Berge ausnutzen. Es sind ein Becken am Nivolet von 180 Mill. cbm und weitere Becken an den Laurischen Seen von 50 Mill. cbm vorgesehen. Die Leistung voll 1300×10^6 kWh betragen.

2. Ein weiteres geplantes Werk ist das des Mallerio. Eine Gruppe von Staubecken im Alpe Gera, Campo More und im Painale

soll 41 Mill. cbm sicherstellen. Die Nutzung soll in 3 hintereinandergeschalteten Werken erfolgen, von denen das erste Transcia 418 m, Painale 535 m und das dritte bei Sondrio 1216 m ausnutzt. Die Erzeugung der neuen Werke soll 1150×10^6 kWh betragen, davon 236×10^6 kWh im Winter.

3. Zu den geplanten Werken gehört schließlich auch die Gruppe von Moncenisio (Abb. 5). Durch den Friedensvertrag befindet sich ein Teil der geplanten Werke auf französischem Gebiet. Die Anlage besteht aus dem Sec, 3 Talsperren, einer Pumpstation und den 3 Kraftwerken Gran Scala, Venaus und Monpantero.

Im Friedensvertrag wurde festgelegt, daß die elektrische Energie und das Wasser Italien verbleibt. In weiteren Verhandlungen zwischen den Technikern der Electricité de France und der S.I.P. wurde die Einheitlichkeit in der Leitung aller Werke durch die S.I.P. gewährt und die Wiederübernahme der direkten italienischen Verantwortung erreicht.

Der Moncenisio-Sec hat gegenwärtig 32 Mill. cbm Fassungsvermögen. Wenn das Fassungsvermögen künstlich vergrößert wird, ist es möglich, dem Sec aus dem französischen Gebiet durch überschüssige Gewässer vom Alto Arc und vom Doron Zuschüsse zu geben, die zu einem Stauraum bis max. 500 Mill. cbm führen können.

Bei den Untersuchungen dieses Projektes wurden u. a. unterseische Quellen festgestellt. Es bleibt zu klären, ob diese Quellen

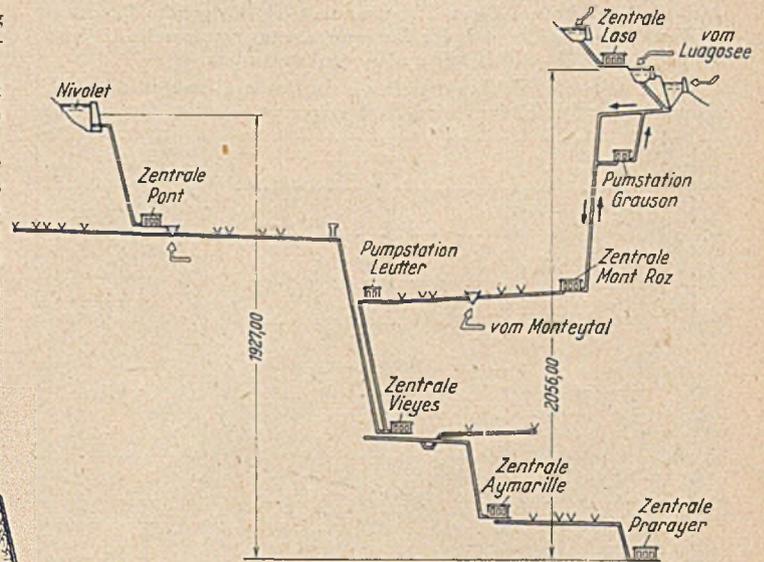


Abb. 4. Projekt Nivolet Laures.

mit Zunahme des Inhaltes des Sees, d. h. mit dem größeren Wasserdruck, nicht Abflußwege werden.

Wenn auch aus den verschiedensten Gründen der 500 Mill. cbm Stauinhalt,

der das 15fache der gegenwärtigen Erzeugung einbringen würde, nicht ausführbar sein wird, so wird doch die Zusammenarbeit der französischen und der italienischen Gruppe eine wesentliche Erhöhung der Stromerzeugung ermöglichen.

Bereits jetzt ist eine 220 KV-Verbindungsleitung von 27 km Länge geplant, die aus dem Valle d'Aosta über den kleinen St. Bernhard in französisches Gebiet führt, das durch das Werk von Génissiat versorgt wird. Die Leiter sind aus Aluminiumstahl mit 428 mm^2 vorgesehen.

Außerdem ist in Aussicht genommen, nach Inbetriebnahme der 400-KV-Leitung vom Rhône-Becken nach Paris eine zweite Verbindungslinie zu 400 KV zu erbauen.

4. Ferner sind noch zu erwähnen die Anlagen vom Sarca Molveno und vom Talvera. Der Molveno-See kann mit Hilfe einer Talsperre 234 Mill. cbm fassen.

Das Werk vom Talvera bei Bozen wird 235×10^6 kWh erreichen, wovon 60×10^6 kWh im Winter anfallen.

5. Zur Verstärkung ist ferner ein neues Wärmekraftwerk in Turin geplant, das mit Kohlenstaub oder Naphta-Oefen arbeiten soll.

Bituminöse Straßendecken in Portugal*).

Wer heute mit dem Wagen durch Portugal reist, ist überrascht über den guten Unterhaltungszustand der Straßen. Sie sind zwar im allgemeinen noch sehr schmal und zum größten Teil ohne Seitenstreifen, auch sind die Trassierungselemente den Bedürfnissen des Verkehrs noch nicht überall angepaßt, aber die Verwaltung ist sichtlich bemüht, dem abzuhelfen.

In Portugal hat man sich jetzt ganz den bituminösen Decken zugewandt. Die klimatischen Verhältnisse mit Temperaturunterschieden zwischen -12°C und $+70^{\circ}\text{C}$ haben die Verwaltung veranlaßt, auf streng wissenschaftlicher Grundlage die günstigsten Kornzusammensetzungen und Ausführungsverfahren zu ermitteln. Die hohen Temperaturen erfordern besonders sorgfältige Maßnahmen, zumal die Achslasten der Landfuhrwerke sehr groß sind und die Räder noch eiserne Reifen haben.

Auf den Hauptstraßen bestanden die bisherigen Decken aus Schotterlagen mit Innenränkung, während die Straßen für leichten Verkehr nur einen dünnen bituminösen Ueberzug hatten.

Wie überall, beginnt man jetzt die Decken der Hauptstraßen durch Asphaltbetondecken zu ersetzen. Bei den Decken für leichten Verkehr hat man es zunächst mit zwei Ueberzügen versucht, damit aber keinen Erfolg gehabt. Man hat daher für diese Straßen eine ganz neue, die sogenannte „leichte Decke“ entwickelt.

Zunächst seien die schweren Decken behandelt.

An Zuschlagstoffen kommen in Portugal in reichem Maße vor: Granit, Basalt, Schlangenstein, Kalkstein und Quarz. Da diese Gesteinsarten nicht die empfehlenswertesten für bituminöse Gemische sind, muß der kornmäßigen Zusammensetzung die größte Beachtung geschenkt werden. Je nach der Zusammensetzung unterscheidet man: Asphaltmörtel, Asphaltbeton und Asphaltmakadam.

Abb. 1 zeigt die Siebkurven einiger in Portugal angewandter Mischungen. Als Staubfeines wird Kalkpulver verwendet, das nach der

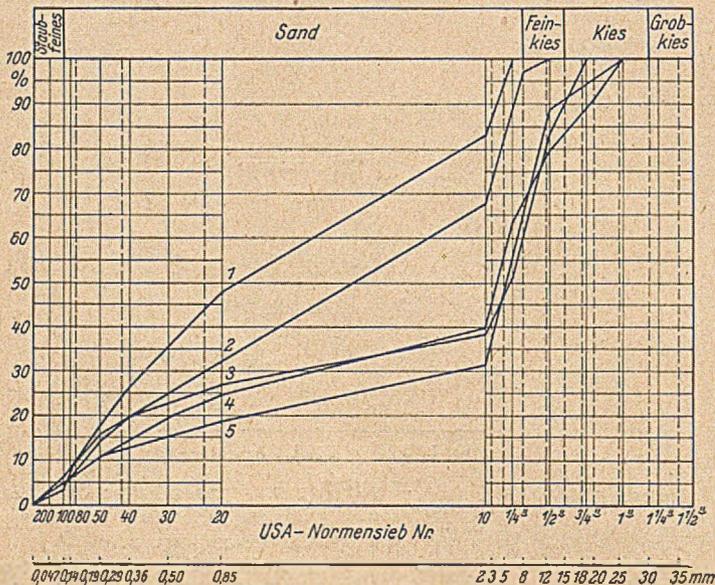


Abb. 1. Einige Siebkurven der Zuschlagstoffe.

Mahlung zu 100% durch das Sieb Nr. 100 und zu 50% durch das Sieb Nr. 200 der amerikanischen Normensiebe fallen muß. Wie die Siebkurven zeigen, wird den Korngrößen von 0–2 mm größte Beachtung geschenkt, da diese die Geschmeidigkeit der Masse am meisten beeinflussen. Da das Land reich an Flußsanden ist, beabsichtigt man, stets einen Teil solchen Sandes mit zu verwenden, besonders da er kubisch ist.

Alle bituminösen Produkte müssen aus dem Ausland eingeführt werden. Es wird daher nur reines Bitumen, meist aus Amerika, bezogen.

Das portugiesische Klima in Verbindung mit den schweren Achslasten und den eisernen Radreifen verlangt ein Bitumen von 80–100 Eindringungstiefe für den Asphaltbeton. In kühlen Perioden wurde auch ein weiches Bitumen von 180–200 Eindringungstiefe verwendet, in diesem Falle aber der Prozentsatz des Bitumens und des Staubfeinen etwas erhöht. Im allgemeinen schwankt der Anteil des Bitumens zwischen 5 und 6% und erreicht ausnahmsweise 10%.

Wenn das Gewicht der Decke geringer als 60–70 kg/m² ist, wird zum Anbinden an den Unterbau eine Bitumenschicht mit 400 bis

500 g Bitumen je m² eingebracht. Bei höherem Deckengewicht wird auf diese Schicht verzichtet.

Das Bitumen wird in fahrbaren Heizkesseln von 1000 l Fassungsvermögen, die in Portugal selbst hergestellt werden, erhitzt und einer



Abb. 2. Nationalstraße Nr. 17. Asphaltbetondecke von 4 cm Stärke, Zuschlagstoff Granit, hergestellt durch Fertiger „Adnum“.

Mischmaschine „Barber-Greene“ von 15 t Leistungsfähigkeit je Stunde zugeführt. Für den Einbau werden Fertiger der Typen „Barber-Greene“ oder „Adnum“ verwendet. Kleinere Arbeiten werden von Hand mittels Reibhölzern ausgeführt. Die portugiesischen Straßenarbeiter sind hierin sehr bewandert. Die Abb. 2 zeigt die mit einer Asphaltbetondecke versehene Nationalstraße Nr. 17. Aus Abb. 3 ist das Gefüge der Decke zu ersehen.

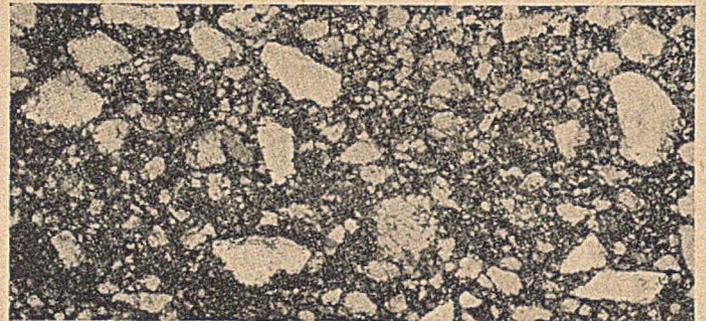


Abb. 3. Gefüge der Decke der Abb. 2, natürliche Größe. Spez.-Gew. 2320 kg/cbm, Bindemittel 5%, Staubfeines 5%, 20% Flußsand.

Die leichte Decke.

Bei den Straßen für leichten Verkehr haben die zunächst angestellten Versuche mit zwei leichten Ueberzügen nicht befriedigt. Diese Decken sind sehr teuer, denn sie erfordern verhältnismäßig viel Bitumen, was für ein Land, das nur auf Importe angewiesen ist, sehr ins Gewicht fällt. Außerdem zeigen sie technische Mängel, denn bei einer sommerlichen Temperatur von 70° sind Aufbauchungen, sogenannte Quallen, und Erweichungen des Bitumens kaum zu vermeiden. Im Sommer muß daher Splitt gestreut werden, was aber den Verkehr gefährdet. Auch die Quallen bilden eine ständige Gefahr für den Verkehr.

Man hat versucht, diese Mängel durch geeignete Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe und durch Bitumen von niedrigem Eindringungsgrad auszuscheiden, auch gewisse Erfolge erzielt, aber dennoch das Problem damit nicht lösen können. Die Verwendung von Bitumen mit niedrigem Eindringungsgrad ist nämlich nur bis zu gewissen niedrigen Temperaturen zugänglich. Bei -12° bilden sich Risse in solchen Decken.

Um alle diese Mängel zu vermeiden, hat man die Lösung im Aufbau des Gemisches gesucht und gefunden. So hat man Decken von 15 bis 20 mm Stärke (vor dem Walzen) mit natürlichen und künstlichen Sanden und einem bestimmten Anteil von Staubfeinem herstellen können. Auf die Unterlage wird eine sehr leichte Bindeschicht aufgebracht, die Masse mit Reibebrettern verteilt und anschließend gewalzt. Die so gewonnene Decke ist bei würflichen Zuschlagstoffen äußerst zäh. Die Reihenfolge der Herstellung ist folgende:

*) Auszug aus Travaux, Nov. 49.

- a) Der mit Wasser eingesprengte Unterbau wird abgefegt und abgeblasen,
- b) Aufbringen der Bindschicht mit 400 g Bitumen je m²,
- c) Bereiten der Masse,
- d) Einbringen der Masse von Hand oder mechanisch,
- e) Abwalzen mit einer Walze von 8 t Gewicht,
- f) Einfügen von Kalkstaub in die Oberfläche.

Dieses letztere ist notwendig, weil die Exkrementen der zahlreichen Schafherden die Decke angreifen.

Die Verarbeitbarkeit der Masse wird in der Hauptsache durch folgende Einflüsse bestimmt:

- a) die Weichheit und Art des Bindemittels,
- b) die Temperatur der Baustoffe (sowohl Bitumen als auch Zuschläge),
- c) die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe (einschl. Staubfein),
- d) die Form der Zuschlagstoffe.



Abb. 4. Nationalstraße Nr. 232. Leichte Decke von 15 mm Stärke, Zuschlagstoff natürlicher Flußsand.

Wenn man mit gebrochenen Zuschlagstoffen arbeitet, muß man die Einflüsse c und d besonders beachten. Bei natürlichem Flußsand dagegen kann die Geschmeidigkeit der Masse in der Hauptsache nur durch a und b beeinflußt werden, d. h. durch verschieden gewählte Weichheitsgrade des Bindemittels und der Temperaturen der Zuschlagstoffe. Der Prozentsatz des Staubfeinen wird nach unten auf 3,5—4% begrenzt, um eine genügende Umhüllung des Bindemittels und damit einen Mindestschutz gegen die Wärme zu erhalten.

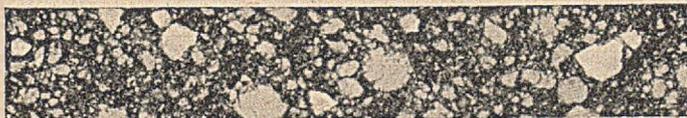


Abb. 5. Gefüge der Decke der Abb. 4, natürliche Größe. Zuschlagstoffe Flußsand, Bindemittel 6% Bitumen der Eindringtiefe 180—200, Staubfeines 5% Kalkpulver, Kornzusammensetzung nach Siebkurve 2 der Abb. 1.

Die Schmiegsamkeit der Masse ist deshalb besonders wichtig, weil in der Hauptsache von Hand gearbeitet wurde. Im Winter, d. h. bei Temperaturen zwischen +4° und +8°, wird mit Bitumen 180—200 und einem Verdünnungsmittel gearbeitet, im Sommer, d. h. bei 16°, allein mit Bitumen 180—200. Man erhielt dadurch eine sehr gute Verarbeitbarkeit der Masse, selbst wenn die Mischanlage bis zu 15 km entfernt ist. Diese leichten Decken von 15 bis 20 mm Stärke vor der Walzung erfordern im Durchschnitt 2,1 kg Bitumen je m².

Für die leichten Decken wird fast ausschließlich natürlicher Flußsand von würflicher Form benutzt. Seine Zusammensetzung ist sehr regelmäßig und besteht zu einem Drittel aus den Korngrößen 0—1 mm und zu zwei Dritteln aus den Korngrößen 1—10 mm. Die Siebkurve 2 der Abb. 1 zeigt die Kornzusammensetzung des Sandes, der bei der 15 mm starken leichten Decke der Abb. 4 Verwendung fand. Die Abb. 5 zeigt das Gefüge dieser Decke.

Bei der Herstellung wurde das Bitumen auf 170° erhitzt. Die Zuschlagstoffe wurden je nach der Jahreszeit auf 90—140° erwärmt. Wenn Verdünnungsmittel verwandt wurden, wurden diese auf 90—120° gebracht.

Eingebaut wird die Masse, wie schon erwähnt, von Hand mit Reibbrettern. Eine gut eingearbeitete Kolonne von 5 Mann konnte

in einem Tage 2000 m² einer 15 bis 20 mm starken Decke herstellen. Wenn die Decke auf einem schön glatten Makadam oder auf einer Asphaltstraße aufgebracht wird, erhält man eine vollkommen ebene Oberfläche, die kaum von einer maschinell hergestellten zu unterscheiden ist. Bei größeren Stärken als 20 mm wird die Herstellung von Hand aber schwieriger. Der Preis der leichten Decken beträgt etwa ein Drittel der vorhergesprochenen schweren Decken. Weiß.

Prallmühlen.

Beim Aufbereiten von Trümmerschutt oder von Gestein, die als Zuschlagstoffe für Beton verwendet werden sollen, strebt man ein sauberes, kubisches Korn an, das man erhält, wenn die Stücke, ähnlich wie durch freien Fall auf eine harte Unterlage, zerspringen und nicht zerdrückt oder zerrieben werden. Das Zerspringen der Stücke wird in den Prallmühlen dadurch erreicht, daß die Stücke durch umlaufende Werkzeuge erfaßt, von diesen teilweise zerschlagen und gegen Widerstände geworfen werden, an denen sie ebenfalls zerspringen.

In einer Prallmühle¹⁾ dreht sich ein Läufer (Abb. 1), je nach der Art des geforderten Zerkleinerungsvorganges, mit 420 bis 800 Uml/min, an dessen Umfang die Schlagplatten A befestigt sind. Über dem Läufer hängen pendelnd die Prallplatten B, und unter dem Läufer ist im Gehäuse das Lochblech C eingesetzt. Zuführt wird das Material durch den Trichter E, der nach dem Mahlraum durch die Vorhangslaschen D abgedichtet ist. — Das aufzugebene Material fällt beim Arbeiten der Mühle auf die Schlagplatten des sich drehenden Läufers. Hier wird es zum Teil zerschlagen und gegen die Prallplatten geschleudert, wobei durch das Aufprallen und Gegeneinanderschlagen die Stücke so lange zerkleinert werden, bis sie durch das Lochblech aus dem Mahlraum fallen. Aus dieser Arbeitsweise ergibt sich, daß ein kubisches Korn entsteht und die Maschinen-

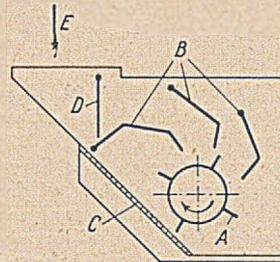


Abb. 1. Schnittskizze einer Prallmühle.

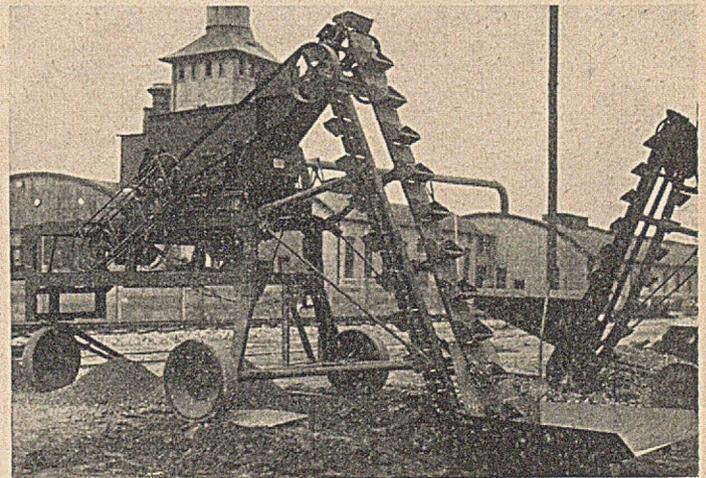


Abb. 2. Fahrbare Prallmühle mit Schwingsieb und Becherwerk

teile, die nicht mechanisch gegeneinander arbeiten wie in Backen- und Rundbrechern, Hammermühlen usw., fast keiner Bruchgefahr unterliegen.

Die Prallmühlen werden ortsfest und fahrbar gebaut. In der fahrbaren Anordnung (Abb. 2) befindet sich unter der Mühle ein an Eschenholzfedern aufgehängtes Schwingsieb für Körnungen von 0 bis 3; 3 bis 7 mm und Überkorn, das durch einen Exzenter von der Läuferwelle der Mühle angetrieben wird. Da eine Prallmühle die volle Leistung ergibt, wenn sie gleichmäßig beschickt wird, ist an der fahrbaren Anordnung ein Becherwerk angebaut. Bei der ortsfesten Mühle wird die Beschickungseinrichtung (Becherwerk, Förderband u. dgl.) für sich aufgestellt.

Bei mittelhartem Material in Stücken bis 60/30/40 cm beträgt die Leistung einer ortsfesten Mühle je nach der Größe 1 bis 20 m³/h und der Kraftbedarf 2 bis 30 PS. Die fahrbare Mühle leistet 2,5 bis 8 m³/h aufzugegebenes Material (Kraftbedarf 5 bis 10 PS).

Dipl.-Ing. R i e d i g.

¹⁾ Hersteller: Geier-Werke, Lengerich/Westf.

Fachnormenausschuß Wasserwesen im DNA.

Auf der gut besuchten Sitzung, die zur Wiedergründung des Fachnormenausschusses „Wasserwesen“ im Deutschen Normenausschuß am 3. Oktober 1950 in Goslar führte, wurde einstimmig zum Vorsitzenden Prof. Dr. Pallasch, Bonn, zum stellvertretenden Vorsitzenden Prof. Dr. Press, Berlin, gewählt.

Es wurden folgende Arbeitsgruppen gebildet:

- Formelzeichen und Begriffsbestimmungen: Prof. Reinhold, Darmstadt;
- Hydrologie: Oberbaurat Hahn, Bielefeld; Prof. Wechmann, Berlin;
- Landwirtschaftlicher Wasserbau: Prof. Dr. Zunker, Dresden; Prof. Dr. Schirmer, Bonn;
- Wasserversorgung: Dir. König, Dortmund;
- Abwasser: Dr. Schreier, Düsseldorf;
- Wasserkraftnutzung: Dir. Dr. Fuchs, München;
- Stauanlagen: Prof. Dr. Press, Berlin.

Die Arbeitsausschüsse werden ihre Mitarbeiter bald berufen, um umgehend die Facharbeit aufzunehmen.

Der Lippeverband

hat laut Geschäftsbericht in der Zeit vom 1. April 1949 bis 31. März 1950 die Beseitigung der Kriegsschäden fortgesetzt und hofft, diese Arbeiten in Kürze abgeschlossen zu haben.

Die Klär-Anlage Hamm, die Abwasserreinigungsanlagen Soest, Uppa, Kamen-Körne und Dortmund-Kemminghausen sind wieder hergestellt, so daß damit sämtliche 11 Abwasserreinigungsanlagen des Lippeverbandes wieder in Betrieb sind. Auch die völlig zerstörte Entphenolungsanlage der Zechen Grimberg ist wiederhergestellt worden, so daß die 3 im Verbandsbetrieb bestehenden Entphenolungsanlagen wieder planmäßig arbeiten.

Im Rahmen der Wiederherstellungsarbeiten an den Mündungsstrecken der Sesecke und des Süßgelbaches wurden Deiche geschüttet. Auch die heiderseitige Eindeichung des Hoppeibaches wurde durchgeführt. Die Lippeeindeichung bei Rünthe wurde beendet. Der Bau von Entwässerungspumpwerken wurde vorwärtsgetrieben: der Lippeverband besitzt jetzt 10 statt vor dem Kriege nur 3 Pumpwerke. Neben zahlreichen kleineren Arbeiten wurden im Rechnungsjahr 1949 an der Lippestrecke ausgeführt: 8600 m massive Uferdeckwerke. 24 417 m Ufersicherung durch Lebendverbauung und 340 m Uferausbau mit Buhnen, zusammen also 33,357 km Uferlänge gesichert.

Die Emschergenossenschaft

hat gleichfalls im Geschäftsjahr 1949 zahlreiche Kriegsschäden an der Emscher beseitigt. An 83 Nebenbächen wurden gleichfalls die Beschädigungen behoben. Auch an den Kläranlagen wurden weitere Wiederaufbauarbeiten durchgeführt. Die Entphenolungsanlagen der Zechen Fwald-Fortsetzung und Alma wurden wiederhergestellt, so daß sich die Zahl der in Betrieb genommenen Entphenolungsanlagen auf 11 jetzt beläuft. An Pumpwerken waren nur noch geringe Kriegsschäden zu beseitigen. Im Zusammenhange mit dem Umbau der Emscher-Flußkläranlage wurde der rechtsseitige Emscherdeich erhöht und verstärkt. Im Dortmunder Gebiet mußten infolge des tief abgesunkenen Emscherlaufes Eindeichungen und Dükerbauwerke errichtet werden. Auch an den vielen Nebenbächen sind größere Arbeiten ausgeführt worden. In Hamborn wird z. Zt. die alte Emscher verlegt. Erhebliche Deichaufhöhungen und Uferbefestigungen wurden auch an der Berne, der kleinen Emscher, am Schwarzbach und am Hahnenbach durchgeführt. Ferner wurde mit der Verlegung der Mündungsstrecke des Witringer Mühlenbaches begonnen. Der Kirschchemmsbach in Bottrop, der Hüllerbach, der Schmiedebach, der Aalbach mußten vertieft werden. Für die größeren Erdarbeiten wurde dabei in gleislosem Betrieb gearbeitet.

Das Pumpwerk Walsum-Mittlere Emscher, das Pumpwerk Duisburg-Laar, das Pumpwerk Bottrop-Eigen sind fertiggestellt. Mit dem Bau des Pumpwerkes Gladbeck-Helmutstraße ist begonnen worden. Weitere Pumpwerke wurden verbessert. Der Ausbau des Oberlaufes der alten Emscher in Oberhausen-Duisburg ist bis km 8,0 fortgeschritten. Unter der Autobahn wurde im Stollenvortrieb der Durchlaß ausgeführt. — Bei den Kläranlagen wurden gleichfalls Kriegsschäden beseitigt und wertvolle Ergänzungen eingebaut.

Mit dem Neubau einer Entphenolungsanlage auf den Zechen Shamrock und Matthias Stinnes wurde begonnen.

Das neue Bett des Emscherunterlaufes wurde am 4. Oktober 1949 seiner Bestimmung übergeben. Um bei Hochwasser das Abspülen des Mutterbodens zu verhindern, wurde der neue Lauf gegen den bisherigen durch eine Spundwand mit Schützöffnungen abgeschlossen. Durch diese Öffnungen kann der Zufluß in das neue Emscherbett so gedrosselt werden, daß er, bis der Rasen die notwendige Festigkeit hat, innerhalb des befestigten Querschnitts bleibt. **P r e s s.**

Tagung des Deutschen Beton-Vereins E. V. 1951.

Die diesjährige Hauptversammlung des DBV findet am 11. und 12. April in Wiesbaden statt. Es sind folgende Vorträge vorgesehen:

Ing. Luciano Di Brai, Venedig, Die nachkriegszeitlichen Wasserkraftwerke der Società Adriatica di Elettricità. — Regierungsbaumeister Max Finkeiner, Berlin, Bauarten im Hochbau, besonders im Wohnungsbau. — Dr.-Ing. ehr. Dr.-Ing. Ulrich Finsterwald, München, Beispiele vorgespannter Bauwerke. — Dr.-Ing. Fuchs, München, Die Wasserkraftanlagen der Rhein-Main-Donau-A.G. — Prof. Dr.-Ing. Kurt Gaele, Hannover, Betonprüfung durch Kugelschlagversuche. — Dr. rer. techn. h. c. Dr.-Ing. Willy Gehler, Dresden, Die Dresdener Knickversuche. — Dipl.-Ing. Ivar Häggbom, Stockholm, Ingenieurbauten in Schweden. — Oberreichsbahnrat Emil Klett, Stuttgart, Spannbetonbrücken der Bundesbahn. — Regierungsbaumeister a. D. Max Lütze, Frankfurt a. M., Bündelbewehrter Spannbeton. — Abteilungspräsident Dr.-Ing. Hermann Meier, Minden, Spannbetonsschwellen der Bundesbahn. — Dipl.-Ing. Spanier, München, Die Inn-Kraftstufe Neuötting.

Anmeldungen bis zum 1. März 1951 beim Deutschen Beton-Verein E. V., Wiesbaden, Postfach 627.

Personalnachrichten**Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn.****Versetzt:**

die Oberreichsbahnräte: Huber (Viktor) als Dezernent zur ED Kassel und Höfl als Dezernent zur FD Essen; die Reichsbahnräte: Köhne als Dezernent zur ED Hamburg; Wolfram als Vorstand zum BA Duisburg 3; Giehrach als Vorstand zum BA Stuttgart 2; Meltzer als Vorstand zum BA Frankenberg (E); Nowak (Werner) als Vorstand zum BA Siegen; Adelman als Vorstand zum BA München 2; Hansen (Karl-Heinrich) als Vorstand zum Neuba Frankfurt (Main) Hbf; Flehr als Hilfsarbeiter zur ED Augsburg; Eickemeyer als Hilfsarbeiter zur ED Essen; Becken als Hilfsarbeiter zum FZA Minden; Siebert als Hilfsarbeiter zum BA Münster 1 und Schmuck als Hilfsarbeiter zum BA Düsseldorf.

Übertragen:

den Reichsbahnräten: Jahr die Geschäfte des Vorstandes des BA Stuttgart 1 und Koch (Friedrich) die Geschäfte des Vorstandes des Neuba Nürnberg (Hochbau).

In den Ruhestand versetzt:

die Oberreichsbahnräte: Farmer, Hilfsreferent der Hauptverwaltung, und Schelle, Hilfsarbeiter des FZA München; die Reichsbahnräte: Gropp, Vorstand des Neuba Nürnberg (Hochbau); Breuer, Hilfsarbeiter der ED Nürnberg, und Moser, Hilfsarbeiter der ED Stuttgart.

Anmerkung: ED = Eisenbahndirektion; BA = Eisenbahn-Betriebsamt; Neuba = Eisenbahn-Neubaumamt; EZA = Eisenbahn-Zentralamt.

Hochschulnachrichten**Technische Hochschule Aachen.**

Die Frau Kultusminister des Landes Nordrhein-Westfalen hat den bisher mit der vertretungsweisen Wahrnehmung der Lehrstuhlgeschäfte beauftragten Prof. Dr. rer. pol. Georg Garbotz mit Wirkung vom 1. September 1950 auf den Lehrstuhl für „Maschinenwesen beim Baubetrieb“ in der Fakultät für Bauwesen berufen.

Technische Hochschule Karlsruhe.

Die Fakultät für Bauwesen hat beschlossen, Ministerialrat i. R. Karl Spiess, zuletzt Leiter der Ministerialabteilung für Wasser- und Straßenbau Karlsruhe, die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber zu verleihen in Anerkennung seiner hervorragenden Ingenieurleistungen beim Ausbau des Oberreins zur Großschiffahrtsstraße in Verbindung mit der wasserbaulichen Forschung sowie seiner bedeutungsvollen literarischen Arbeiten. Die Ehrung wurde am 8. Januar vollzogen.

Zuschriften an die Schriftleitung

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Berger: Die Entwicklung der U-Bahnprofile.

Bautechn. 27 (1950), Heft 6, S. 169 und Heft 8, S. 253.

Zur Ergänzung des Aufsatzes von Dr. Berger weise ich auf die Untergrundbahn in Buenos Aires hin, die in den Jahren 1933—1939 gebaut worden ist. Bei diesem Bau hat man ein Profil gewählt, das in manchem von den gewohnten Formen abweicht (Abb. 2).

Es unterscheidet sich vor allem dadurch, daß es an beiden Seiten einen Fußweg von je 1,00 m Breite zum sicheren Begehen der Strecke auch während des Betriebes einschließt, eine Bequemlichkeit, die keine andere Untergrundbahn aufzuweisen scheint. Trotzdem liegt

die lichte Breite des Profils von 8,32 m. noch unter den zwei Größt-werten der Breiten, die in der Tafel 1 des Aufsatzes erwähnt sind. Das erklärt sich gegenüber dem 8,63 m breiten Querschnitt der Berliner S-Bahn durch die geringere Wagenbreite, die 2,60 m anstatt 3,06 m beträgt, und gegenüber dem Maße von 8,45 m bei einer älteren Linie in Buenos Aires durch den Wegfall der Zwischenwand.

Die lichte Höhe von 5,07 m über S. O. K. ist im Vergleich zur Breite und zu ähnlichen Ausführungen verhältnismäßig klein. Das Fehlen einer Sohlverkleidung auf den grundwasserfreien Strecken ist eine Eigenart, die das neue Profil mit dem der älteren Linien dort gemein hat.

Mit dem Betonaufwand von 10,0 m³/m bei einem Nutzquerschnitt von 39,9 m² ergibt sich ein Ausnutzungswert von rd. 80%; das ist ein günstiges Ergebnis, wie der Vergleich mit Abb. 36 des Aufsatzes von Dr. Berger zeigt.

Dieses Profil wurde auf den letzten 10 km der insgesamt fast 15 km langen Strecken angewendet. Es war aus den Erfahrungen entstanden, die man in den Jahren 1933—1935 beim Bau der ersten 5 km mit dem zunächst gewählten Querschnitt (Abb. 1) gemacht hatte. Im Gegensatz zu den beiden älteren Linien in Buenos Aires, die in ihrer ganzen Länge unter einer breiten Straße liegen, mußten diese neuen Strecken teilweise den alten Kern der Stadt durchqueren, in dessen engen und überaus belebten Straßen mit ihrem meist nur 6 m breiten Fahrdamm die Ausführung der Bahn in offener Baugrube untragbar schien. Auch war nicht zu vermeiden, daß Häuserblocks unterfahren wurden, was bei dem prekären Zustand vieler alter Bauten ein gewisses Wagnis war. Aus diesen Gründen kam die Ausführung der Bahn nur unter Tage in Betracht und damit die Wahl eines gewölbten Tunnelquerschnitts, in dem dann folgerichtig der Fahrstrom durch Oberleitung zugeführt wird. Es sind dann auch etwa 95% der ganzen Strecken im Tunnelbau erstellt. Die Tunnelsohle liegt 10—15 m unter dem Gelände.

Diese Bauweise war zwar schon bei einer älteren Linie angewendet worden, aber eben unter günstigeren Verhältnissen und unter Aufteilung des Querschnitts in zwei Einzeltunnel mit gemeinsamer Mittelwand (Abb. 26 des Aufsatzes). So war es ein verantwortungsvoller Entschluß, für die neue Bahn den einteiligen Querschnitt anzunehmen und dazu noch auf die Bewehrung völlig zu verzichten. Aber die Erfahrungen beim Bau dieses Profils machten es dann möglich, darüber noch hinauszugehen und es durch die endgültige Form (Abb. 2) zu ersetzen, die einen viel größeren Nutzquerschnitt hat, trotzdem billiger ist und die Ausführung dadurch vereinfacht, daß sie ohne Abänderung auch noch in größeren Kurven und in Übergängen zu Sonderformen angewendet werden kann.

Daß dieser Querschnitt sich bewährt hat, ist vor allem wohl dem Umstand zu verdanken, daß der durchfahrene Baugrund ungewöhnlich günstig ist. Buenos Aires steht zum großen Teil auf einer Art von Löß, der Tosca. Das ist ein sehr staufester Boden, der tiefe Ausschachtungen mit senkrechten Wänden, sogar neben flachgegründeten Gebäuden, und ohne Absteifung erlaubt; selbst unter dem Grundwasserspiegel ist seine Festigkeit nicht kleiner. Dabei ist er jedoch noch so weich, daß er sich mit Picke und Druckluftpaten lösen läßt. Es ist kaum denkbar, daß irgendwo sonst ein Bahnbau einen so günstigen Baugrund vorgefunden hat wie hier in Buenos Aires.

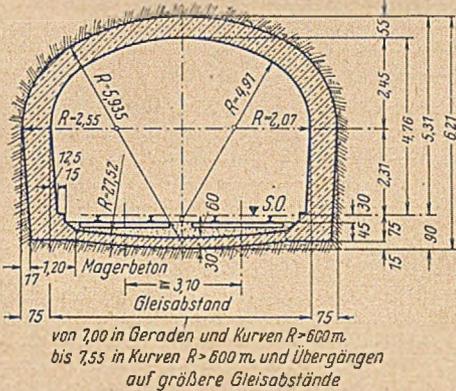


Abb. 1. Älteres Normalprofil der Untergrundbahn Buenos Aires 1933—1939. Aushub 46,2 m³/m. Beton 13,4 m³/m.

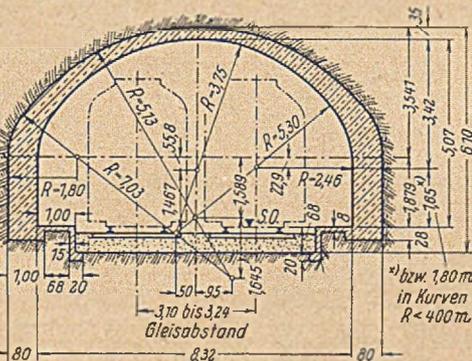


Abb. 2. Neues Normalprofil der U-Bahn Buenos Aires 1933—1939. Aushub 49,9 m³/m. Beton 10,0 m³/m.

Besondere Erwähnung verdient die künstlerische Ausgestaltung der Stationen, wie sie in gleicher Vollkommenheit sich kaum bei einer andern Untergrundbahn finden dürften.

Die Bahnen, von denen hier die Rede war, sind, wie auch bereits die älteren, privater Initiative zu verdanken. Ihre Ausführung war einer Arbeitsgemeinschaft der Firmen Siemens-Bauunion, Grün & Bilfinger und Geopé, der argentinischen Todtergesellschaft der Philipp Holzmann A. G., übertragen worden. Ein zusammenfassender Bericht darüber ist in der argentinischen Fachzeitschrift „La Ingenieria“ veröffentlicht¹⁾; dort finden sich auch Hinweise auf frühere Abhandlungen von Einzelfragen, insbesondere der statischen Berechnung der Gewölbe. Erwin Kindel, Buenos Aires.

Erwiderung.

Die Zuschrift Dr.-Ing. Kindel's begrüße ich als besonders wertvolle Ergänzung meiner Untersuchungen und bemerke, daß Dr.-Ing. Briske in einem vor dem Architekten- und Ingenieurverein Berlin, Mai 1950, gehaltenen Vortrag ein gleiches Gewölbeprofil als besonders wirtschaftlich herausgestellt hat, ohne allerdings auf das Profil von Buenos Aires Bezug zu nehmen. Dr. Berger, Berlin.

¹⁾ Kindel, „La construcción de los subterráneos Chadopyfen Buenos Aires“, La Ingenieria, 1942, Nr. 809 u. 810, Buenos Aires, Verlag Golova.

Bücherschau

Anger, Georg: Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger. Bd. III: Ordinaten der Einflußlinien und Momentenkurven durchlaufender Träger von 2 bis 4 Feldern. 7., verbesserte Aufl. XXII, 175 S. mit 34 Textabb. Berlin 1949, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 12,— DM.

Die „Zehnteiligen Einflußlinien“ von Anger erschienen 1936 als ein mageres Bändchen. Bis zur 6. Auflage wuchsen sie stetig, bis sie jetzt drei Bände umfassen, deren letzter, jetzt als Band I bezeichnet, im Jahre 1949 erschien*).

Nun ist wieder eine Auflage, die siebente, nötig geworden, und zwar des dritten Bandes, der im wesentlichen den Inhalt des ursprünglichen Werkes enthält: eine kurze Zusammenstellung der Formeln zur Berechnung (27 Seiten) und die Ordinaten der Einflußlinien nebst den Momenten für gleichförmig verteilte Belastung. Diese umfangreichen Zahlentafeln haben wohl die Kinderkrankheit aller solcher Tafelwerke, die unvermeidlichen Druckfehler, überwunden; es sind seit längerer Zeit keine Fehler mehr gemeldet worden, so daß die Angaben des Buches als zuverlässig angesehen werden können, was die große Beliebtheit desselben erklärt. Im I. und II. Bande werden, wie bisher, die vollständigen Formeln zur Berechnung aller Arten durchlaufender Träger bei den verschiedensten Belastungen und die Ordinaten der Momentenlinien für die wichtigsten Fälle gebracht, so daß i. allg. der Hochbauer vorwiegend Bd. I und II, der Brückenbauer Bd. I und III benutzen wird. Die große Zuverlässigkeit des Werkes ist ein Verdienst auch des Verlages, der das Buch trotz der Schwierigkeiten der Zeit in gewohnter Sorgfalt herausgebracht hat. Müllenhoff.

* Vgl. die Besprechungen der 6. Aufl., Bd. II in Bautechn. 26 (1949), Heft 8, S. 256 und von Bd. I Bautechn. 27 (1950), Heft 9, S. 312.

Mörsch, Emil, u. Deininger, K.: Die Bemessung im Eisenbetonbau auf Grund der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. DIN 1045 vom Jahr 1943. 5., neubearbeitete u. stark erweiterte Aufl. XI, 346 S. mit 248 Textabb. u. 36 Taf. in Mappe. Stuttgart 1950, Konrad Wittwer. Ganzleinen einschl. Mappe 32,— DM.

Die vorliegende 5. Auflage der früheren „Bemessungstabellen“ darf als besonders geglückt bezeichnet werden, da sie aus ihrer Abhängigkeit von dem mehrbändigen Werk „Der Eisenbetonbau“ durch Uebernahme der entsprechenden Ausführungen gelöst wurde und nunmehr eine in sich geschlossene, in allen Einzelheiten wohl begründete Darstellung der Bemessungsgrundlagen bietet. Hier hat die 1902 im Selbstverlag der Firma Wayss & Freytag A. G. erschienene Arbeit von Mörsch: „Theorie der Betoneisenkonstruktionen“ ihre Vollendung gefunden.

Außer der 6fachen Seitenzahl gegenüber der 4. Auflage sind besonders hervorzuheben die Ergänzung und Verbesserung der Kurventafeln, eine anschauliche Behandlung der zweiachsigen Biegung mit Längskraft sowie die dem „Kräftepiel“ angepaßte Bewehrung kreuzweise bewehrter Platten.

Dem ausdrücklichen Hinweis, daß die Einführung der Schubkraft bei der Ermittlung der Schubsicherung Mehrarbeit und Verzicht auf Anschaulichkeit bedeutet, kann nicht beigestimmt werden. Die Schubkräfte sind doch mit gleichem Recht genau so wie „die Schubspannungen ein rechnerisches Hilfsmittel für den Entwurf einer ausreichenden Schubsicherung“. Trotz des eingeschlagenen, einzig richtigen Weges, über die Bruchversuche zu einer vernünftigen Beweh-

rung zu kommen, unterbleibt die Berücksichtigung der in den letzten 15 Jahren durchgeführten Versuche zur Ermittlung der Bruchmomente von Balken.

Der hohe Rang des Werkes findet u. a. seinen Ausdruck in der kritischen Einstellung zu den Stahlbetonbestimmungen und ihrer sinnvollen Anwendung. Man wird nicht müde, immer wieder die von Mörsch gewohnte Klarheit im Aufbau und Ausdruck zu bewundern. Jeder, der sich ernsthaft mit den Grundlagen der klassischen Stahlbetontheorie befassen will, wird an dieser neuen Auflage kaum vorübergehen können.
Brendel.

Schaffernak, Friedrich: Grundriß der Flußmorphologie und Flußbau. VII, 115 S. mit 129 Textabb. Wien 1950, Springer-Verlag. Geh. 14,70 DM.

Der Flußbauingenieur kann erst in langjähriger Praxis die Kenntnisse gewinnen, die es ihm ermöglichen, verständnisvoll dem Wesen eines Flusses Rechnung zu tragen. Daher bemüht sich der Verfasser des vorliegenden Buches, dem Flußbauer die Größe der Verantwortung, die er bei seinen Arbeiten zu übernehmen hat, eindringlich vor Augen zu führen. Mit Recht wird darauf hingewiesen, daß es fehlerhaft ist, einem Flusse zu gewaltsam einengende Fesseln anzulegen, denn nicht in Begradigungen und ständigen Laufverkürzungen (Durchstiche) oder in unnötigen Baggerungen besteht das Wesen einer Flußregelung.

Nicht haltbar ist die Ansicht (S. 6), daß „im Unterlaufe . . . eine dauernde Hebung der Flußsohle eintritt“; wenn das zuträfe, dann müßte jeder Fluß oder Strom am Orte seiner Einmündung in das Meer — selbst bei einer etwaigen Deltabildung — allmählich Stromschnellen und Katarakte ausbilden.

Die Ausführungen in dem Buche zeichnen sich durch Anschaulichkeit aus; sie werden deshalb die in der Praxis stehenden Flußbauingenieure gut beraten können, ohne durch lange theoretische Darlegungen zu ermüden.
Rich. Winkel

Deutscher Beton-Verein (E. V.): Ansprachen und Vorträge zum 50jährigen Bestehen. 650 S. mit 462 Textabb. Deutscher Beton-Verein (E. V.) 1949.

Das gediegen ausgestattete Buch enthält neben den Ansprachen die z. T. erweiterten Vorträge, die anlässlich der Feier zum 50jährigen Bestehen des Beton-Vereins am 7.12.1948 und der Jubiläums-Hauptversammlung am 6. und 7.4.1949 in Wiesbaden gehalten wurden. Im einzelnen wurden die Vorträge bereits in der „Bautechnik“ 1949, S. 94, 187 und 217 eingehend besprochen. Die Fachwelt wird es begrüßen, daß die sehr beachtlichen Vorträge nunmehr gedruckt vorliegen und damit auch dem großen Kreis von Fachleuten, die an den Tagungen nicht teilnehmen konnten, zugänglich werden. Das Buch gibt durch die Vielseitigkeit der Beiträge ein eindringliches Bild von der Entwicklung und dem heutigen Stand der Stahlbetontechnik.
Schröder.

Stahlbau-Handbuch 1949/1950 — Fachverband Stahlbau Deutscher Stahlbau-Verband. IV, 351 S. mit vielen Abb. im Text und auf Taf. Bremen-Horn 1950, Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn. Geb. 14,— DM.

Als wesentliche Ergänzung des „Stahlbau-Handbuches 1948“ ist nunmehr das „Stahlbau-Handbuch 1949/50“ erschienen. Es enthält die Hauptabschnitte: Grundlagen und Baustatik; ferner Stahlmaste für Hochspannungs-Freileitungen. Die im Stahlbau-Handbuch 1948 enthaltenen Vorschriften des Stahlbaues werden ergänzt durch Stabilitätsvorschriften (Knickung, Kippung, Beulung) DIN 4114 Berechnungsentwurf 1950. Stahlleitbau und Stahlrohrbau im Hochbau DIN 4115, 8. Entwurf, Vorläufige Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau, 1. Entwurf, Juli 1950. Den Abschluß bildet eine sehr willkommene kurze Abhandlung. Die Berechnung der Lage des Schubmittelpunktes von C-Stählen, von Dr.-Ing. e. h. Wansleben.

Mit diesem Werk hat der Fachverband Stahlbau in verdienstvoller Weise unter mannigfaltigen Schwierigkeiten dem Stahlbauer wieder ein unentbehrliches Werkzeug für den täglichen Gebrauch in die Hand gegeben. Dem Bearbeiter, Dipl.-Ing. Kleinberg, gebührt Dank für die umsichtige Gestaltung des Inhalts. Der Verlag hat sich bemüht, trotz zeitbedingter Schwierigkeiten, dem Buch eine angemessene Ausstattung zu geben. Das Stahlbau-Handbuch 1949/50 gehört in die Bibliothek jedes Stahlbauers.
Peters.

Schramm, Gerhard: Bogengestaltung und Bogenabsteckung. 163 S. mit 76 Textabb. u. 3 Ausschnitttaf. Berlin/Bielefeld/München 1949, Erich Schmidt Verlag. Ganzleinen 9,80 DM.

Im Verlage Erich Schmidt, Berlin/Bielefeld/München, erschien 1949 „Bogengestaltung und Bogenabsteckung“ von Dr.-Ing. habil. Gerhard Schramm. Der Verfasser nimmt auf eine eigene frühere Veröffentlichung Bezug und betont mit Recht, daß man den grundsätzlichen Unterschied zwischen Bogengestaltung und Bogen-

absteckung nicht aus dem Auge verlieren darf. Das Buch behandelt im Abschnitt A allgemeine Gesichtspunkte für die Gestaltung von Bögen an Straßen und Bahnen sowie für die Anforderungen an die Genauigkeit, die nicht unnötig übertrieben werden sollten, im Abschnitt B das Abstecken von Bögen mit unveränderlicher Krümmung ohne Uebergangsbogen, in den Abschnitten C und D das Abstecken des Uebergangsbogens mit gerader Krümmungslinie und mit S-förmig geschwungener Krümmungslinie, im Abschnitt E das Abstecken der Uebergangsbögen für Gegenbögen, im Abschnitt F besondere Absteckungsaufgaben, im Abschnitt G das Abstecken von Gleisbögen mit dem Winkelbildverfahren und im Abschnitt H das Prüfen und Berichten von Bogenabsteckungen. Während die Abschnitte B bis E besonders da am Platze sind, wo neue Bahn- und Straßenlinien auf Grund der Entwurfsarbeiten ins Gelände zu übertragen sind, ist das Winkelbildverfahren (auch „Nalenzhöfer-Verfahren“) bei der Neuabsteckung bereits vorhandener Gleise zwecks Vermarkung oder Linienverbesserung vorzuziehen; deshalb ist es sehr eingehend behandelt mit 3 besonderen Tafeln am Schluß und seine Genauigkeit kritisch untersucht. Der Text schließt mit Ueberhöhungstafeln, einem Schriftverzeichnis und einem Sachregister. Die Aufgabe, die der Verfasser sich gestellt hat, eine Lücke in dem Schrifttum dieses Gebietes zu schließen, kann als gelöst angesehen werden.
Dipl.-Ing. E. Parow.

Ehlers, Georg: Die Clapeyrouse Gleichung als Grundlage der Rahmen-Berechnung. 3., durchgesehene u. ergänzte Aufl. IV, 36 S. mit 43 Textabb. u. Abb. im Anhang. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 4,80 DM.

Die kleine Schrift, die erstmalig vor 32 Jahren erschien, hat ihren Wert trotz der zahlreichen und umfangreichen neueren Veröffentlichungen über die Rahmenberechnung nicht eingebüßt. Auf wenigen Seiten gelingt es dem Verfasser, in überzeugend klarer und leicht verständlicher Weise die Grundlagen und Zusammenhänge der Rahmenberechnung an Hand von Beispielen ohne alles Beiwerk zu entwickeln und zu erläutern. Als einzige Grundlage benutzt er zur Berechnung der verschiedensten Rahmensysteme nur die Clapeyrouse Gleichung mit den Tafeln für die Belastungsglieder. Besonders übersichtlich und einfach gestaltet sich dabei die Berechnung von Rechteckrahmen und den darauf aufbauenden Systemen. Ein wesentliches Vorteil ist, daß die Elastizitätsgleichungen ohne weitere Hilfsmittel und Zwischenrechnungen unmittelbar angeschrieben werden können. Selbst die Berechnung verwickelter Systeme, wie unsymmetrische Stockwerkrahmen, bleibt stets übersichtlich und anschaulich. So kann das Büchlein zur Einführung in die Rahmenberechnung warm empfohlen werden, aber auch der erfahrene Praktiker wird die klaren Ausführungen bei schwierigeren Berechnungen gern zu Rate ziehen.
Hans Schröder.

Berichtigung.

Graf, Otto: Die Baustoffe. Ihre Eigenschaften und ihre Beurteilung. 2., erweiterte Aufl. Stuttgart 1950. Konrad Wittwer. Ladenpreis 16,— DM, nicht 9,— DM, wie im Heft 12, S. 384, angegeben.

Eingegangene Bücher

Hillebrandt, Dietrich: Verkräutung und Abfluß. (Besondere Mitteilungen zum Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch, Heft 2.) 19 S. mit 9 Abb. Hannover 1950, Landesamt für Gewässerkunde. Geh. 5,— DM.

Lepik, Egon: Die Sturmfluten in der Elbmündung in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts. Bd. 1: Text u. Bd. 2: Abbildungen, Tabellen u. Anhang. (Besondere Mitteilungen zum Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch Nr. 1). Bd. 1: II, 51 S.; Bd. 2: II, 63 S. Hamburg 1950. Herausgegeben und zu beziehen von der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Hamburg gegen Vereinsendung von insgesamt 10,— DM für beide Bände geh. auf Postcheckkonto: Hamburg 96166.

INHALT: Georg Ernst †. — Die Wiederherstellung der Weserkaje am Weserbahnhof in Bremen in den Jahren 1947 und 1948. — Berechnung durchgehender Rahmen mit dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen. — Osterleden-Stockholm. Brückenbauliche Studien zum internationalen Wettbewerb 1949 und zur Ausstellung 1950 (I. Teil). — Entwurf für die Neufassung: Straßen- und Wegbrücken, Belastungsannahmen, DIN 1072. — Vermischtes: Emil Mörsch †. — Karl Kellermann †. — Die neuen Werke der S.I.P.-Gruppe. — Bituminöse Straßendecken in Portugal. — Frallmühlen. — Fachnormenausschuß Wasserwesen im DNA. — Der Lippeverband und die Emschergenossenschaft. — Tagung des Deutschen Beton-Vereins E. V. 1951. — Personalnachrichten. — Hochschulnachrichten. — Zeitschriftenanleihe. — Bucherschau. — Eingegangene Bücher. — Zeitschriftenschau. — 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 Kalender- vierteljahres. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:

F.R.P.A.C., 41—45 Neal-Street, London W. C. 2.

Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

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



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

Schenck, DER RAMMPFAHL

NEUE ERKENNTNISSE AUS THEORIE UND PRAXIS

Mit Anhang: **Ramppfahltabellen**

DIN A5. Etwa 120 S. mit etwa 100 Textabb. und 20 Tabellen
Geheftet etwa DM 10.— Ganzleinen etwa DM 12.50



Ceresit Schnell
Schnellerhärter in Pulver- und flüssiger Form
zur schnellen Abbindung u. Erhärtung
von Zementmörtel und Beton
WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. © UNNA I.W.

ESO-FAKT ROSTSCHUTZ-FARBEN

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

Verlangen Sie bitte BROSCHÜRE EF 1249 I

Schramm

LACK- UND FARBENFABRIKEN AG. OFFENBACH-MAIN



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

Sofort lieferbar:

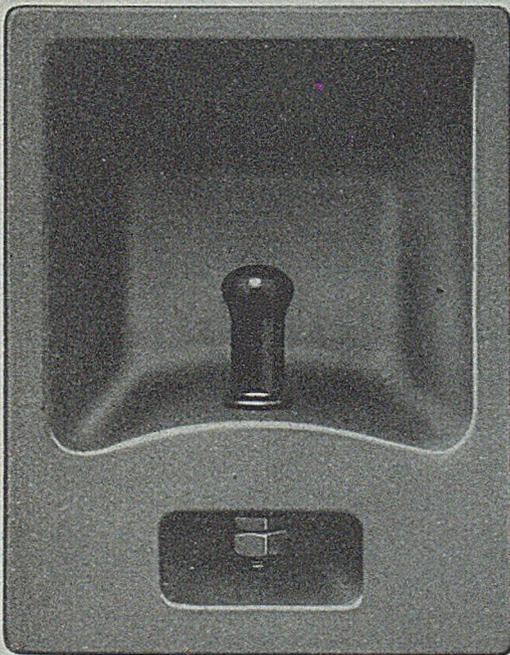
Ein Buch, das jeder Brückenbauer besitzen sollte!

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

Eine kurze Entwicklungsgeschichte des Brückenbaues von **August Herwig**, Geh. Regierungsrat o. Professor Dr.-Ing. e. h.
Mit 137 Textabbildungen und 4 Bildnissen. VIII, 154 Seiten. Geheftet 15,— DM, Leinen 17,80 DM

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

Haltekreuz Bauart „Oblonga“ DRP.



Praktische Bewährung:

Weit über 6000 Stück bereits eingebaut.
Rasche Liefermöglichkeit, da einfachste Formgebung.
Geringer Stahlbedarf. Material besonders rostunempfindlich.
Beste Referenzen können zur Verfügung gestellt werden.

Technische Daten:

Material: Gehäuse Stahl-Grauguß
26 kg/mm² Zugfestigkeit
Bolzen Stahl St 50,11

Außenmaße:	Oblonga II	Oblonga IIa	Oblonga III für Seehäfen
Höhe:	ca. 765 mm	ca. 745 mm	ca. 1070 mm
Breite:	„ 600 mm	„ 580 mm	„ 1100 mm
Tiefe:	„ 300 mm	„ 280 mm	„ 450 mm
Gewicht:	„ 300 kg	„ 215 kg	„ 1100 kg
	ohne Verankerung.		

Für II und IIa: Geprüfte Zugfestigkeit am Bolzen 50 000 kg bei
20,1 mm Ausbiegung am Bolzenende

Rückseite des Haltekreuzes:

Starke Verrippung zur Aufnahme der Verankerungseisen.
Diese werden mitgeliefert.
Oblonga IIa mit weniger Verrippung und Gewicht.

G.L. Rexroth G.m.b.H. Lohrer Eisenwerk
Lohr am Main / Abteilung Schleusenbau

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

„HÜTTE“

DES INGENIEURS TASCHENBUCH

Sofort lieferbar ist die Westausgabe der

27. völlig neubearbeiteten Auflage**III. BAND: BAUINGENIEURWESEN, 1. Teil**

XX, 455 Seiten mit 829 Textabb. 1950. Vorzugspreis: Geheftet (Dünndruck) DM 14.—

Die 27. Auflage, völlig neubearbeitet, erscheint in drei Teilen. Der erste Teil enthält folgende Abschnitte:

Statik der Baukonstruktionen (Pohl) — Massivbau (Lempp) — Stahlbau (Schaechterle) — Stahlbetonbau (Henn) — Holzbau (Seitz) — Stahlbrücken (Schaechterle) — Bewegliche Brücken und Brückenmontagen (Hammacher) — Massivbrücken (Neuffer) — Holzbrücken (Seitz)

Käufer des ersten Teiles erhalten den zweiten und dritten (Schluß-) Teil zu ermäßigten Preisen!

Anfang 1951 lieferbar:

III. BAND, 2. TeilEtwa 400 Seiten mit rund 700 Textabbildungen
Vorzugspreis: Geheftet (Dünndruck) DM 10.—*Der zweite Teil enthält folgende Abschnitte:*

Hochbau (Lempp, Hammacher, Traub, Seitz) — Fabrikanlagen (Hertlein, Mühlbauer, Jäcker) — Heizung und Lüftung (Stiegler) — Straßenbau (E. Neumann) — Siedlungsplanung (E. Neumann, G. Müller) — Baumaschinen u. Baubetrieb (Garbot)

Voraussichtlich Mitte 1951 lieferbar:

III. BAND, 3. TeilEtwa 480 Seiten mit zahlreichen Textabbildungen
Vorzugspreis: Geheftet (Dünndruck) einschließlich der Einbanddecke (Ganzleinen mit Vorsatz) für den gesamten III. Band etwa DM 10.50*Mit Erscheinen des dritten Teiles erlischt der Vorzugspreis!**Voraussichtlicher Inhalt:* Grundbau (Gründungsarten, Gründbaumechanik, Maschinengründungen, Erd-, Stollen- u. Tunnelbau) — Wasserbau (Grundlagen, Flußbau, Kanalbau und Binnenschifffahrt, Schiffsschleusen und Hebewerke, Flußmündungen, Seekanäle, Seehäfen, Hochwasserschutz, Landw. Wasserbau) — Wasserkraftanlagen, Talsperren — Wasserversorgung, Stadtentwässerung, Abwasserbeseitigung — Anhang, Sachverzeichnis*Ferner sind sofort lieferbar die Westausgaben:*

27. neubearbeitete Auflage, unveränderter Neudruck, Stand 1942

**I. BAND
GRUNDLAGEN DER TECHNIK**XXVIII, 1304 Seiten mit 1028 Textabbildungen
1949. Ganzleinen (Dünndruck) DM 21.50*Aus dem Inhalt:*Mathematik — Technische Physik — Mechanik — Wärme
Festigkeitslehre — Stoffkunde — Meßkunde — Vermessungskunde
Anhang und Sachverzeichnis

27. neubearbeitete Auflage, unveränderter Neudruck, Stand 1944

**II. BAND
MASCHINENBAU UND ELEKTROTECHNIK**XXVIII, 1396 Seiten mit 2105 Textabbildungen
1950. Ganzleinen (Dünndruck) DM 24.—*Aus dem Inhalt:*Maschinenteile — Kraftmaschinen — Pumpen und Verdichter
Werkzeugmaschinen — Förder- u. Ladetechnik — Lichttechnik
Elektrotechnik — SachverzeichnisZu beziehen durch jede wissenschaftliche Buchhandlung sowie durch die Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168.