

~~10.877/III~~

P.271/51

~~10.877~~

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

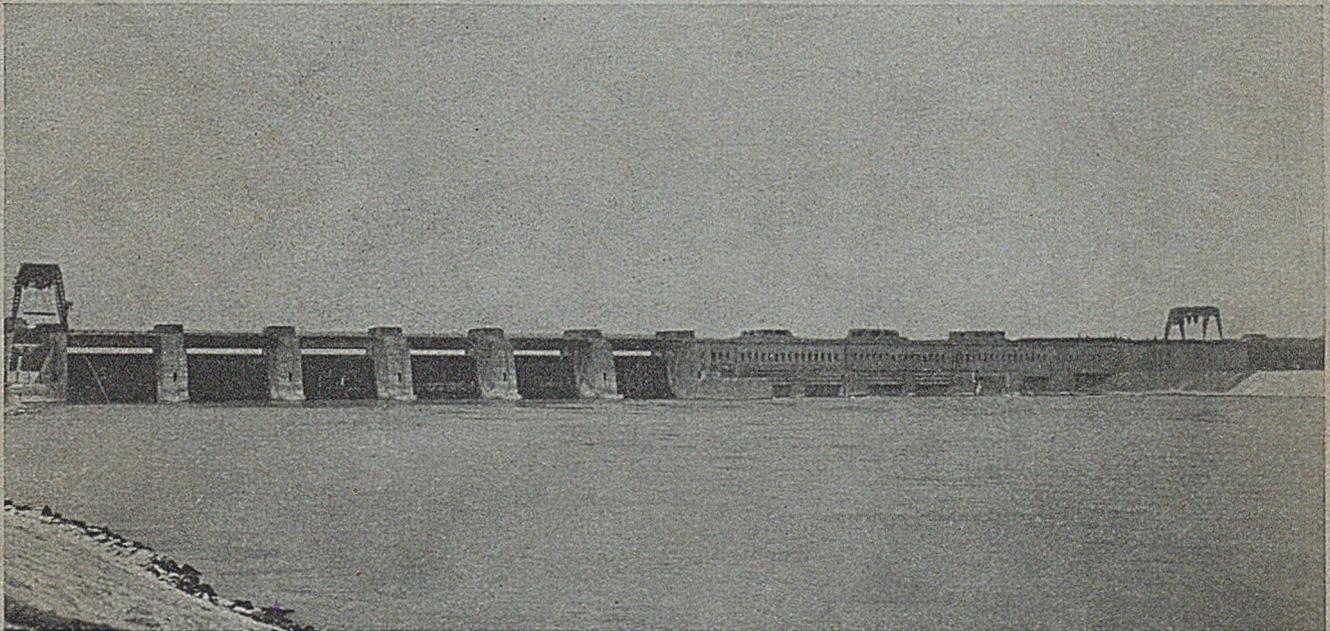
28. Jahrgang

Berlin, Januar 1951

Heft 1

Wasserturbinen für jede Fallhöhe und Wassermenge

Bis heute haben wir rd. 15 000 Turbinen in Auftrag erhalten



Flußkraftwerk Ering am Inn mit 3 Voith-Koplanturbinen für je 34000 PS



J.M. Voith G.m.b.H., Maschinenfabrik, Heidenheim (Brenz)

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

Sofort lieferbar:

Angewandte Hydromechanik im Wasserbau

Ein Handbuch für Studium und Praxis

Von o. Prof. Dr.-Ing. **Richard Winkel**, Regierungs- und Baurat a. D.

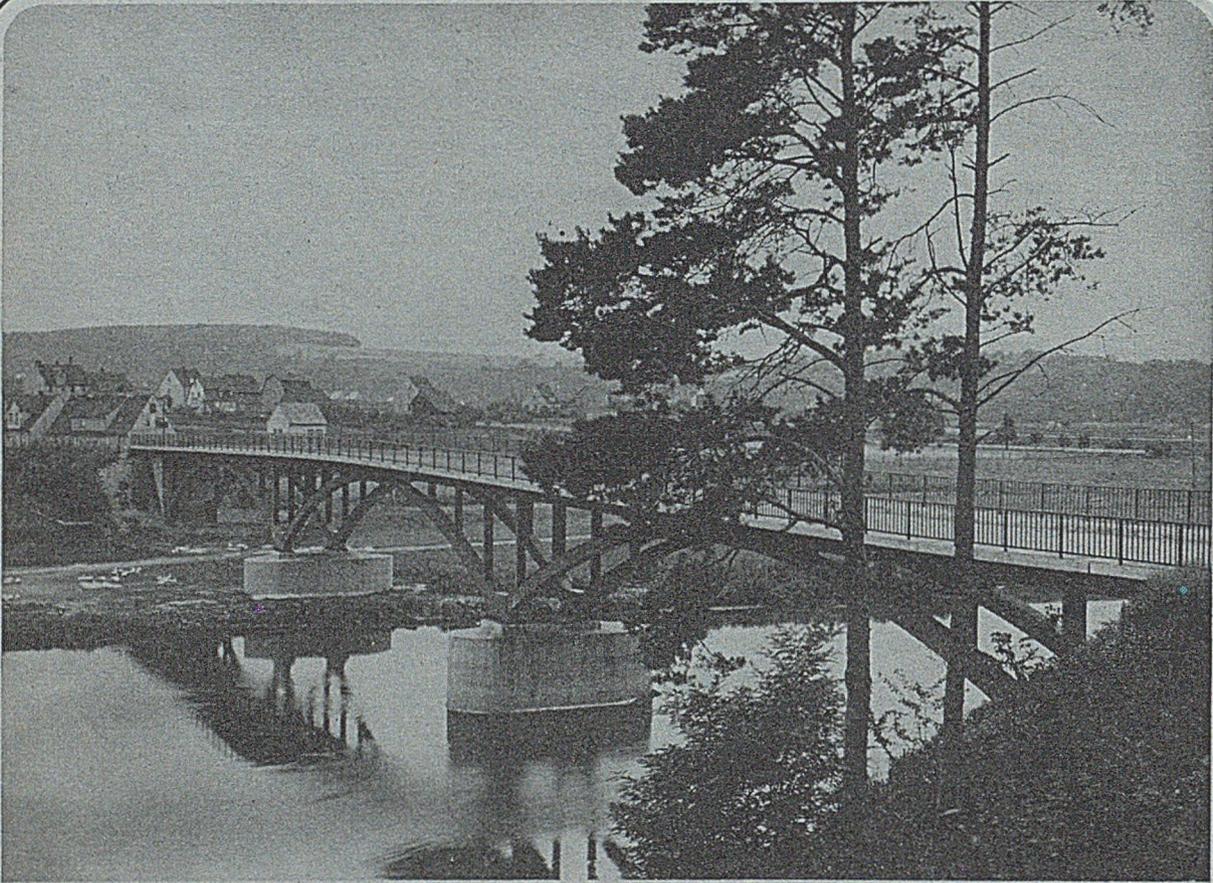
Dritte erweiterte Auflage, DIN A 5, VIII, 143 Seiten mit 91 Textabbildungen, 1950, Preßspan 11,60 DM

Aus dem Inhalt: Grundzüge der angewandten Hydromechanik: Vorflut-Probleme — Stauwirkungen — Wellenwirkungen — Energiewirkungen — Schrifttum-Verzeichnis.



Zu beziehen durch jede wissenschaftliche Buchhandlung sowie durch die Gropius'sche Buchhandlung

(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168



Aus dem Fertigungsprogramm unseres Stahlbaues:

Stahlbrücken bis zu den größten Abmessungen
Schleusen und sonstige Stahlwasserbauten
Weichen und Kreuzungen • Drahtseilbahnen

Stahlhochbauten für Industrie- u. Verkehrsbetriebe
Stahlskelettbauten für Wohn- und Geschäftshäuser
Gittermaste • Stahltore • Stahltüren

GHH

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE WERK STERKRADE • OBERHAUSEN-RHEINLD.

Zur Weltkraftkonferenz in Neu-Delhi.

Eine Teiltagung der Weltkraftkonferenz findet vom 10.—15. Januar 1951 in Neu-Delhi statt; vom 3.—5. Januar 1951 ein Kongreß der Internationalen Vereinigung für hydraulische Forschung in Bombay; ebendort gleichzeitig eine Tagung der neugegründeten Internationalen Kommission für Bewässerung und Kanäle; am 10. Januar 1951 in Neu-Delhi der 4. Kongreß der Internationalen Konferenz für große Staudämme; schließlich vom 10. Januar bis 8. Februar 1951 eine technische Ausstellung der auf diesen Konferenzen behandelten Gebiete. — Etwa 20 deutsche Fachleute werden an den Tagungen teilnehmen.

Die Bauarten der Niederdruck-Wasserkraftanlage.

Von o. Professor Dr.-Ing. Heinrich Preß, Technische Universität Berlin, Wasserbaulaboratorium.

Nach der Lage zum Fluß sind grundsätzlich Umleitungskraftwerke und Flußkraftwerke bei Niederdruck-Wasserkraftanlagen zu unterscheiden.

1. Umleitungskraftwerke.

Solange die Bauausführungsverfahren noch nicht weit genug entwickelt waren, suchte man bei Errichtung eines Niederdruck-Wasserkraftwerkes den Fluß bzw. Strom zu meiden, indem im Fluß nur die Stauanlage errichtet und in einer Umleitung das Kraftwerk erbaut wurde. Es wurde also durch den Einlauf über den Oberwasserkanal, das Kraftwerk und den Unterwasserkanal das als Triebwasser dienende Flußwasser umgeleitet (Abb. 1).

Der größte Teil der Bauarbeiten der Umleitung ist dabei zumeist im Trocknen, stets im nichtströmenden Wasser zu erstellen.

Wo bei einer Umleitung das Kraftwerk selbst errichtet wird, ob mehr nach dem Einlauf zu, in der Mitte oder mehr nach Unterwasser zu, hängt von der Örtlichkeit, der Wirtschaftlichkeit ab. Es sind sogar Anlagen ohne Oberwasserkanal oder ohne Unterwasserkanal erbaut.

Die Nachteile eines Umleitungskraftwerkes sind:

1. Das Umleitungskraftwerk ergibt eine geringere Energieausbeute als das Flußkraftwerk bei gleichem Ausbaugrad.
2. Die Gesteungskosten werden stark von den Kosten der Umleitung beeinflusst. Die Unterhaltungskosten sind besonders bei schwierigen Eis-, Geschiebe- und Sinkstoff-Verhältnissen höher als beim Flußkraftwerk.
3. Häufig werden hohe Deiche und Kanaldämme erforderlich.
4. Die Wasserverluste durch Versickerung und Verdunstung sind zumeist größer als beim Flußkraftwerk.
5. Ein Teil des Wassers muß im Flußlauf wegen der Fischzucht, der Abwasserabführung, evtl. Nutzungsrechte, wegen der Landwirtschaft und des Grundwasserstandes u. a. verbleiben, geht also der Energieerzeugung verloren.
6. Durch die Umleitung des größten Teiles des Flußwassers treten Veränderungen im Grundwasserstand auf, wenn — wie zumeist — zwischen Fluß und Grundwasser Verbindung besteht.
7. Gelände wird durch die Umleitung der ursprünglichen Nutzung entzogen, umfangreicher Grunderwerb ist erforderlich.
8. Trockengelegtes oder teilweise trockenliegendes Flußbett bietet ein unschönes Landschaftsbild; Insektenplage, unhygienische, versumpfte Tümpel u. a. können auftreten.

Die Vorteile eines Umleitungskraftwerkes sind u. a.:

1. stärkere Gefällezusammenlegung in flachen Tälern bei sonst sehr beschränkter Stauhöhe¹⁾.
2. längere und damit wirtschaftlichere Einzelausbaustrrecken. Die Nutzfalhhöhe ist von der Länge der Ausbaustrecke abhängig.
3. Auch ist es zumeist möglich, den Umleitungskanal zum Speicher auszubauen. Dies ist besonders vorteilhaft bei kleiner Winterwasserführung.

Man sucht also, wenn die örtlichen Gegebenheiten zu kleine Fallhöhen ergeben, Fallhöhe durch Umleitung zu gewinnen. Aber auch aus wasserwirtschaftlichen, grundwasserlichen Erwägungen kann eine Umleitung erforderlich sein.

¹⁾ Es ist eine möglichst hohe Gefällsstufe anzustreben. Mit der größeren Stauhöhe verringern sich die Auswirkungen der zeitlichen Schwankungen der Nutzfalhhöhe.

Bei einer in der Auflandung begriffenen Flußstrecke kann, um der Versumpfung wertvollen Geländes Einhalt zu bieten, z. B. eine Umleitung nötig werden, wie auch aus Gründen der Schifffahrt Umleitungskanäle mit Staustufen erforderlich werden können.

Wenn auch heute auf Grund der neuen Bauausführungsverfahren und der neuen Geräte im allgemeinen den Flußkraftwerken wegen der mit diesen Werken verbundenen Vorteile der Vorzug zu geben ist, so zeigen die vorher aufgeführten Punkte, daß es, wo es geboten ist, auch stets Umleitungskraftwerke geben wird.

2. Flußkraftwerke.

Die Flußkraftwerke entstehen durch Aufstau oder durch Senkung der Flußsohle.

An Flußkraftwerken hat man zu unterscheiden:

1. Die „bisher übliche“ zusammenhängende Bauweise mit Kaplan- oder Francis-Turbinen mit stehender Welle und Einlaufspirale, für geringere Fallhöhen mit Heberanordnung, bei kleinen Leistungen auch mit horizontal liegender Kaplan-Turbinenwelle (Abb. 2).
2. Die 2-teilige Bauweise, sonst wie vor (Abb. 3).
3. Die Insel- oder Mittelbauweise, sonst wie vor (Abb. 4).

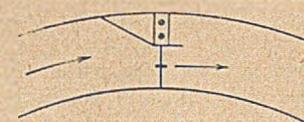


Abb. 2. Schema eines zusammenhängenden Flußkraftwerks.

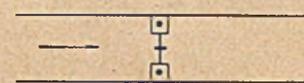


Abb. 3. Schema eines zweiteiligen Flußkraftwerks.

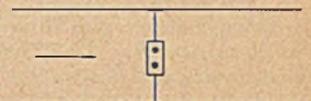


Abb. 4. Schema eines Insel-Flußkraftwerks.

4. Die überflutbare Bauweise mit Kaplan- oder Francis-Turbinen stehender oder liegender Welle mit Einlaufspirale, erforderlichenfalls mit düsenförmigen Ejektorkanälen mit Regulierverschlüssen oder mit schrägliegenden Rohrturbinen, ebenfalls unter Umständen mit Ejektorkanälen (Abb. 5).

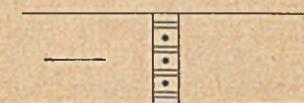


Abb. 5. Schema eines überflutbaren Flußkraftwerks

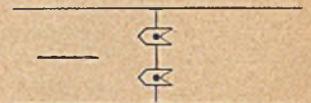


Abb. 6. Schema eines Pfeiler-Flußkraftwerks.

5. Die Pfeilerbauweise mit je Pfeiler 1 oder 2 Kaplan- oder Francis-Turbinen mit stehender Welle und mit voller oder durch weitere Eintrittsöffnungen unterbrochener Einlaufspirale oder mit 1 oder 2 Rohrturbinen in schräger Lage, erforderlichenfalls mit düsenförmigen Ejektorkanälen mit Regulierverschlüssen (Abb. 6).

Um einen Vergleich der verschiedenen Bauweisen durchführen zu können, ist folgendes zu prüfen:

- a) Die Strömungsverhältnisse in allen Richtungen (also Oberflächen-, Tiefen-, Querströmung u. a.),
- b) Die Eis-, Geschiebe-, Schwebstoffverhältnisse,
- c) Die hydraulische Leistungsfähigkeit,
- d) Die Länge der Bauweise quer zum Stromstrich,
- e) Die Baudurchführung,
- f) Die Baukosten,
- g) Die betrieblichen Verhältnisse,
- h) Das Landschaftsbild.



Zu a: Es ist Aufgabe des Planers, den möglichst besten Verlauf der Strömungslinien zu erzielen, damit sich die geringsten Energieverluste ergeben. Die maximal mögliche Aufstauung ist durch die richtige Auswahl der Bauweise und die richtige Lage des Bauwerkes, nicht durch auf jeden Fall unwirtschaftliche Vergrößerung des Durchflußquerschnittes zu erreichen.

Die Bauweise und Lage ist so zu wählen, daß unter einem Minimum an Schutzbauten, wie hohe Schwelle, Spülkanäle, Eisabweiser, u. a. das Triebwasser ohne schadenbringende Beigabe und vermeidbare Energieverluste als flüssige Strömung durch die Turbinen ins Unterwasser fließt und auch dort vor dem Saugschlauch keine Strömungs- und Geschiebeschwierigkeiten auftreten.

Zu b: Die Bewegungen von Geschiebe und Eis sind im Flußbett und Stauraum neben den anderen bekannten Faktoren ausschlaggebend für die Wahl der Bauweise und der Lage der Anlage. Eis und Geschiebe sollen stets zum Wehr hin treiben²⁾. Zweifellos sind bei großen Stauräumen, bei denen sich auch eine geschlossene Eisdecke bilden kann, sowohl die Eis- als auch die Geschiebeverhältnisse günstiger als bei kleinen Stauräumen. Bei großer Wasserführung und kleinem Stauraum, bei engem Flußquerschnitt mit labilen Geschiebeverhältnissen treten erhebliche Schwierigkeiten auf.

In Flußkrümmungen ist am Steilufer das Wasser im oberen Teil geschiefbefrei, jedoch die Steiluferoberfläche bei Eisgang voller Treibeis. In den Übergängen, in den geraden Strecken sind die Verhältnisse labil. Es kann dort im unteren Teil überall Geschiebe, sofern die Schleppkraft ausreicht, auftreten, d. h. daß in gerader Strecke nicht alle Turbineneinläufe an einer Stelle, in Krümmungen dagegen die Turbineneinläufe nur am Steilufer und nicht über die gesamte Breite anzuordnen sind. Je nach Stauhöhe und Krümmung hat somit die Aufteilung von Wehr, Grundablässen und Einläufen für die Turbinen zu erfolgen.

Zu c: Die Hochwasserabführung ist um so kleiner, je größer die Differenz zwischen Wehrmitte und Stromstrich ist. Die hydraulische Leistungsfähigkeit einer Niederdruckwasserkraftanlage zeigt sich im Stau bei HHW.

Zu d: Die kürzeste Länge quer zum Stromstrich von den 5 benannten Bauweisen besitzt zweifellos die Bauweise 4, die überflutbare Bauweise. Die Pfeilerbauweise weist eine etwas größere Länge auf, während die Bauweisen 1, 3 und dann 2 die größten Längen besitzen.

Zu e: Die Baudurchführung ist von der Örtlichkeit, den Untergrundverhältnissen, der Wasserführung abhängig. Es ist jeweils im einzelnen zu prüfen, ob die in Wahl genommene Bauweise wirtschaftlich und bauabschnittsmäßig auch durchführbar ist. Es ist z. B. durchaus möglich, daß eine an sich am Platze erscheinende überflutbare Bauweise deshalb nicht ausgeführt werden kann, weil bei Durchführung in zwei Bauabschnitten die Hochwässer während des Baues nicht über bzw. durch den fertiggestellten 1. Bauabschnitt restlos abgeführt werden können und die Möglichkeit einer Umleitung während des Baues nicht gegeben ist. Auch kann z. B. eine Pfeilerbauweise oder die unter 1 beschriebene Bauweise wegen der örtlichen Baugrundverhältnisse u. a. nicht in Frage kommen.

Zu f: Die Baukosten hängen gleichfalls von den örtlichen, besonders den Gründungsverhältnissen ab. So kann z. B., wenn Pfeiler- oder überflutbare Bauweise sonst in Frage kommt, die Anwendung der schrägliegenden Rohrturbine, die in Stromstrichrichtung Länge erspart, vorteilhafter sein, wenn der gute Baugrund bei der hier tieferen Gründung erst in dieser Tiefe angetroffen wird.

Zu g: Die betrieblichen Verhältnisse sind auch von den örtlichen Gegebenheiten, den Eisverhältnissen im besonderen abhängig.

Im allgemeinen ist zu bemerken, daß jede Bauweise mit stehender Kaplan turbine den Vorteil der hohen Lage des Stromerzeugers, der niedrigeren Lage des Laufrades und somit der geringeren Saughöhe und geringeren Kavitationsgefahr besitzt. Den bekannten Vorteilen der Einlaufspirale und des gekrümmten Saugschlauches steht jedoch die teure Ausführung dieser Bauteile gegenüber. Auch ist darauf hinzuweisen, daß der gekrümmte Saugschlauch gegenüber dem geraden Energieverluste ergibt.

Die Rohrturbine mit Propellerrad ist heute nach Überwinden der Anfangsschwierigkeiten zu einem wertvollen Aggregat in bestimmten Größen geworden. Die Jahresausbeute vieler kleiner Rohrturbinen mit ihrem spigen Wirkungsgradkurvenverlauf ist natürlich

²⁾ Das Hinlenken von Eis ist dabei zweifellos leichter zu bewerkstelligen, als durch Baumaßnahmen das Geschiebe in bestimmte Richtung zu lenken.

nicht so groß wie die weniger, aber großer Kaplan turbinen mit dem über einen großen Bereich so günstigen Wirkungsgrad.

Beim Staffelausbau ist durch geschickten Schwellbetrieb bei Rohrturbinen ein insgesamt besserer Wirkungsgrad zu erzielen. Rohrturbinen mit Kaplanrädern sind zum Bau neuerdings vorgesehen, um einen besseren Wirkungsgrad zu erreichen.

Zu h: Aus Gründen der Kostenersparnis und wegen der besseren architektonischen Wirkung ist bereits bei den neueren Krafthausbauten der zusammenhängenden Bauweise das Krafthaus in seiner Höhe wesentlich herabgesetzt, wenn nicht überhaupt durch Anwendung der sogenannten Freiluftbauweise das Krafthaus in Fortfall kam und somit der Innenkran und das Gebäude erspart wurden. Die Generatoren werden bei der Freiluftbauweise durch abnehmbare bzw. verschiebbare Blechhauben geschützt.

Auch bei den niedrigen Krafthausbauten sucht man heute, wenn mehrere ähnliche Staufufen an einem Flußlauf errichtet werden, einen gemeinsamen Großkran zu benutzen und im Inneren der Krafthäuser neben der erforderlichen Kranbahn nur jeweils ein Hebezeug für die Mon- und Demontage des gemeinsamen Großkranes einzubauen.

Zweifellos wird durch die Symmetrie der Bauweisen 2, 3, 5 und 6 ein von vornherein ruhigeres, architektonisches Bild erzielt, doch ist es auch durchaus möglich, die Bauweise 1 unter gegebenen Umständen gut in die Landschaft einzufügen.

Zu den einzelnen Bauweisen ist im besonderen folgendes zu sagen:

Zu 1: Die zusammenhängende Bauweise (Abb. 2) kommt am Steilufer in Flußkrümmungen, die geschiefbefrei sind, zur Ausführung. Durch die Anwendung dieser Bauweise im geschiefbefreiten Wasser lassen sich teure Sicherungsmaßnahmen gegen Geschiebe ersparen, während gegen Eis Schutzmaßnahmen nötig sind, die neben der Forderung nach tieferen Turbineneinläufen in festen und schwimmenden Eisabweisern u. a. bestehen. Je geringer der Stau ist, um so schwieriger sind dabei die Eisverhältnisse.

In schwachen Krümmungen oder in gerader Flußstrecke, wo mit Geschiebe belastetes Wasser im ganzen Querschnitt auftreten kann, ist man bei Anwendung der zusammenhängenden Bauweise genötigt, teure Baumaßnahmen, wie Schwellen, Spülkanäle, Eisbrecher u. a., zu erbauen.

Ist das Flußbett eng, das Verhältnis der Ausbauwassermenge zum HHQ über 1 : 2, so wird man genötigt, eine Bucht herzustellen, da das Kraftwerk zuviel der Flußbreite einnimmt. Die Anströmungsverhältnisse werden damit zumeist noch ungünstiger, die Bucht selbst ist teuer.

Zweifellos sind die Oberflächen- und Grundströmungen bei zusammenhängender Bauweise am schlechtesten. Infolge einer Bucht treten insbesondere von der Sohle aufsteigende Querströmungen vermehrt auf, durch die das leichte Geschiebe mitgerissen wird und — falls nicht Vorkehrungen getroffen werden — so in die Turbineneinläufe gelangt.

Zu 2: Die zweiteilige Anordnung (Abb. 3) mit der größten Längenausdehnung senkrecht zum Stromstrich kann aus architektonischen Gründen oder wegen der durch den Fluß festgelegten Landesgrenze gegeben sein. Da Stromstrich und Wehrmitte zusammenfallen, ist zweifellos beste hydraulische Leistungsfähigkeit des Wehres gegeben. In Flußkrümmungen am Flachufer wegen des Geschiebes stark behindert, in geradem Flußlauf auch nur mit Schutzmaßnahmen gegen Geschiebe und Eis zu versehen, ergibt diese Bauweise zumeist keine befriedigende Lösung.

Zu 3: Die Bauweise 3 (Abb. 4) ist nur bei sehr breitem Flußlauf mit Seichtstelle oder Insel in Flußmitte am Platze.

Zu 4: Die überflutbare Bauweise (Abb. 5) ist im engen Tal bei geringem Geschiebe und Eis, besonders beim Staffelausbau, wenn die erste Stufe zumindest einen größeren Speicher und die 2. Stufe ein Ausgleichbecken aufweist, für die weiteren Staufufen am Platze.

Die überflutbare Bauweise mit liegender Kaplan wird nur bei kleinen Einheiten angewandt.

Jedes überflutbare Werk macht infolge der Überströmung Mehrkosten nötig.

Die überflutbare Bauweise zeigt die kürzeste Baulänge quer zum Stromstrich. Bei engem Tal ist somit bei flacher Krümmung oder geradem Flußlauf, wo also geringe Geschiebemengen gleichmäßiger über den Querschnitt verteilt sind, die überflutbare Bauweise mit Turbineneinläufen und Grundablässen im steten Wechsel gegeben.

In stärkeren Krümmungen kann bei engem Tal eine überflutbare, zusammenhängende Bauweise am Steilufer angeordnet werden, die dort unter Umständen am zweckmäßigsten erscheint, wenn eine Ducht nicht zu erstellen ist. Es sind dann jedoch zwischen Wehr und Kraftwerksteil im Unterwasser noch besondere Schutzmaßnahmen, wie Leitwände u. a., zu errichten. — Die überflutbaren Kraftwerke mit Kaplan-turbinen und Einlaufspiralen werden nur bei hohem Stau und sehr engem, nicht auszuweitendem Tal angewandt, wenn der Querschnitt zur Abführung des HHQ benötigt wird und wenn die Geschiebe- und Eisverhältnisse es gestatten.

Bei kleineren Fallhöhen wird bei den überflutbaren Kraftwerken im engen Tal auf Rohrturbinen zurückzugreifen sein oder auch, wenn das breite Flußtal durch Dämme einzuschränken ist, nachdem während des Baues der spätere Damnteil für die Umleitung benützt wurde. Durch die Schräglage der Rohrturbine wird eine etwas größere Überfallhöhe erreicht, die Bauwerksbreite verkürzt, die Gründung jedoch vertieft.

Die gerade Wasserführung in der Rohrturbine erbringt höheren Wirkungsgrad. Der einfache Einlauffrichter ist billiger und strömungstechnisch günstiger als die Einlaufspirale bei der Kaplan-turbine.

Um das Geschiebe abzuhalten, ist hohe Einlaufflage erforderlich, die jedoch wiederum durch die Eisverhältnisse festgelegt wird. Die Grundablässe dagegen sind tiefer zu legen; jedoch ist die Wirkungsweise der Grundablässe in bezug auf die Geschiebefortspülung begrenzt. Insbesondere besteht die Gefahr, daß Geschiebe vor die Saug-schläuche kommt und somit die Leistung der Turbinen mindert, wenn nicht durch Lage der einzelnen Bauteile und Schutzmaßnahmen dagegen gewirkt wird.

Um bei den breiten erforderlichen Überfällen den Beiwert günstiger zu gestalten, werden zusätzlich Überfallauslässe ausgeführt.

Ferner ist zu beachten, daß, wenn Überfall und Grundablaß zusammenwirken sollen, Trennwände im Unterwasser nicht ausführbar sind.

Bei Fallhöhenrückgang infolge HHW um mehr als 10% ist bei Verwendung von Kaplan-turbinen durch Überöffnen der Flügel nichts mehr herauszuholen. Es ist dann möglich:

1. durch das über das Wehr herabstürzende Überwasser und
2. durch düsenartige Ejektorkanäle, die zweckmäßigerweise mit Regulierverschlüssen versehen sind, den Unterwasserstand zur Energierückgewinnung herunterzudrücken.

Bei Verwendung des Überwassers über dem Wehr wird, um etwa gleichen Erfolg zu erzielen, eine gegenüber dem Ejektor mehrfache

Wassermenge benötigt. Die Ejektorkanäle sind jedoch nur bei niedrigerem Ausbaugrad, geringer Leistungsreserve und langwährenden Hochwässern mit größeren Durchflüssen und höherem Unterwasser-spiegelstand wirtschaftlich. Auf die Fallhöhenmehrung durch Überfall, Leerschub oder Ejektorkanäle wird man jedoch kaum zurückgreifen müssen, wenn der schon benannte Staffelausbau durchgeführt wird. Es ist ferner bei Verwendung von Überfällen zu beachten, daß der schwer festzulegende Wechselsprung vom Saugschlauch fernzuhalten ist, wodurch erhebliche Baumehrkosten verursacht werden.

Als Vorteil der überflutbaren Bauweise ist weiter aufzuführen, daß die Anlagenmitte dem Stromstrich entspricht.

Zu 5: In geraden Flußläufen oder schwachgekrümmten, mit reichem Geschiebe und schlechten Eisverhältnissen und der Forderung der Freigabe großer Hochwassermengen, sind Pfeilerkraftwerke möglicherweise die zweckmäßigste Bauweise (Abb. 6). Diese Pfeilerkraftwerke können mit 1 oder 2 Kaplan-turbinen mit voller oder mit weiteren Öffnungen versehener teilweiser Einlaufspirale oder mit Rohrturbinen und mit düsenartigen Ejektorkanälen mit Regulierverschlüssen ausgestattet sein.

Zwischen Wehrfeldern und Saugschlauch sind lange Trennwände dabei zumeist erforderlich, die auch das Geschiebewandern in den Saugschlauch verhindern sollen und die verhüten, daß durch das Überfallwasser eine Beeinflussung der Turbinen eintritt. Durch die Trennwände kann jedoch infolge der Teilung von Kraft- und Wehrwasser bei gewissen Wehrdurchlässen auch ein Rückstau des Kraftwassers auftreten. Auch hier bei dieser Bauweise lohnt sich der Ejektor nur bei niedrigem Ausbaugrad und lang anhaltenden Hochwässern. Bei den nicht überflutbaren Pfeilerkraftwerken müssen wegen der großen Breite sehr erhebliche Eisabweiseranlagen errichtet werden. Auch bei den Pfeilerkraftwerken fällt Bauwerksmitte mit Stromstrich zusammen. Zweifellos sind beste Anströmungsverhältnisse zur Turbine bei richtiger Wehrbedienung möglich. Wegen des Geschiebes sind bei Pfeilerkraftwerken gleichfalls die Turbinen-einläufe möglichst hoch, wegen des Eises jedoch nicht zu hoch zu legen.

Bei teilweise gezogenem Wehr sind jedoch die Anströmungen zum Einlauf ungünstig. Ferner ist dafür Sorge zu tragen, daß wegen der Strömungsverhältnisse die Wehrverschlüsse nicht zu nah am Einlauf zu liegen kommen.

Jeder Fluß, jeder Flußabschnitt verlangt die durch die örtlichen Verhältnisse bedingte Bauart, die von Fall zu Fall als günstigste zu ermitteln ist.

Neuere Talsperrenbauten in der Schweiz.

Von Regierungsbaumeister a. D. Harald Link, Innsbruck.

Bis zum Beginn des 2. Weltkrieges sind in der Schweiz 19 große und kleinere Talsperren für Speicher mit 560 hm³ Nutzraum errichtet worden (Grimselsee und Sihlsee mit je 2 Sperrbauwerken), und zwar 12 Gewichtstau-mauern, 3 Gewölbemauern, 1 Pfeilerkopfmauer und 3 Erddämme. Die bedeutenderen unter ihnen — Montsalvens, Barberine, Wägital, Grimsel, Dixence — sind aus zahlreichen Veröffentlichungen bekannt, und unlängst hat die schweiz. Talsperrenkommission ein vorbildliches Berichtswerk¹⁾ über die an ihnen im Laufe eines Menschenalters gemachten Beobachtungen und Messungen vorgelegt. Auf das ruhigere Jahrzehnt seit der Wirtschaftskrise der dreißiger Jahre ist nun, veranlaßt durch das stürmische Anwachsen des Elektrizitätsbedarfes im Gefolge des 2. Weltkrieges, ein neuer Abschnitt starker Bautätigkeit gefolgt. Seit 1942 wurden in der Schweiz bereits 10 große und 6 kleinere Talsperren mit 470 hm³ Nutzraum vollendet oder in Bau genommen, meist ausgesprochene Hochgebirgssperren, und eingeleitet ist der Bau einer Staumauer, die sich mit 278 m Höhe und 6 400 000 m³ Betonkubatur unter die mächtigsten Bauwerke der Welt einreihen wird. Bei den ersteren handelt es sich um 1 Gewölbemauer, 2 Pfeilerkopfmauern, 2 Gewichtstau-mauern mit Sparräumen, 4 volle Gewichtsmauern und 1 großen Erddamm. Über diese jüngsten Bauten soll hier berichtet und damit zugleich ein Überblick über den heutigen Stand des Talsperrenbaues in der Schweiz gegeben werden.

Im Kanton Freiburg wurde 1945/46 die Gewölbemauer Rossens²⁾ errichtet, die die Saane zu dem 9,6 km² großen „Greizerer See“ von 200 hm³ Gesamt- und 180 hm³ Nutzstauraum auf Stauziel 677 m Mh (Meereshöhe) aufstaut und ein Einzugsgebiet von 954 km² erfaßt.

Für den trapezförmigen Talquerschnitt mit rund 80 m Talbreite an der Sohle, 275 m an der Krone und 83 m Mauerhöhe, gemessen in den Gründungsflächen, stellt sie eine Weiterentwicklung der weitgespannten Gewölbemauern dar. Abb. 1 u. 2*) zeigen Querschnitt und Grundriß der als Gleichwinkel-(Jorgensen-)form ausgeführten Mauer von 320 m Kronenlänge mit den Dicken- und Krümmungsmaßen. Der Baugrund ist fein- bis grobkörniger, fast waagrecht geschichteter Sandstein der miozänen Meeresmolasse. Seine geotechnischen Eigenschaften wurden eingehend erforscht. Zur Ermittlung der Elastizitätswerte des Felsens sind in beiden Talflanken je drei Stollen von 4 m² angelegt und darin im Bereich der geplanten Gründung Zusammen-drückungsversuche vorgenommen worden. Sie ergaben E-Werte von 40 000 kg/cm² senkrecht und 60 000 kg/cm² waagrecht zur Schichtung. Infolgedessen ist in der statischen Berechnung mit verschiedenen E_s/E_f für die senkrechten Krag- und die waag-

¹⁾ G i c o t, Das projektierte Speicherwerk Rossens-Hauterive, Schweiz, Bauztg., Bd. 125 (1945 I), Nr. 25, S. 291. — S c h n i t t e r, Die Installationen für den Bau der Talsperre Rossens (Fribourg), Hoch- u. Tiefbau 46 (1947), Nr. 16, S. 115. — S c h n i t t e r, Der Bau der Staumauer Rossens, Schweiz, Bauztg. 66 (1948), Nr. 47, 48, 50. S. a. Bautechn. 26 (1949), Heft 4, S. 124. — G i c o t, Mesures de la déformabilité du sol de fondation du barrage de Rossens, Bericht Nr. 56 zum III. Intern. Talsperrenkongreß, Stockholm 1948.

²⁾ Abb. 1, 2 u. 3 s. Bautechn. 26 (1949), Heft 4, S. 124—126.

¹⁾ Schweiz. Talsperrenkommission, Messungen, Beobachtungen und Versuche an schweizerischen Talsperren 1919—1945, Bern 1946.

rechten Bogenträger gerechnet worden. Die ursprünglich vorgesehene wasserseitig unterschrittene Querschnittsform nach dem Vorbild der französischen Marèges-Mauer erwies sich infolge des besonders elastischen Baugrundes als entbehrlich.

Die Horizontalschnitte haben konstante Stärke und verbreitern sich erst unmittelbar an den Widerlagern zur Herabsetzung der Baugrundpressung. Die größte Betonspannung erreicht 65 kg/cm², die Fundamentpressungen überschreiten in der Regel nicht 20 kg/cm². Die Mauer ist in 21 Blöcke von je 13,5 m Breite aufgeteilt mit 1,5 m breiten, in Längs- und Querrichtung sägezahnartig verzahnten Fugenspalten. Sie enthält Prüfgänge und ist mit umfangreichen Meßeinrichtungen für die Beobachtung von Temperatur, Feuchtigkeit, Spannungen und Formänderungen ausgestattet worden. Für Pendelotmessungen sind 3 Mauerstäbe ϕ 1,8 m vorhanden, die bis

16 m unter die Gründungssohle in den Fels hinabreichen. Da die Molasse oberflächlich durch atmosphärische Einwirkungen verändert wird, erfolgte die Gründung durchwegs mit 10–12 m Einbindung in den Fels. An Fundamentaushub waren 139 000 m³, an Staumauerbeton 250 000 m³ erforderlich.

Die Entlastungs- und Entnahmeanlagen sind entsprechend dem großen, abflußreichen Einzugsgebiet ($MQ = 35,7 \text{ m}^3 \text{ s}$, $H HQ = 800 \text{ m}^3/\text{s}$) sehr umfangreich und umfassen zwei linksufrige, später zugemauerte Umlaufstollen, zwei durch die Mauer führende Grundablaßrohre, einen aus dem rechtsufrigen Kraftwasserstollen abzweigenden Grundablaßstollen und ein Überlaufbauwerk mit anschließendem Stollen im rechten Hang. Näheres s. Bautechnik 1949.

Die Gesamtleistung beträgt bei Vollstau 950 m³/s; sie ermöglicht es, im Gefahrlande den Stauspiegel bei mittlerem Zufluß innerhalb 24 Stunden um 8 m zu senken.

Als Betonzuschlag konnte natürlicher Kiessand (Kalkstein) 4,5 km oberhalb der Sperrenstelle gewonnen werden. Er wurde mit Gleistransport der Aufbereitungsanlage am linken Hang über der Mauer zugeführt, die mit Waschanlage, Feinsandrückgewinnung und Sortierung in die Korngruppen 0/3, 3/10, 10/30 und 30/80 mm ausgerüstet war. Zur Betoneinbringung wurde luftseitig der Mauer eine Dienstbrücke aus hölzernen Fachwerkträgern mit der Fahrbahn 2 m unter Mauerkrone errichtet, auf der 5 schwere Turmdrehkrane mit 1,5 m³-Kübeln arbeiteten.

Der Staumauerbeton enthält 250 kg Portlandzement je m³ und wurde mit 150 l Wassergehalt in erdfeuchter Konsistenz verarbeitet. Mit 50 cm hohen Einzelschichten, die mit schweren Rüttlern, Drehzahl 12 000, verdichtet wurden, wurde in 3 m hohen Blöcken betoniert. Auf dem Felsfundament wurde eine 2 cm dicke, fette Zementmörtelschicht aufgetragen. Die Blockoberfläche sowie auch die stark der Sonne ausgesetzten oberwasserseitigen Sichtflächen wurden mehrere Tage berieselt. Bevor ein weiterer Block aufgesetzt wurde, mußten mindestens 7 Tage verstreichen. Der Beton wies 28 Tage-Festigkeiten (an 25 cm Würfeln) von 400–500 kg/cm² auf. Auf höher dosierten Vorsatzbeton konnte nach dem günstigen Ergebnis der Betonversuche in bezug auf Wasserdurchlässigkeit und Frostbeständigkeit verzichtet werden.

Zur Betonkühlung dienten neben den erwähnten Fugenkühlspalten neuartige Kühlschächte von 1,5 m ϕ in der Mitte jedes

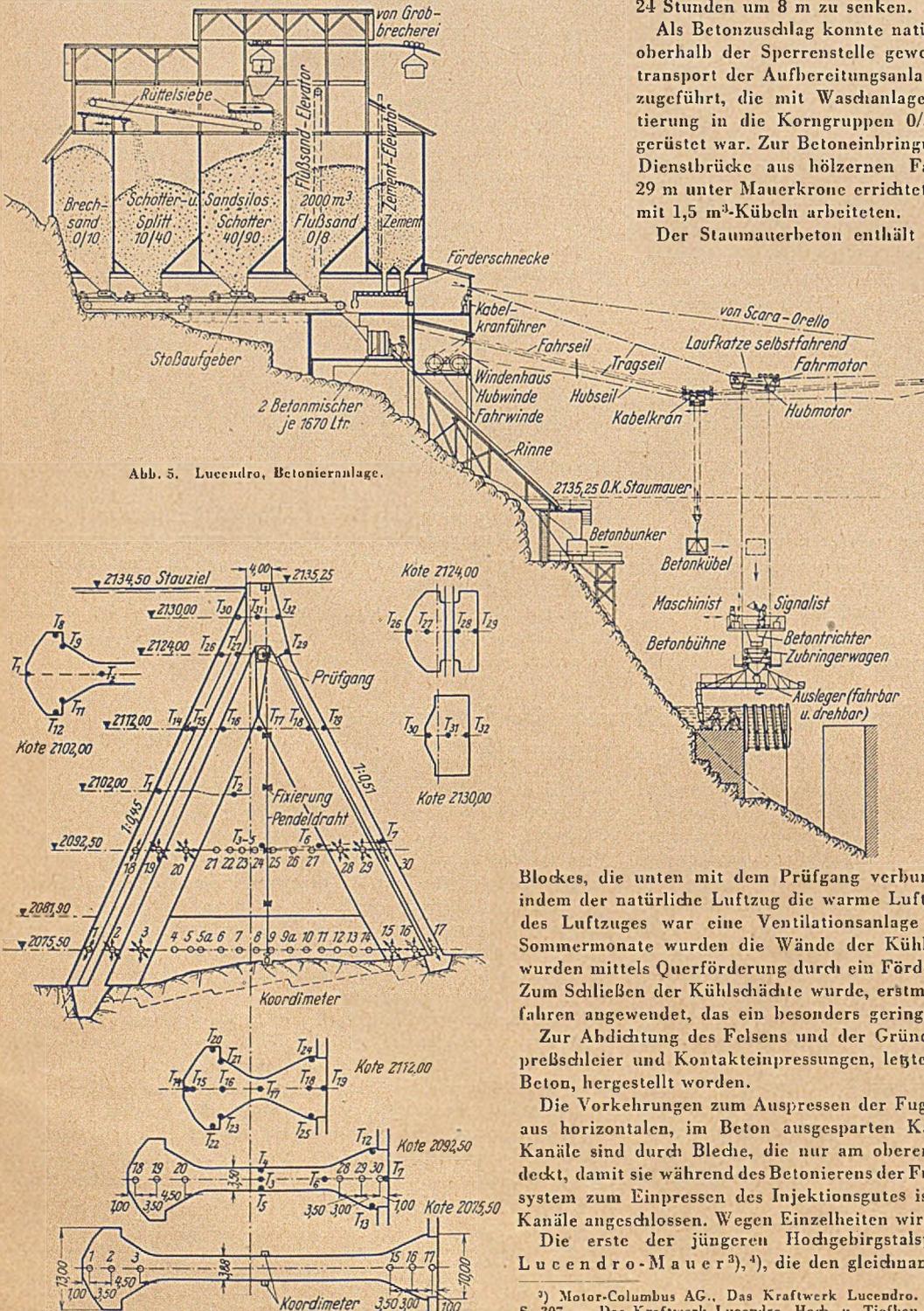
Blockes, die unten mit dem Prüfgang verbunden waren. Sie wirken als Kamin, indem der natürliche Luftzug die warme Luft nach oben treibt. Zur Verstärkung des Luftzuges war eine Ventilationsanlage angeordnet. Während der heißen Sommermonate wurden die Wände der Kühlschächte berieselt. Die Kühlspalten wurden mittels Querförderung durch ein Förderband und Fallrüsseln ausbetoniert. Zum Schließen der Kühlschächte wurde, erstmalig in der Schweiz, das Prepaktverfahren angewendet, das ein besonders geringes Schwindmaß ergibt.

Zur Abdichtung des Felsens und der Gründungsfuge sind ein 40 m tiefer Einpreßschieber und Kontakteinpressungen, letztere nach Aufbringen der ersten 6 m Beton, hergestellt worden.

Die Vorkehrungen zum Auspressen der Fugenspalten zeigt Abb. 3. Sie bestehen aus horizontalen, im Beton ausgesparten Kanälen jeweils in Blockhöhe. Diese Kanäle sind durch Bleche, die nur am oberen Blechrand festgemacht sind, zugedeckt, damit sie während des Betonierens der Fugen freibleiben. Ein vertikales Rohrsystem zum Einpressen des Injektionsgutes ist mit horizontalen Stügen an diese Kanäle angeschlossen. Wegen Einzelheiten wird auf Die Bautechnik 1949 verwiesen.

Die erste der jüngeren Hochgebirgstalsperren ist die 1943/47 errichtete Lucendro-Mauer^{3), 4)}, die den gleichnamigen Quellsee der Gotthardreuß rd.

³⁾ Motor-Columbus AG., Das Kraftwerk Lucendro. Schweiz. Bauztg., Bd. 124 (1944 II), Nr. 24, S. 307. — Das Kraftwerk Lucendro. Hoch- u. Tiefbau 45 (1946), Nr. 13, S. 95. — Frey-Bür, Mesures des températures et des déformations au barrage de Lucendro. Bericht Nr. 15 zum III. Internationalen Talsperrenkongreß. Stockholm 1948.



65 m auf 2134,5 m Mh aufstaut. Der See wird außerdem durch einen Anstich 20 m unter dem natürlichen Spiegel angezapft und ergibt damit 25 hm³ Nutzraum. Gleichzeitig wurde die benachbarte kleinere Sella-Sperre mit Stauziel 2256 m Mh und 9 hm³ Nutzinhalt ausgeführt. In beiden Speichern werden die hohen Abflüsse eines 23,1 km² großen Einzugsgebietes größtenteils auf das Winterhalbjahr verlagert und ergeben im neuen Kraftwerk Airolo sowie den bestehenden Werken Piottino und Biaschina im Tessental über rd. 1500 m Nutzfalldhöhe 115 GWh (115 · 10⁹ Wh) Winterenergie.

Die 68,5 m hohe und 270 m lange, auf Fibbia-Gneis gegründete Lucendro-Mauer ist als Pfeilerkopfmauer ausgeführt. Den Pfeilerquerschnitt und Horizontalschnitte in verschiedenen Höhen zeigt Abb. 4. Von der ersten schweizerischen „Hohlmauer“, der Dixence-Sperre im Wallis, unterscheidet sie sich durch die stärker geneigte Wasserseite und durch Einzelpfeiler anstelle von Zwillingspfeilern. Die wasserseitigen Pfeilerköpfe sind 13,0 m breit, die luftseitigen nur 10,0 m, und der Zwischenraum in der luftseitigen Außenwand ist zwecks Wärmeisolierung durch 1,5 m dicke Betonplatten abgedeckt. Durch diese ist ein Zugang zu den Innenräumen möglich, so daß Durchgänge in den Pfeilern entbehrlich waren. Die Pfeilerstege haben oberhalb 2082 m Mh eine gleichbleibende Dicke von 3,50 m, darunter nimmt diese um 6 cm/m zu. Die ganze Mauer hat 17 Pfeiler und kurze massive Flügel. Der 64 m hohe Pfeiler Nr. 10 ist als Meßpfeiler reichlich mit Einrichtungen zum Messen von Temperatur, Dehnungen und Gesamtdeformation ausgestattet worden (Abb. 4).

Die Mauer erforderte 155 000 m³ Beton. Die massensparende Pfeilerkopfbaweise war im Falle Lucendro, mit flachem, muldenförmigem Talprofil, besonders begründet durch die Entlegenheit der Baustelle, die Zementknappheit während des Krieges und den Umstand, daß mangels Kiessandvorkommen die Betonzuschläge gebrochen und zur Verbesserung der Betongüte auch Natursand von weither zugeführt werden mußten.

Die Mauer ist in erdfuchtem Rüttelbeton, beiderseits unverkleidet mit 2 m dickem Vorsatzbeton mit 250 kg Portlandzement je m³ ausgeführt, während der Pfeilerbeton 200 kg Zementanteil aufweist. Dem Vorsatzbeton wurde Plastiment zugesetzt. Die Aufbereitungs- und Betonieranlage ist in Abb. 5 dargestellt. Es waren zwei Kabelkrane mit 2 Betonier- und 2 Schalbünnen vorhanden. Der Beton gelangte dabei in kleine Zubringerwagen, die auf der Bühne verfahren werden. Sie entleeren sich an der gewünschten Stelle in einen schwenkbaren Flieger, so daß der Beton schließlich nur durch kurze Rohre, ohne Entmischungsgefahr, in die Schalung fällt. Die Zementanfuhr besorgte eine Seilbahn ab Airolo für 25 t Stundenleistung. Über sie wurde auch der Flußsand zugeführt, der aus dem Vierwaldstättersee per Bahn angeliefert wurde. Die fertige Mauer zeigt Abb. 6 von der Wasserseite mit ihrem einfachen Kronenüberlauf am linken Hang.

Für die nur 32 m hohe, 330 m lange Sella-Mauer⁴⁾ bot die Hohlmauerbauweise keine nennenswerten Vorteile. Sie wurde daher als volle Gewichtsmauer, mit Vorsatzbeton von 270 kg, Kernbeton 170 kg Zementgehalt/m³ und minimaler Einbindung in den Fels, ohne weitere Besonderheiten erstellt.

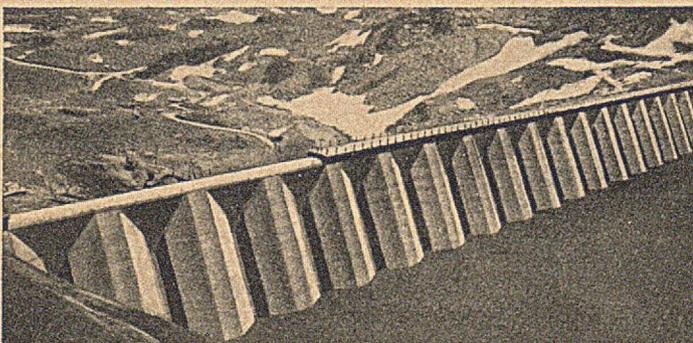


Abb. 6. Lucendro, Wasserseitige Ansicht der fertigen Mauer.

Im Wallis steht im Val de Cleuson⁵⁾ seit 1947 die dritte große Pfeilerkopfmauer der Schweiz im Bau. In diesem, dem Val des Dix mit dem Dixence-Speicher westlich benachbarten Tal wird ein Stau-

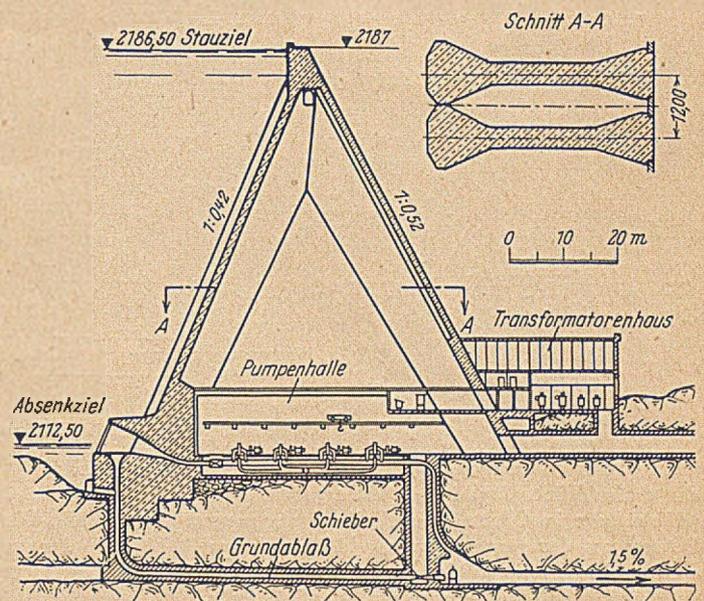


Abb. 7. Pfeilerkopfmauer St. Barthélemy—Cleuson, Pfeilerschnitte.

becken für 20 hm³, Stauziel 2186,5 m Mh, geschaffen und das Wasser durch ein Pumpwerk und einen schon während des Krieges ausgeführten 6,35 km langen Stollen dem Dixence-Stausee zur Abarbeitung im Kraftwerk Chandoline zugeleitet, wo es 60 GWh neue Winterenergie liefert. Die Staumauer St. Barthélemy erhebt sich

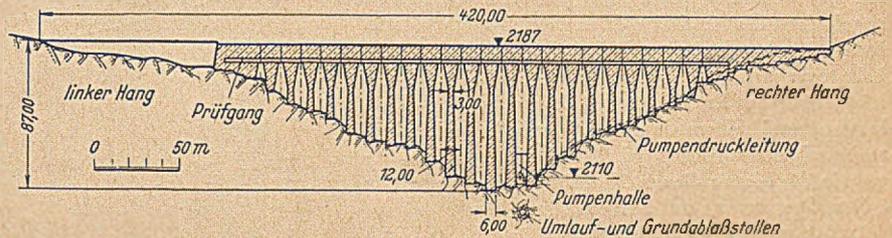


Abb. 8. Cleuson, Längsschnitt der Pfeilermauer.

auf einem Gneisriegel, der das Hochtal der Printe abschließt; sie hat 420 m Kronenlänge und 87 m größte Höhe. Der Mittelteil besteht aus 22 Pfeilern von 12 m Kopfbreite, linksufrig schließt, im Grundriß leicht talwärts geknickt, eine niedrige massive Flügelmauer an. Die Pfeilerschnitte zeigt Abb. 7, den Mauerlängsschnitt Abb. 8. Das erwähnte Pumpwerk ist in die Mauer eingebaut. Für den Grundablaß wird ein tiefliegender Schürfstollen benutzt. Die Formgebung ist im übrigen der der Lucendro-Pfeiler ähnlich.

Als die Lucendro-Mauer vollendet und an der Cleuson-Mauer bereits der untere Mauer teil nach dem angegebenen Plan in Betonierung stand, setzten sich aus militärischen Gründen Bedenken der schweiz. Aufsichtsbehörden gegen die Pfeilermauern durch, denen größere Empfindlichkeit gegen gewaltsame Zerstörung durch Bombardierung nachgesagt wurde. 1948 wurde verlangt, daß die Hohlräume der Lucendro-Mauer teilweise ausgefüllt werden müßten und daß die Cleuson-Mauer als Gewichtsmauer auszuführen sei. Über die Frage der Staumauerbauweise hat sich darauf ein lebhafter Meinungsstreit entwickelt, auf den einzugehen hier nicht der Platz ist. Er blieb nicht auf Fachkreise beschränkt, sondern ist auch in die Tagespresse und ins politische Gebiet gezogen worden.

Für die Cleuson-Mauer ist im Sommer 1949 eine Verstärkung gemäß Abb. 9 vorgeschrieben worden. Dabei wird jeder 2. Hohlraum ausbetoniert bis auf einen Prüfgang an der Sohle und einen Prüfschacht hinter den Fugendichtungen, mit zeitweilig offenbleibenden Kühlschlitzten. In den dazwischenliegenden Hohlräumen wird nur die Stauwand auf 12 m Dicke gebracht. Zwischen den verbleibenden

⁵⁾ Bolens, L'aménagement hydroélectrique du Val de Cleuson. Bull. techn. Suisse Rom. 30. 8. 1947. S. a. Energia Elettrica 1948, Nr. 1, S. 56. — Paschoud, La controverse des barrages continue. Bull. techn. Suisse Rom. 75 (1949), Nr. 16, S. 209.

⁴⁾ Lühlinger, Bau von Staumauern im Gebirge. Schweiz. Wasser- u. Energiewirtschaft. 40 (1948), Nr. 10/11, S. 129.

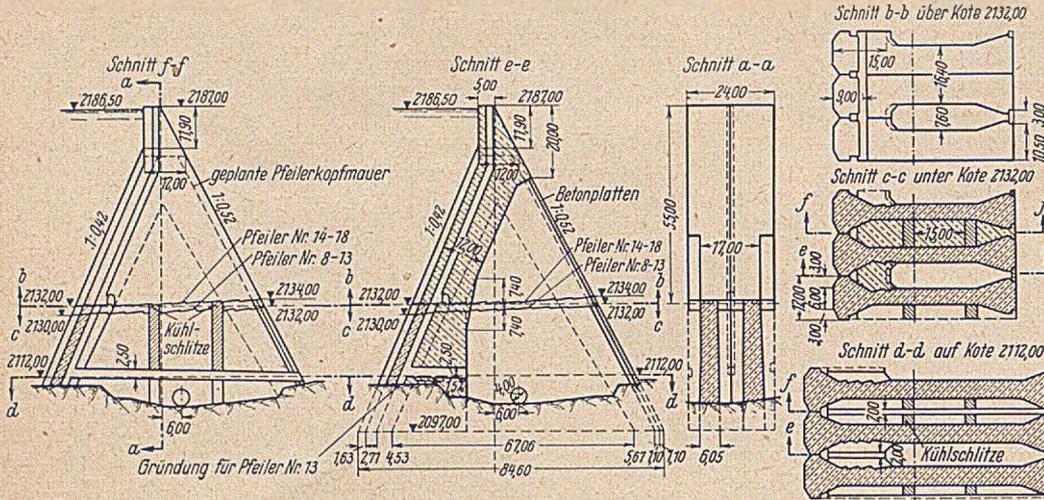


Abb. 9. Cleuson, Verstärkung der Pfeilermauer.

Hohlräumen entstehen also Massivblöcke von 15–16 m Stärke. Auf der ersten Winterfuge ist ein durchgehender Prüfgang angeordnet, während der im Oberteil der Pfeilermauer vorgesehene entfällt. Die Betonmasse der ganzen Mauer erhöhte sich von 300 000 m³ der ursprünglichen Pfeilerkopfmauer auf 400 000 m³, die Bauzeit um ein Jahr, und die Kosten stiegen um etwa 5 Mio sfr.

Die Mauer wird ohne besondere Verkleidung, nur mit Vorsatzbeton hergestellt. Die Betonzuschläge werden aus Moränenablagerungen talaufwärts der Sperre in 2550 m Mh aufbereitet und über eine Kieselbahn zugeführt. Der Zement kommt über eine 11,5 km lange Seilbahn von Ardon im Rhonetal. Er wird in 400-kg-Spezialbehältern ab Fabrik angeliefert. Es handelt sich um ein System, das in Italien für kombinierten Bahn-, Lastauto- und Seilbahntransport zur Ersparnis an Verpackung, Erleichterung des Umladens und Vermeidung von Verlusten entwickelt wurde und jetzt auch in der Schweiz mehrfach angewendet wird. Zum Einbringen des Betons in die Mauer dienen 2 fahrbare Kabelkrane von 560 m Spannweite mit Kübeln für 3,75 m³.

Ebenfalls 1947 wurde im Wallis mit dem Bau des Speicherwerks Salanfe-Miéville⁶⁾ begonnen. Es erhält einen Winterspeicher von 40 hm³ Nutzraum auf der Alp Salanfe in 1925 m Mh. Hier ist eine Staumauer von 600 m Länge und 52 m Höhe auszuführen, deren Mittelteil ursprünglich ebenfalls als Pfeilerkopfmauer ähnlicher Form wie Lucendo und Cleuson geplant war. Genaue wirtschaftliche Vergleichsuntersuchungen auf Grund der Erfahrungen bei der St. Barthélemy-Mauer ergaben, daß gegenüber einer für vollen Auftrieb bemessenen Gewichtsmauer die Massenersparnis 26%, die Baukostenersparnis 18% betrug. Nach dem Einspruch der Aufsichtsbehörde kommt sie jedoch nun als Massivmauer von rd. 250 000 m³ zur Ausführung. Die Talsperre besitzt einen Grundablaß für 27,5 m³/s und einen 20 m langen Überlauf. Die Aufbereitungs- und Betoniereinrichtungen von der Cleusonsperre werden hier weiterverwendet, und mit der Betonierung kann nach der Verzögerung in deren Fertigstellung erst 1951 begonnen werden.

Neben dem Wallis ist ein weiteres Zentrum des Hochgebirgstalsperrenbaues das obere Aaregebiet. Die Oberhasliwerke⁷⁾, die 1925/32 die Speicher Grimsel- und Gelmersee mit dem Kraftwerk Handeck errichteten, 1940/42 die Unterstufe Innertkirchen hinzufügten, begannen 1947 mit dem Weiterausbau, durch den der Speicher Rätherichsboden (27 hm³) mit der Beileitung des Urbachwassers und dem Kavernenkraftwerk Handeck II, anschließend der Speicher Oberaar (58 hm³) mit dem Kraftwerk Grimsel hinzukommen. Nach Voll-

endung dieser Anlagen ab 1954 wird diese Werksgruppe über 1 Mia kWh darbieten, davon vermöge ihrer 4 Großspeicher mit zusammen 205 hm³ Nutzstauraum 2/3 im Winterhalbjahr.

Die Staumauer Rätherichsboden mit dem Stauziel 1767 m Mh schließt in der Gerstenlamm (Lamm = Schlucht) den breiten Talboden unter der Grimsel ab. Sie hat 102 m größte Höhe und ist rd. 420 m lang, wovon etwa 200 m auf die eigentliche Talenge, der Rest auf niedrige Flügelmauern entfallen. Hier wurde eine Gewichtsmauer mit Sparräumen in den Fugen gewählt. Man hat danach getrachtet, die Vorteile der Pfeilerkopfmauer, Massenersparnis, weitgehende Entlastung von Auftrieb und gute Überwachungsmöglichkeit mit der Forderung nach möglichst geringer Empfindlichkeit gegen gewaltsame Zerstörung zu verbinden. Abb. 10 zeigt Quer- und Horizontalschnitt. Die Blocklänge ist 18,0 m, davon 15,0 m massiv und 2 × 1,5 m Sparräume. Die Sparräume wirken zugleich als Fugenkühlspalten bzw.

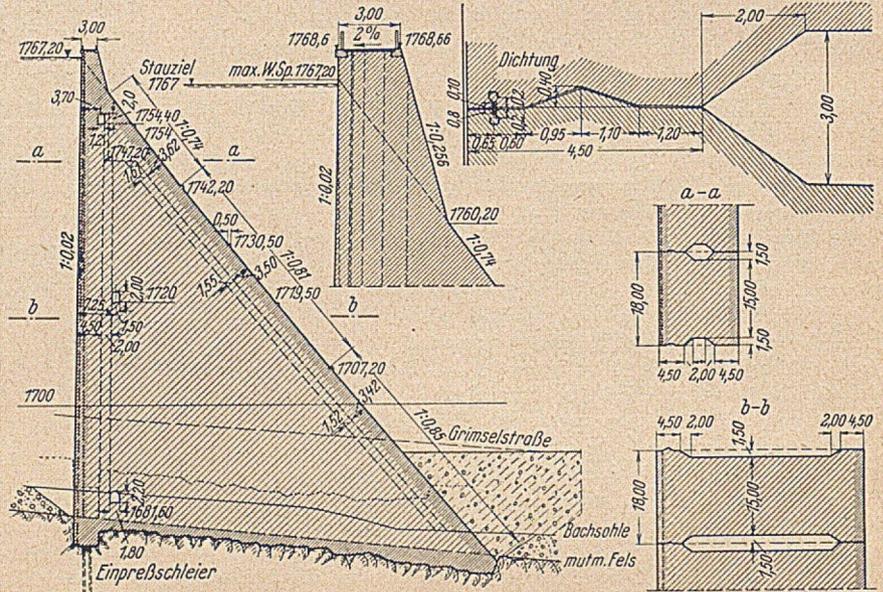


Abb. 10. Staumauer Rätherichsboden, Mauerquerschnitt, Horizontalschnitt, Fugendichtung.

-schächte. Bei der Ausführung sind die wasserseitige Berührungsbreite der Fugen noch auf 5,5 m, die Kronenbreite auf 4,4 m erhöht und einige kräftige Versteifungsstreben in den Sparräumen angeordnet worden. Die Fugendichtung ist verhältnismäßig einfach; zwei sich übergreifende Stahlbleche lassen einen schmalen Zwischenraum, der mit Asphalt vergossen wird. Die Mauermasse beträgt 278 000 m³, wobei gegenüber einer Vollmauer noch 9% gespart werden. Im linken Hang liegt ein 390 m langer Umlaufstollen, der später als Grundablaß dienen wird.

Die Mauer wird unverkleidet, beiderseits mit Vorsatzbeton ausgeführt. Der Vorsatzbeton ist wasserseitig 2,0 m, luftseitig 1,5 m dick, sein Zementgehalt beträgt 280 kg/m³, das Größtkorn ist auf 60 mm begrenzt. Beim Kernbeton ist man erstmalig in der Schweiz auf 180 mm Größtkorn gegangen, der Zementgehalt ist hier 180 kg/m³. Eine weitere Neuerung besteht darin, daß dem Beton ein „Airentraining“-Mittel (Darex AEA) beigemischt wird. Es erzeugt feine Luftbläschen, die die innere Reibung herabsetzen. Die Vorteile dieses in Amerika entwickelten Luftporenbetons sind bessere Verarbeitbarkeit, verminderte Entmischungsgefahr, gleichmäßigere Beschaffenheit aller Mischungen, dadurch fühlbar geringerer Wasseranspruch und insbesondere wesentliche Erhöhung der Frostbeständigkeit. Es gelingt so, einen außerordentlich dichten Beton mit einem mittleren Raumgewicht von rd. 2,5 t/m³ herzustellen.

⁶⁾ —, Usine de Salanfe-Miéville de la Salanfe S.A. Schweiz. Wasser- u. Energiewirtschaft. 42 (1950), Nr. 1/2, S. 18.

⁷⁾ Bächtold, Vom Bau des Kraftwerkes Handeck II. Schweiz. Wasser- u. Energiewirtschaft. 40 (1948), Nr. 12, S. 153. — Ludwig, Der Weiterausbau der Wasserkraft im Oberhasli. Schweiz. Wasser- u. Energiewirtschaft. 42 (1950), Nr. 6/7, 8, 9, S. 88, 127, 166. S. a.)

Zur Untergrunddichtung wurde im wasserseitigen Herdgraben der Mauer ein dreifacher Einpreßschleier von 25 m Tiefe mit 25—30 atü Preßdruck ausgeführt. Die Zementaufnahme des Aaregranits war ziemlich groß. Die Aufstandsfläche der Mauer erhielt die üblichen kurzen Heftbohrungen und -einpressungen mit 6 atü Druck, die von den Sparräumen aus hergestellt wurden.

Die Zuschlagstoffe werden durch Baggerung im Speicherboden gewonnen und, z. T. nach Brechen, im Naßverfahren in die Korngruppen 0/3, 3/8, 8/25, 25/60 und 60/180 mm sortiert. Die 5 Silos fassen einen Vorrat für 3000 m³ und sind so eingerichtet, daß sowohl geheizt als gekühlt werden kann. Die Mischanlage bilden 2 moderne amerikanische Johnson-Türme. In diesen liegen kleinere Silos, automatische Waagen und die Mischmaschinen (2 je 3 m³) in 3 Stockwerken untereinander. Auch alle Betonzuschläge werden gewogen. Der Zement kommt mit Kraftwagen in den schon bei der Cleuson-Talsperre erwähnten 400 kg-Spezialkübeln auf der Grimselstraße am Mauerfuß an, wird dort mittels Elevator in 2 große Blechsilos für 2000 t gelagert und aus diesen pneumatisch den Silos in den Johnson-Türmen zugeführt. In die Mauer eingebracht wird der Beton durch zwei ortsfeste Kabelkrane mit Betonierbühnen, die schon an der Lucendromauer verwendet wurden, und einen dritten fahrbaren Kabelkran. Die ganze Einrichtung ist für Tagesleistungen von durchschnittlich 1600 m³ in 2 Schichten ausgelegt. Anfänglich wurde in 1,5 m hohen Einzellagen betonierte, man ist aber bald auf 3,0 m Schichthöhe übergegangen. Besondere Kühlmaßnahmen werden in Anbetracht der Hochgebirgsverhältnisse (kaltes Gletscherwasser) nicht angewendet. Die Schalung ist eine normale Kletterschalung aus Holz, deren 4 cm starke Tafeln innen mit Blech beschlagen sind (Abb. 11).

Das Staubecken O b e r a a r im Boden unter dem Oberaargletscher, dessen Zunge der Stausee noch bespült, erhält einen um 20 hm³ größeren Nutzraum, als dem natürlichen Zufluß seines 21,1 km² großen Einzugsgebietes entspricht, und wird durch Pumpen aus dem Grimselsee gespeist. Sein Stauziel liegt 2303 m ü. d. M. Die Staumauer ist max. 105 m hoch und 525 m lang. Sie wird wie die Rätherichsbodenmauer als Gewichtsmauer mit Sparräumen ausgeführt. Abb. 12 zeigt den Querschnitt und die wasserseitige Ansicht. Die

Kronenbreite beträgt 4,0 m. Die Grundablässe werden so reichlich bemessen, daß der Wasserspiegel binnen längstens 6 Tagen auf einen Spiegel gesenkt werden kann, in dem die Mauerdicke 12 m beträgt.

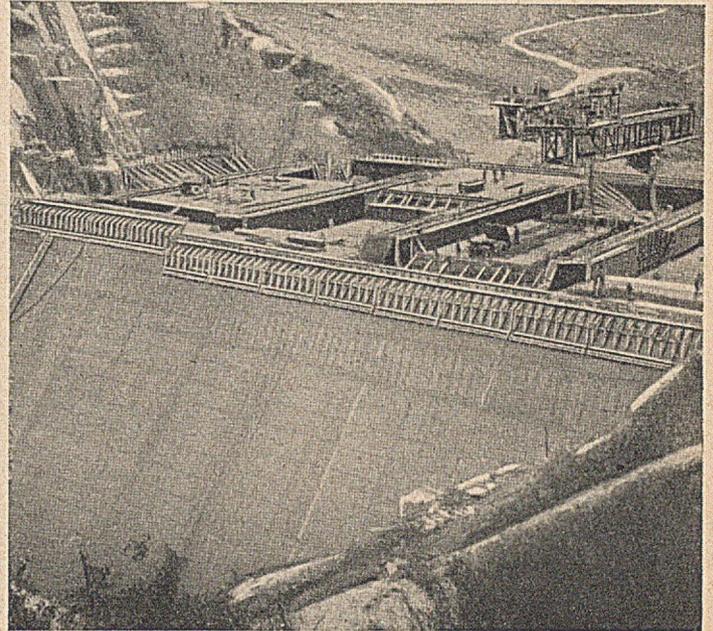


Abb. 11. Rätherichsboden, Betonierung.

Neben den großen Staumauern der Jahresspeicher verdienen noch einige kleinere Gewichtsmauern Erwähnung, die in den letzten Jahren zum Abschluß der Tages- oder Wochenspeicherbecken von Hochdrucklaufwerken errichtet wurden. Es sind dies die 26 m hohe Staumauer G ö s c h e n e n des Reusswerkes Wassen⁹⁾, die 39 m hohe Sperre E g s c h i des Rabiusawerkes Realta¹⁰⁾ und die 45 m hohe Staumauer

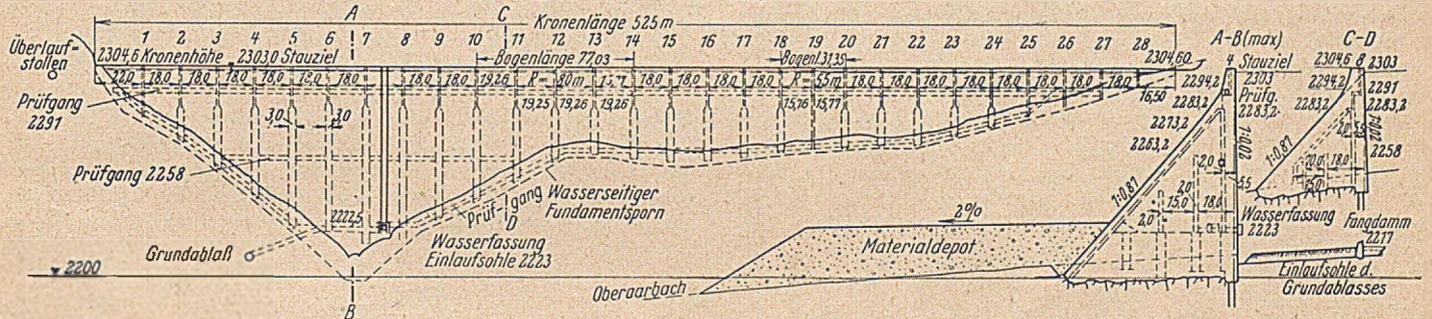


Abb. 12. Staumauer Obaraar, Ansicht und Querschnitt.

Blockbreite ist ebenfalls 18 m mit je 1,5 m Aussparung an den Fugen. In den Hohlräumen sind zur Versteifung schmale Querwände vorgesehen. Die Mauer erfordert rd. 500 000 m³ Beton und wird, nach Überstellung der Baustelleneinrichtung vom Rätherichsboden, deren Leistungsfähigkeit noch erhöht wird, in den Jahren 1951—54 betonierte. Der Zement kommt in den bekannten 400 kg-Kübeln per Bahn nach Oberwald im Wallis und von dort über eine Seilbahn, östlich am Gr. Siedelhorn vorbei, unmittelbar zur Baustelle.

Außer den Großspeichern sind im Oberhasli noch 3 kleine Speicherbecken ausgebaut worden, an der Wasserfassung Gaudi sowie durch Absenkung und Aufstau des Trühtensees und des Totensees auf der Grimselpaßhöhe, alle mit kleinen Gewichtstaumauern.

Im Kanton Tessin ist 1949 mit dem Ausbau der Maggiawasserkraft⁸⁾ begonnen worden. Im ersten Ausbau kommen hier die Speicher S a m b u c o für 40 hm³ und P a l a g n e d r a für 5,5 hm³ zur Errichtung. Die Staumauer Sambuco im Lavizzaratal, Stauziel 1438 m Mh, wird 100 m hoch und 250 m lang; die Palagnedra-Sperre im Centovalli, 490 m ü. d. M., erhält 75 m Höhe bei 160 m Länge. Beide Sperrbauwerke werden als massive Gewichtsmauern ohne Aussparungen ausgeführt^{**)}. Die Dreieckspitze liegt 1,0 m über Stauziel, die

Molina des Calancascawerkes Roverodo¹¹⁾. Um Verschotterung durch die Geschiebeführung der Wildbäche zu vermeiden, sind sie alle mit reichlich bemessenen Grundablässen ausgestattet, die auch Hochwasser ungestaut abzuführen gestatten. Die Grundablässe sind in die Mauern eingebaut und mit Sektorverschlüssen ausgerüstet, an deren gute Dichtung hohe Anforderungen gestellt wurden. Abb. 13 zeigt die in einer engen Schlucht im Gneis errichtete C a l a n c a s a - S p e r r e. Der von der Sommerwasserfassung mit Entsandung kommende Druckstollen quert die Mauer.

Während die Schweiz bisher nur Erddämme von bescheidenen Maßen besaß (größter der 22 m hohe Damm am Klöntalersee), wird sie mit dem 1949 begonnenen 70 m hohen S t a u d a m m C a s t i l l e t t o des Juliawerkes Marmorera¹²⁾ in Graubünden das derzeit bedeutendste Bauwerk dieser Art in Europa erhalten und für den Alpenraum, in dem Erddämme noch sehr selten sind, ein Stück Pionierarbeit leisten. Der Stausee Marmorera, Stauziel 1680 m Mh, mit

⁹⁾ Krause, Mitteilungen über das Kraftwerk Wassen. Schweiz. Wasser- u. Energiewirtsch. 41 (1949), Nr. 6/7, S. 77.

¹⁰⁾ Leuch, Das Kraftwerk Rabiusa-Realta. Schweiz. Wasser- u. Energiewirtsch. 40 (1948), Nr. 6, S. 69.

¹¹⁾ Elektro-Watt AG., Das Kraftwerk Calancasca, Schweiz. Wasser- u. Energiewirtsch. 42 (1950), Nr. 3, S. 33.

¹²⁾ —, Das Kraftwerksprojekt Marmorera-Tinzen. Schweiz. Bauztg. 67 (1949), Nr. 40, S. 565. — Zingg, Der Staudamm des projektierten Juliawerkes Marmorera der Stadt Zürich. Schweiz. Wasser- u. Energiewirtsch. 42 (1950), Nr. 1/2, S. 4.

⁸⁾ Kaech, Die Wasserkraft des Maggiatales. Schweiz. Bauztg. 67 (1949), Nr. 10, S. 143.

^{**)} Nach jüngsten Nachrichten wird die Sambuco-Sperre für 60 hm³ 20 m höher mit 680 000 m³ Beton ausgeführt, die Palagnedra-Mauer erfordert 60 000 m³ Beton.

60 hm³ Nutzraum, 2,6 km Länge und 1,38 km² Oberfläche, erfährt ein Einzugsgebiet von 134,5 km², davon 45,5 km² Beileitungen, mit 168 hm³ nutzbarem Jahreszufluß.

Die Sperrstelle Castiletto weist am ganzen rechten Hang anstehenden Fels auf, der linke Hang dagegen besteht aus einem mächtigen Berggrutschkegel aus Moränenmassen, deren Fels, waagrecht in Höhe der Dammkrone gemessen 200 m, in Höhe des Bachbettes 300 m überdeckt. Die freie Kronenlänge des Dammes ist 375 m, seine Höhe über dem Bachbett 70 m, während der Fels im Bereich des Dichtungsspornes noch 30 m tiefer reicht.

Die geologischen und bodenkundlichen Vorarbeiten sind 1917—49 sehr eingehend und großzügig durchgeführt worden. Zunächst wurde durch seismische Untersuchungen die annähernde Gestaltung der verdeckten Felloberfläche bestimmt, sodann zahlreiche Bohrungen, größere und kleinere Schürfschächte, in diesen Wasserdurchlässigkeitsversuche ausgeführt. Besondere Untersuchungen galten der Standsicherheit des Berggrutschkegels und der Tragfähigkeit bzw. den zu erwartenden Setzungen des Dammlagers. Schließlich wurden Bodenproben aus dem Dammbereich und aus den für die Entnahme des Dammschüttgutes in Betracht kommenden Gebieten zur Klärstellung ihrer Eigenschaften und verfügbaren Mengen in großem Umfang geprüft.

Auf Grund dieser reichen Untersuchungsergebnisse wurde als zweckmäßigste Lösung ein gewalzter Erddamm mit dichtem Innenkern gewählt. Für die Kerntype im Vergleich zu einem Damm mit Böschungsdichtung sprach der Umstand, daß der Fels gegen das Becken abfällt und unter der Dammachse für den Anschluß von Dichtungsmaßnahmen in der geringsten Tiefe erreichbar ist, außerdem die geringere Empfindlichkeit gegen Bombardierung. Abb. 14 zeigt den Lageplan, Abb. 15 den Talquerschnitt und den Dammschnitt.

Der Damm erhält 15 m Kronenbreite und 2,5 m Freibord, die wasserseitige Böschung ist 1 : 3, die luftseitige 1 : 2,5 mit Bermen. Die größte Sohlenbreite beträgt 385 m. Im Bereich des wasserseitigen Dammlagers wird eine weniger tragfähige, 8 m mächtige junge Schicht von Sand, Torf und Lehm abgetragen. Die Kontaktfläche zwischen der dichten Zentralzone und der Felsunterlage erhält einen dichten Betonsporn mit darunterliegenden Einsprengungen. Die äußere Hälfte der luftseitigen Zone 2 kommt auf eine Filterschicht zu liegen, zwecks Herabdrückung der Sickerlinie.

Der gesamte Dammkörper enthält 2,42 Mio m³*, davon entfallen 460 000 m³ auf den dichten Kern (1), 610 000 m³ die beiderseits anschließenden weniger dichten, halbdurchlässigen Zonen (2), 1 070 000 m³ auf die durchlässigen Stützkörper und 280 000 m³ auf die Blockschüttungen an den Dammfüßen.

Zur Klärung von Einzelfragen ist 1949 noch 70 m unter Dammkrone ein waagerechter Schürfstollen in der linken Berggrutschflanke angelegt worden. Von ihm aus wird eine 2 m breite Betonschürze bis

zum Fels abgeteufelt. Der Stollen wird zum bleibenden Prüf- und Entwässerungsstollen ausgebaut und erhält eine Verlängerung zum Grundablaßstollen. Der darüberliegende Teil des Berggrutschkegels ist dicht genug, so daß man hier mit Einsprengungen nur in vereinzelte Bereiche auszukommen glaubt.

Als Dichtungsboden finden Grundmoränenablagerungen Verwendung, deren Durchlässigkeitswert k zu $3,2 \cdot 10^{-8}$ cm/s, also dichter als Beton, bestimmt wurde. Schüttgut (2) wird aus dem oberen Teil des Berggrutes, (3) aus Schutthalde an den Hangfüßen im Stauraum gewonnen. Alle diese Vorkommen enthalten Blöcke, die ausgesondert und für Zone (4) verwendet werden. Als Schüttstärken sind 20 cm für Zone (1), 40 cm für Zone (2) und 1,0 m für die Außenzonen vorgeschrieben. Der Dichtungsboden wird mit dem Bestwert des Feuchtigkeitsgehaltes (9—11 Gew.-% Wasser) eingebaut und mit Schafffußwalzen verdichtet, der Stützkörper lediglich durch die Transportfahrzeuge, außerdem wird aber hier zur Erzielung einer durchgehenden Stein-an-Steinlagerung die Schüttung ständig mit Hochdruck-Wasserstrahl bestrichen. Die Dammoberfläche soll immer leicht dachförmig gehalten werden, damit Niederschläge nicht liegen bleiben. In den Dichtungs-

zonen werden Meßdosens für Porenwasserdruckbestimmung und senkrechte Pegel zur Messung der Setzungen eingebaut. Gewinnung und Einbau des Dammschüttgutes sollen gleichlos mit amerikanischen Großgeräten durchgeführt werden. Die Bauzeit für die eigentliche Dammschüttung sind die Jahre 1951/54, in denen durchschnittlich 3100 m³ der Zonen (1) und (2) und 3000 m³ der Außenzonen eingebracht werden müssen, wobei mit 110 Einbautagen für den witterungsempfindlichen Dichtungsboden, 140 Tagen für die durchlässigen Bodenarten gerechnet wird.

Die Entlastungsanlagen liegen im rechten, felsigen Hang und umfassen einen 520 m langen Grundablaßstollen ϕ 4,0 m, der zum Grundablaß für 27 m³/s ausgebaut wird. Als Hochwasserentlastung dienen 3 größere und 3 kleinere Saugüberfälle von 100 m³/s Leistung, was dem doppelten HHQ entspricht, mit anschließendem Ablaufstollen. Für rasche Absenkung des Seespiegels werden im Überlaufbauwerk noch 2 Schützen eingebaut, die ebenfalls 100 m³/s abzuführen gestatten. Der volle See kann innerhalb 50 Stunden um

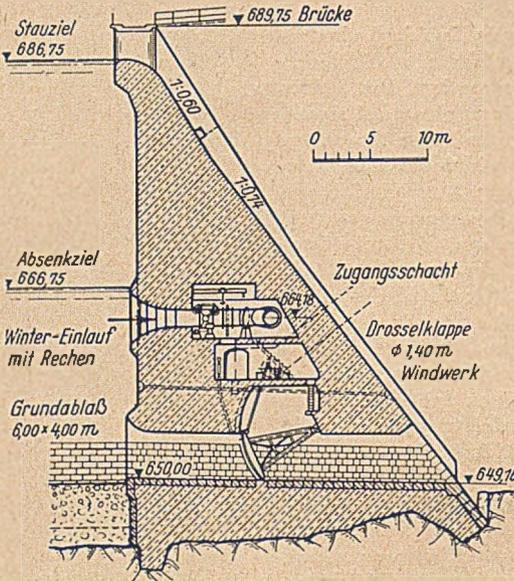


Abb. 13. Staumauer Molina des Calancaewerkes.

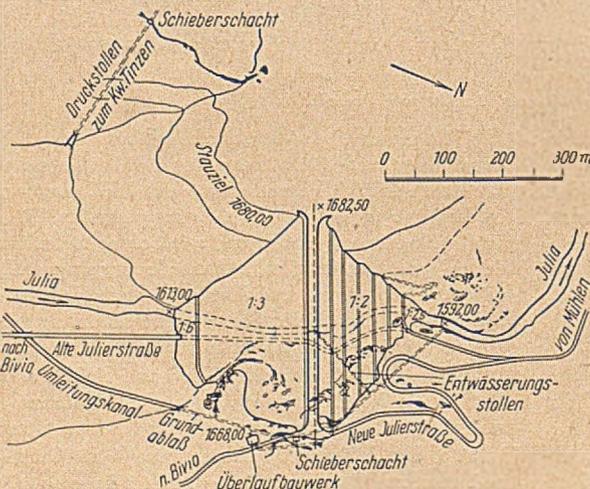
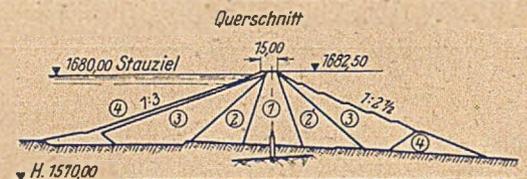


Abb. 14. Staudamm Castiletto (Marmorera), Lageplan.



① undurchlässiges Material ② halbdurchlässiges Material ③ durchlässiges Material ④ Blockmaterial

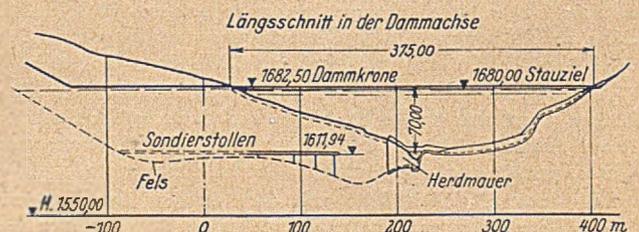


Abb. 15. Marmorera, Talquerschnitt und Dammschnitt.

12 m gesenkt werden, in welchem Spiegel die Dammbreite bereits 82 m mißt.

Alle diese bedeutenden Bauwerke werden aber übertroffen werden von der Staumauer Grande-Dixence im Wallis¹³⁾. Sie wurde 1950 zum Bau beschlossen, und die Arbeiten sind eingeleitet.

¹³⁾ Fayrat et Livio, Grande Dixence-Données techniques du projet EOS. Schweiz. Wasser- u. Energiewirtschaft. 40 (1948), Nr. 1, S. 1. — Bautechn. 25 (1948), Heft 8, S. 190/191.

* Vergleichsweise hat der bisher größte Staudamm Europas, der deutsche Sorpe-Damm 3,3 Mio m³ Dammbau bei 62 m (Kernmauer 68 m) Höhe.

1. Querbelastrung.

Für die „Steifigkeit“ des gesamten Verbund-Trägers kann man — bei Annahme eines unendlich dünnen Stagleches (System A) — schreiben:

$$E_{St} \cdot J_{St}^V = E_B \cdot J_B + E_{St} \cdot J_{St} + K,$$

wobei $St = \text{Stahl}, B = \text{Beton}$ und

$$J_{St} = F_{St}^o \cdot a_{St}^o + F_{St}^u \cdot a_{St}^u;$$

ferner z. B. $J_B = \frac{b \cdot h^3}{12}$ (einfache Platte)

$$K = E_{St} \cdot F_{St} \cdot a_{St}^2 + E_B \cdot F_B \cdot a_B^2.$$

Hierbei sind die Querschnittsgrößen auf den Stahl-Anteil abgestimmt und die geringe Teil-Steifigkeit der Fachwerkträgergurte zunächst vernachlässigt.

Es ergibt sich
$$\gamma = \frac{M}{E_{St} \cdot J_{St}^V} \dots \dots \dots (1)$$

(bzw. bei analoger Einführung von $J_B^V: \gamma = \frac{M}{E_B \cdot J_B^V}$)

Die Einzelglieder des Verbundträgers beteiligen sich an der Übertragung des äußeren Momentes M entsprechend ihren Steifigkeiten:

$$M_B = M \cdot \frac{E_B \cdot J_B}{E_{St} \cdot J_{St}^V}; \quad M_{St}^o = M \cdot \frac{J_{St}^o}{J_{St}^V}; \quad M_{St}^u = M \cdot \frac{J_{St}^u}{J_{St}^V} \quad (2a)$$

Die wesentlicheren Anteile des äußeren Momentes werden durch die „Normalkräfte“ aufgenommen:

$$N_B = \gamma \cdot \gamma_B \cdot E_B \cdot F_B; \quad N_{St}^o = \gamma \cdot \gamma_{St}^o \cdot E_{St} \cdot F_{St}^o; \quad N_{St}^u = \gamma \cdot \gamma_{St}^u \cdot E_{St} \cdot F_{St}^u \quad (2b)$$

Würde man allgemein $E_i \cdot F_i^k = K_i^k$ setzen, so erhielt man im Verhältnis $\frac{N_B}{N_{St}^u} = \frac{\gamma_B \cdot E_B \cdot F_B}{\gamma_{St}^u \cdot E_{St} \cdot F_{St}^u}$ z. B. den von Prof. Fritz⁴⁾ angegebenen Hilfswert C :

$$C = \frac{h + e \cdot \left(1 + \frac{K_{St}^o}{K_{St}^u}\right)}{e + h \cdot \left(1 + \frac{K_{St}^o}{K_B}\right)} \text{ usw.,}$$

welche Werte hier nicht benötigt werden.

2. Schwinden (bzw. Temperaturdifferenz Δt).

An Hand der Abb. 2 lassen sich für den Einfluß des Schwindens (bzw. der Temperaturdifferenz Δt) bei Zugrundelegung des Systems A einfache Formeln für die Beanspruchung der Teile des Verbund-Fachwerkträgers gewinnen. Die Gleichgewichtsbedingungen lauten:

$$\sum H = 0: N_B - N_{St}^o - N_{St}^u = 0$$

$$\sum M_i = 0: N_B \cdot (h + e) - N_{St}^o \cdot h - (M_B + M_{St}^o + M_{St}^u) = 0 \quad (\alpha)$$

Die Annahme eines ebenen Querschnittes führt zu

$$\frac{M_B}{S_B} = \frac{M_{St}^o}{S_{St}^o} = \frac{M_{St}^u}{S_{St}^u}$$

d. h., gleiches γ , hierbei $S_i^k = E_i \cdot J_i^k$

oder

$$\epsilon_{Bt} = \epsilon_{St}^o + \gamma \cdot e = \epsilon_{St}^u + (h + e) \cdot \gamma \text{ bzw.}$$

$$\epsilon_{Bo} - \frac{N_B}{K_B} = \frac{N_{St}^o}{K_{St}^o} + \frac{M_{St}^o}{S_{St}^o} \cdot e = \frac{N_{St}^u}{K_{St}^u} + \frac{M_{St}^u}{S_{St}^u} \cdot e \quad (\beta)$$

Wenn in Gl. (α) M_B , M_{St}^o und M_{St}^u und in Gl. (β) M_{St}^o infolge des oft geringen Einflusses gleich Null gesetzt werden, so erhält man aus den Gl. (α) und (β)

$$\epsilon_{Bo} - \frac{N_B}{K_B} = \frac{N_B (h + e)}{h \cdot K_{St}^o},$$

woraus folgt

$$N_{St}^o \approx N_B = \epsilon_{Bo} \cdot K_B \cdot \frac{K_{St}^o}{K_{St}^o + K_B \cdot \left(1 + \frac{e}{h}\right)} \quad (3b)$$

$$N_{St}^u \approx N_B \cdot \frac{e}{h}$$

Soll nun mittels dieses näherungsweise gefundenen Wertes von N_B das Plattenmoment M_B errechnet werden, so findet man gemäß Gl. (α)

$$N_B \cdot (h + e) - N_B \cdot h = M_B + M_{St}^o + M_{St}^u = M_B \cdot \frac{S_B + S_{St}^o + S_{St}^u}{S_B},$$

oder

$$M_B = N_B \cdot e \cdot \frac{S_B}{S_B + S_{St}^o + S_{St}^u};$$

$$M_{St}^o = N_B \cdot e \cdot \frac{S_{St}^o}{S_B + S_{St}^o + S_{St}^u}; \quad \dots \quad (3a)$$

$$M_{St}^u = N_B \cdot e \cdot \frac{S_{St}^u}{S_B + S_{St}^o + S_{St}^u}$$

Der Rechnungsgang für das statische System B verläuft ähnlich, da hierbei eine ähnliche Vorstellung des „Ersatz-Balkens“ vorliegt. Es werden jedoch zusätzlich die Steifigkeitsverhältnisse des in Wirklichkeit vorhandenen Fachwerk-Trägers dadurch besser erfaßt, daß die Dehnungen der Füllstäbe (Wandstäbe) berücksichtigt werden. Man setzt also für das Trägheitsmoment des Fachwerkträgers $J_{St} = F_{St}^o \cdot a_{St}^o + F_{St}^u \cdot a_{St}^u$ einen abgeminderten Wert

$$J_{St_n} = \psi \cdot J_{St} \quad (4)$$

ein. Der Faktor ψ beträgt z. B. für parallelgurtige Träger zwischen 0,75 ÷ 0,85 und kann zudem von Fall zu Fall genau ermittelt werden.

b) Grundsätzlich kann zu den bisher unter IIIa gemachten Annahmen eines „Ersatzbalkens“ als „Vollwandträger“ bzw. als „homogenisiertes Fachwerk“ bemerkt werden, daß insbesondere die Voraussetzung des Ebenbleibens der Querschnitte bei den heute zumeist üblichen „einteiligen“ Fachwerken und den wirklichen Verhältnissen nur bei zahlreichen Feldern und nur in der Nähe der Trägermitte angenähert zutrifft. Das ist ohne weitere theoretische Ableitungen schon aus folgender Überlegung zu erkennen: Berechnet man z. B. gemäß den unter IIIa abgeleiteten Formeln die Schnittkräfte bei $a - a$, $b - b$ und $c - c$ (Abb. 3), so würden sich für die „Gurtkräfte“ Werte ergeben, die den Momenten M_I , M_I und M_2 proportional entsprechen, während die wirklichen Gurtkräfte nach der exakten Theorie des Fachwerkes durch die in Abb. 3 stark ausgezogenen Strecken dargestellt sind. Betrachtet man beispielsweise die Verhältnisse bei Schnitt $b - b$, so erhält man — entgegen der oben entwickelten Theorie — O_I bedeutend geringer als U_2 , während dicht daneben für das nächste Feld 2 bei

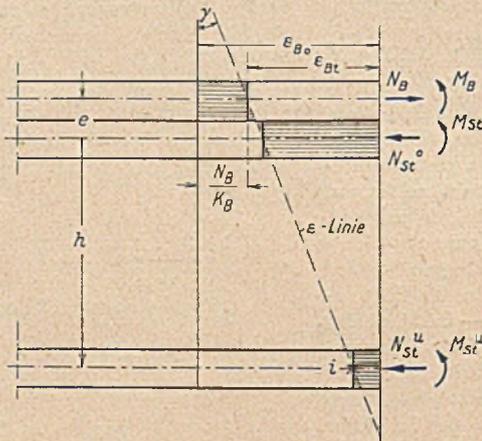


Abb. 2. Untersuchung des Verbund-Fachwerkträgers nach den Systemen A und B. (Schwinden und Temp.-Diff.).

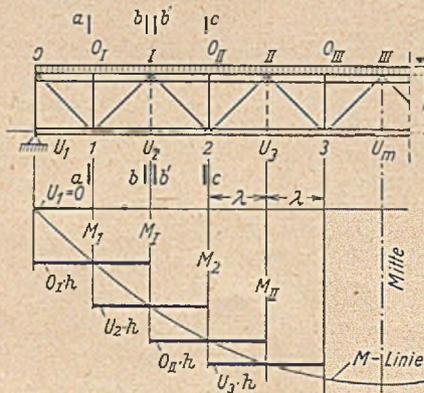


Abb. 3. Momentenfläche und wirkliche Stabkräfte-Verteilung beim Fachwerkträger.

⁴⁾ Fritz, Vorschläge für die Berechnung durchlaufender Träger in Verbund-Bauweise. Bauing. 25 (1950), Heft 8, S. 276 ff.

$b' - b' O_{II}$ in Frage kommt, welche Stabkraft größer ist als die entsprechende Gurtkraft U_2 . Das bedeutet zusammengefaßt, daß man beim Fachwerk aus einzelnen Momenten-größen (an beliebiger Stelle x) die Schnittkräfte nicht ermitteln kann, daß also i. a. auch Verbund-Fachwerk-träger als Fachwerke untersucht werden müssen, wobei Momente aus „Exzentrizitäten“ in einem besonderen Rechnungsgang wie Neben-spannungen zu behandeln sind!

Man hat also der punktwisen Übertragung der Gurtdifferenzkräfte ΔU und vor allem ΔO als resultierende Stabkraftwirkungen aus den jeweils zusammentreffenden Wandstäben (D und V) besondere Aufmerksamkeit zu widmen, da auch bei kontinuierlicher „Verdübelung“ der Fahrbahn-Platte mit dem benachbarten Gurt des Hauptträgers für die einzelnen Feldweiten keine Veränderung der Gesamt-Stabkraft, bestehend aus den beiden Anteilen von Betonplatte und Stahlträgergurt, erfolgt.

Es sind verschiedene Formen für denkbare „System-Mechanismen“ möglich, wie solche beispielsweise in Abb. 4 mit α , β und γ bezeichnet werden. Während die Annahme der Form α etwa bei einer breiten, schwer belasteten Brücke mit kleiner Stützweite in Frage käme, würde Form β vielleicht bei der Berechnung einer Brücke großer Stützweite eingeführt werden können, besonders, wenn infolge geringer Belastung und engen Haupt-trägerabstandes die Fahr-bahnplatte dünn sein kann. Form γ zuletzt könnte als „fiktives System“ bei mittleren Spannweiten oder ganz allgemein zweckmäßig sein.

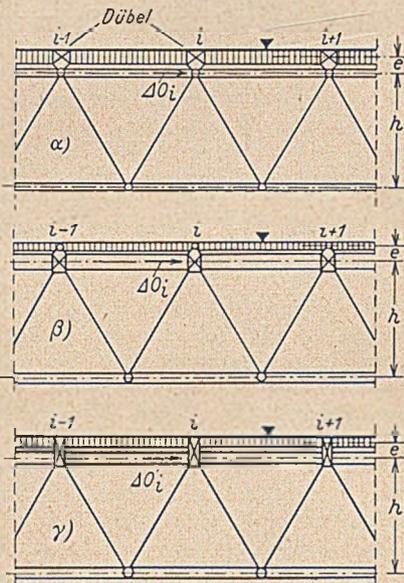


Abb. 4. Einige „System-Mechanismen“ für Verbund-Fachwerkträger.

Fragt man nun nach der jeweiligen Berechnungsweise der „System-Mechanismen“ gemäß den Formen α , β und γ , so sind nachstehende Überlegungen von Bedeutung:

Sind in einem „steifknotigen“ Fachwerk die Grundkräfte (Haupt- und Zusatzkräfte) bereits ermittelt, so können nach dem Gedankengang von Fr. Engesser (1879) und O. Mohr (1892) über die Stablängenänderungen die Knotendrehwinkel und die Sehnwinkel (Stabdrehwinkel) zwischen zwei Stäben leicht und ausreichend genau ermittelt werden (z. B. Williot-Plan). — Sind nun zusätzlich die Lastgurt-Knotenpunkte in Bezug auf die Verbundgurt-Schwerlinie einseitig exzentrisch angeordnet, so kann über die gleichen Grundformeln nach Engesser durch Nullsetzung des jeweilig zuzätzlich Sehnwinkels zwischen zwei Stäben eines Gurtknotenpunktes eine erste Beziehung zwischen den zuzätzlich „Nebenmomenten“ aufgestellt werden, nämlich (Abb. 5):

$$\Delta \varphi = 0 = \frac{s_{12} (2 \cdot M_{12} - M_{21})}{6 \cdot E \cdot J_{12}} - \frac{s_{13} (2 \cdot M_{13} - M_{31})}{6 \cdot E \cdot J_{13}} \dots \quad (\gamma)$$

Ferner gilt als Gleichgewichtsbedingung am Knoten I

$$\sum M_{1x} - M_o = 0 \dots \quad (\delta)$$

wobei $M_o = \Delta O \cdot e$, wenn e den Abstand von Stahlobergurtschwerlinie bis Verbundgurtschwerlinie bezeichnet. (γ) und (δ) liefern genau so viele Gleichungen, wie Unbekannte M_{ix} vorhanden sind. —

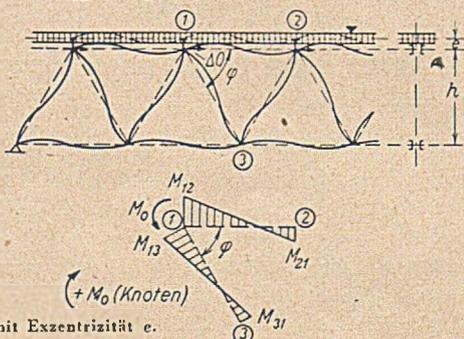


Abb. 5. Verformung des Verbund-Fachwerkträgers mit Exzentrizität e.

Die Beziehung (γ) gilt für alle Stabpaare am Knoten 1 usw., und man erhält nach Streichung der gemeinsamen Konstanten $6 \cdot E$ eine neue Schreibweise mit den Größen N_i :

$$N_{12} = \frac{s_{12}}{J_{12}} \cdot (2 \cdot M_{12} - M_{21}) = N_{1x} = N_1 = \text{konstant} \quad (\epsilon)$$

Da zuletzt noch, wegen $s_{12} = s_{21}$ und $J_{12} = J_{21}$, in Gl. (δ) M_1 ebenfalls durch N_{1x} ersetzt werden kann ($M_{12} = J_{12} [2N_{12} + N_{21}] / 3 \cdot s_{12}$, $M_{21} = J_{12} [2N_{21} + N_{12}] / 3 \cdot s_{12}$ usw.), so erhält man aus letztgenannter Gleichung ganz allgemein:

$$2 \cdot N_i \cdot \sum \frac{J_{ix}}{s_{ix}} + \sum N_{ix} \cdot \frac{J_{ix}}{s_{ix}} + 3 \cdot M_{io} = 0 \quad (5)$$

$\sum N_{ix}$ erstreckt sich auf alle Nachbarknoten des Knotenpunktes i . Es gibt i. a. n Gleichungen (5) ($n =$ Zahl der Knotenpunkte), durch welche in den Auflagerknoten 3 Unbekannte N_{ix} und in jedem neu hinzukommenden Knoten — bis auf den letzten des anderen Auflagers — ein zusätzliches N miteinander verknüpft werden. Durch 2 der 3 ersten N -Werte können sukzessiv alle anderen ausgedrückt werden, so daß beim letzten Knoten oder, bei Symmetrie, in Trägermitte die beiden zunächst unbekanntes N gefunden werden. — Auch andere Lösungsverfahren⁵⁾ können angewandt werden. —

Zwei Näherungs-Berechnungsweisen.

Für den besonderen Fall des Verbundträgers gilt es jetzt, mögliche Vereinfachungen vorzunehmen, die das Gleichungssystem (5) handlicher gestalten. Dabei erscheint es zunächst zweckmäßig und zulässig, die Steifigkeit der mittleren Diagonalen (Wandstäbe) als vernachlässigbar klein anzunehmen; nur das beiderseits letzte Diagonalenpaar — das sowieso bei Verbund-Fachwerkträgern eine besondere Bedeutung gewinnt — soll eine bestimmte Gesamtsteifigkeit, etwa

$$2 \cdot \frac{s_d}{J_d} = 1 \cdot \frac{s_o}{J_o}$$

besitzen, so daß gewissermaßen an jedem Auflager ein „fiktiver“ O-Stab hinzukommt. Sämtliche O-Stäbe besitzen zudem ein etwa gleiches Trägheitsmoment, welche Annahme bei festem Verbund mit der Fahrbahnplatte besonders berechtigt erscheint; zuletzt sind die Stablängen fast immer gleich. Dann erhält man — mit den Obergurthezeichnungen I — (II) — III usw. (Abb. 6) — im Sinn der Gleichungen (γ) und (δ)

$$2 \cdot M_{IIIII} - M_{IIIII} - (2 \cdot M_{IIII} - M_{IIII}) = 0$$

$$-\Delta O_{II} \cdot e + M_{IIII} + M_{IIII} = 0, \quad \Delta O_{II} \cdot e = M_{oII}$$

Wenn das Moment links vom Knotenpunkt i mit X_i bezeichnet wird, so ist

$$M_{IIIII} = M_{oII} - X_i$$

oder allgemein

$$M_{i,i+1} = M_{oi} - X_i$$

Man erhält

$$2 \cdot (M_{oII} - X_{II}) - X_{III} - [2 \cdot X_{II} - (M_{oI} - X_I)] = 0$$

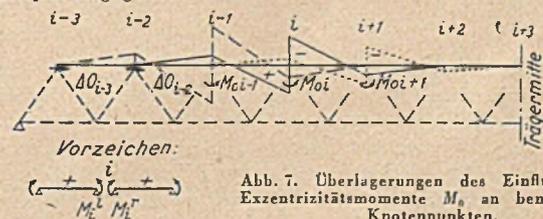
$$2 \cdot M_{oII} - 2 \cdot X_{II} - X_{III} - 2 \cdot X_{II} + M_{oI} - X_I = 0$$

$$-X_I - 4 \cdot X_{II} - X_{III} = -2 \cdot M_{oII} - M_{oI}$$

$$X_I + 4 \cdot X_{II} + X_{III} = [2 \cdot M_{oII} + M_{oI}] \dots \quad (6)$$

Bei feldweise veränderlichen J_{ix} ändert sich Gleichung (6) nur unwesentlich. —

Am Knotenpunkt I, an dem die beiden biegeunflexibleren Diagonalen endigen, wird das Moment X_I je zur Hälfte (o. ä.) in die Diagonalenköpfe abgegeben. —



Vorzeichen:
 $(+)$ $(-)$

Abb. 7. Überlagerungen des Einflusses der Exzentrizitätsmomente M_o an benachbarten Knotenpunkten.

⁵⁾ Bleich, Theorie und Berechnung eiserner Brücken, S. 471 ff. Wien 1924, Springer-Verlag.

Eine weitere Näherungs-Rechnungsweise ergibt sich, wenn man am Knotenpunkt i nach einer allgemeinen Untersuchung der Steifigkeitsverteilung auf die Gurt- und Wandstäbe die entsprechende Aufteilung des Exzentrizitätsmomentes M_{oi} vornimmt. Der auf den Gurt entfallende Anteil wird nun den beiden Stabsteifigkeiten entsprechend aufgeteilt; die Teilmomente klingen über die sogenannten „Festpunkte“ hinweg ab (Abb. 7). Ähnliche Verhältnisse liegen bei den Nachbarknotenpunkten vor, so daß eine Überlagerung wie folgt resultiert:

$$\begin{aligned}
 -M_i^r &= \frac{S_{i,i+1}}{\sum S_i} \cdot M_{o,i} + \mu_{i,i+1}^l \cdot \frac{S_{i,i+1}}{\sum S_{i+1}} \cdot M_{o,i+1} - \\
 &\quad - \mu_{i,i-1}^r \cdot \frac{S_{i,i-1}}{\sum S_{i-1}} \cdot M_{o,i-1} \\
 +M_i^l &= \frac{S_{i,i-1}}{\sum S_i} \cdot M_{o,i} - \mu_{i,i+1}^l \cdot \frac{S_{i,i+1}}{\sum S_{i+1}} \cdot M_{o,i+1} + \\
 &\quad + \mu_{i,i-1}^r \cdot \frac{S_{i,i-1}}{\sum S_{i-1}} \cdot M_{o,i-1}
 \end{aligned} \tag{7}$$

wobei $S_{i,x}$ — die Steifigkeit des betreffenden Obergurt- (bzw. Verbund-) Stabes, $\sum S_{i,x}$ — die Summe der Steifigkeiten der zum Knoten i gehörenden Stäbe (gegebenenfalls einschl. der Diagonalen), $\mu_{i,x}^l$ und $\mu_{i,x}^r$ — den linken bzw. rechten Festwert (nach „Festpunkt-methode“) des betreffenden Obergurt- (Verbund-) Stabes darstellen.

Macht man die gleichen vereinfachenden Annahmen wie im Vorangegangenen, nämlich:

durchgehend gleiche Steifigkeit des Verbund-Obergurtes, Vernachlässigung der Steifigkeit der Füllstäbe (außer den Enddiagonalen),

Steifigkeit der Enddiagonalen gleich derjenigen des Verbundobergurtes,

und berücksichtigt ferner, daß der Festwert μ beim Balken über zahlreiche Felder den etwa konstanten Wert $\mu = 0,27$ annimmt, so vereinfachen sich die in der allgemeinen Formel (7) angegebenen Ausdrücke für die Stabmomente am Knoten i und werden:

$$\begin{aligned}
 -M_i^r &= \frac{1}{2} \cdot \left[M_{o,i} + 0,27 \cdot (M_{o,i+1} + M_{o,i-1}) \right] \\
 M_i^l &= \frac{1}{2} \cdot \left[M_{o,i} - 0,27 \cdot (M_{o,i+1} + M_{o,i-1}) \right]
 \end{aligned} \tag{7a}$$

Vorzeichenregel gem. Abb. 7.

Längsbiege-Behauptungen der Stahlbeton-Fahrbahnplatte als Teil des gesamten Verbundquerschnittes sind meist äußerst gering (ca. 5%); sie können zuletzt gemäß Formel 2a gefunden werden.

Einfluß des Schwindens (Abb. 8).

Jedes Plattenfeld hat (bei $J \approx$ konstant) für sich ein gleiches Schwindmaß. Bei biegesteifem Stahlträger-Obergurt und gelenkig angeschlossener Diagonalenkopf wird sich der Obergurt auf seiner ganzen Länge stetig gekrümmt nach unten durchbiegen ($M \leq S_t \cdot e$), wobei S_t im Extremfall über

$$\Delta s_o \frac{S_t \cdot \lambda}{E_e F_e} = \frac{S_t \cdot \lambda}{E_B F_B}$$

zu

$$S_t = \frac{\Delta s_o}{\lambda} \cdot \frac{E_e \cdot F_e + E_B \cdot F_B}{E_e \cdot F_e \cdot E_B \cdot F_B} \dots \tag{8}$$

(wobei $\Delta s_o =$ Plattenverkürzung bei unbehindertem Schwinden) gefunden wird; hieraus sind die Nebenmomente (z. B. entsprechend der Dübeldart bzw. der Steifigkeitsverhältnisse) und Stabverkürzungen sowie die dadurch bedingten Hauptträgersenkungen leicht zu ermitteln.

IV. Die praktische Ausführung von Verbund-Fachwerkträgern.

Die Stahlbeton-Fachwerkträger können gewissermaßen als „Vorstufe“ der Verbund-Fachwerkträger angesehen werden. Erstgenannte sind mit Erfolg oft gebaut worden. — Wir wollen jedoch hier nur beiläufig die den modernen Verbund-Fachwerkträgern am engsten verwandten, sogenannten „Visintini-Träger“ betrachten, die vom Büro des Wiener Erfinders aus um die Jahrhundertwende ihren Siegeszug antraten. Diese Träger bestanden aus Fertigteton (Fachwerkbinder mit einbetonierten Dübeln am Obergurt, auf welche dann an der Baustelle die Fahrbahnplatte aus „Ortbeton“ aufgebracht wurde).

Die Berechnung derartiger Fachwerkträger aus Stahlbeton wurde meist nur unter Verwendung von Kräfteplänen vorgenommen. Wegen der unbefriedigenden Erfassung des Kräftespiels in den biegefesten Knotenpunkten verließ man später oft die Bauweise Visintini-Considère zugunsten derjenigen nach Vierendeel. — Trotzdem sind „fabrikmäßig“ hergestellte Visintini-Träger mit regelrechten Verbundmitteln für große Brückenbauten erfolgreich angewandt worden, so z. B. bei der Brücke über die Desna (Rußland) in den Jahren 1909/10 mit mehreren Öffnungen von 19,0 m und späterhin bei der Ager-Brücke bei Schrammstedt sogar mit Stützweiten bis zu etwa 31,0 m.

Man könnte die konstruktive Ausbildung der Obergurt-Verdübelung derartiger Stahlbetonträger auf die neueren Verbund-Fachwerkträger übertragen (Abb. 9), wobei der „aufgelöste“ Stahlobergurt bei der Montage zunächst nur das Stahleigen-gewicht, späterhin — nach erfolgter Ausbetonierung des vergrößerten Gurtquerschnittes — die gesamte Fahrbahnplatte zu tragen hätte.

Weitere konstruktive Lösungen für den Bau von Verbund-Fachwerkträgern sind noch in der Entwicklung, einige wurden vom Verfasser (vgl. 1) — 3)) schon angegeben.

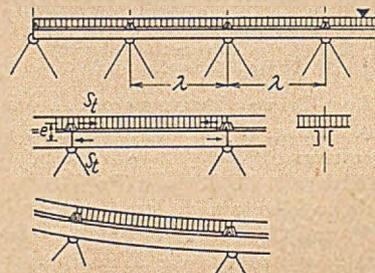


Abb. 8. Einfluß des Schwindens.

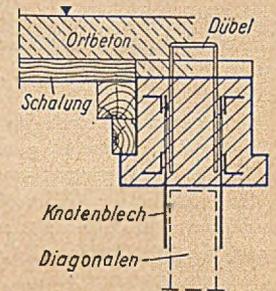


Abb. 9. Stahl- bzw. Stahlbeton-Obergurt eines Verbund-Fachwerkträgers.

V. Zusammenfassung.

Verbund-Fachwerkträger werden am zweckmäßigsten nach der Fachwerktheorie berechnet. Gelingt es, die „Exzentrizitäten“ durch konstruktive Maßnahmen weitgehend einzuschränken, so wird die Berechnung „klassisch“, d. h., die Nebenmomente bzw. Nebenspannungen sind dann vernachlässigbar gering. — Andernfalls sind die Nebenmomente bzw. die Nebenspannungen aus dem exzentrischen Kraftangriff in besonderen Rechnungsgängen zu untersuchen. — Einige Wege zu letzteren wurden angegeben.

Konstruktive und baustatische Aufgaben beim Bau von Wasserkraftanlagen.

Von Dr.-Ing. Hans Fiesinger, Berlin.

Bei der konstruktiven Bearbeitung von Hoch- und Tiefbauten von Großwasserkraftanlagen wird der entwerfende Bauingenieur vor mannigfache Aufgaben gestellt, zu deren Lösung er in der technischen Literatur wenig praktische Hinweise findet und viele Planvorlagen von ähnlichen Bauten bei Behörden und Baufirmen in den Kriegsjahren verloren gegangen sind. Die vorliegende Abhandlung soll ein Vorschlag aus der Praxis für jene Fälle sein, bei denen ein Minimum an Zeit für konstruktive Bearbeitung infolge kurzfristiger Aus-

führungstermine gegeben ist, wobei trotzdem möglichst klare statische Verhältnisse zu schaffen sind.

Die hier entwickelten konstruktiven Gesichtspunkte entstammen Erfahrungen beim Ausbau von Wasserkraften der Isar, Donau, Iller und Seine. Sie sind heute noch keineswegs veraltet, sofern man die bestehenden baupolizeilichen Vorschriften bei der Bemessung der Baukonstruktionen berücksichtigt.



Tiefbauingenieur

Für das Tiefbauamt wird ein jüngerer befähigter Tiefbauingenieur (bis 35 Jahre), möglichst mit Unternehmerpraxis, für die konstruktive Planung von Bauten des allgemeinen Tief-, Grund- und Brückenbaues gesucht. Erwünscht sind gute konstruktive und statische Veranlagung und gediegene Kenntnisse der Grundbau- und Eisenbetonstatik. Vergütung erfolgt nach den Bestimmungen der TO. A. — Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften und Spruchkammerentscheid, sind unverzüglich einzureichen. — Persönl. Vorstellung erst auf Ersuchen. **Stadlverwaltung Heidelberg, Personal- und Organisationsamt**

Führendes Bauunternehmen in Norddeutschland sucht zu sofort oder später einen

ersten Statiker (Dipl.-Ing.)

für Stahlbeton-, Hoch- und Tiefbau mit nachweisbar reicher Erfahrung. Wohnung kann sofort gestellt werden. Bewerbungsunterlagen mit Gehaltsansprüchen unter J 001 an die Anzeigen-Verwaltung Jensen & Weise, Berlin SW 61, Yorckstraße 81.

Jüngerer Bauingenieur (Bautechniker) (Fachrichtung Eisenbahnbau)

selbständiger Zeichner und Konstrukteur für Entwurf und Ausführung von Bahn-, Transport- und Verkehrsprojekten sowie von Transporteinrichtungen in Industrieanlagen gesucht. Ausführliche Bewerbungsunterlagen sind zu richten unter 2803 an die Anzeigenverwaltung „Die Bautechnik“ Bln.-Wilmsdorf, Hohenzollerndamm 169.

Diplomingenieur

(evtl. auch Bauassessor oder Regierungsbaurat)

des Wasserbauwesens mit gründlichen Kenntnissen und Erfahrungen in der Gewässerkunde und benachbarten Fachgebieten als wissenschaftlicher Hilfsarbeiter gesucht.

Beschäftigung im Angestelltenverhältnis (Vergütungsgruppe TO. A. III und Ministerialzulage). Dienstantritt sofort.

Bewerbung mit handgeschriebenem Lebenslauf und Zeugnissen an

**Niedersächsisches Ministerium für Ernährung
Landwirtschaft und Forsten
— Landesamt für Gewässerkunde —
Hannover, Prinzenstraße 2**

Bauunternehmung sucht für ihre Niederlassung in Hamburg Dipl.-Ing. oder Dr. Ing. (Bauing.)

mit langj. Unternehmerpraxis und guter Kenntnis des nordd. Raumes. Es kommen nur erste Kräfte in Frage, die über ausreichende technische Qualitäten, praktische Erfahrungen und die notwendige Sicherheit persönlichen Auftretens verfügen. Angebote unter Nr. J. 151 an die Anzeigen-Verwaltung Jensen & Weise, Berlin SW 61, Yorckstraße 81.

Zeitschriftenschau*)

Bearbeitet von

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

Ergänzung zum Stichwortverzeichnis in Bautechn. 27 (1950), H. 1, S. V.

- Zu II. Baumaschinen, Baggergeräte, Baubetrieb.
 - b) Betonsteinmaschinen.
 - a) Suchgeräte.
- Zu VI. Beton- und Stahlbetonbau.
 - v) Verbundkonstruktionen Stahl/Beton.
- Zu IX. Stahlbau.
 - a) Spannstahlkonstruktionen.
 - v) Verbundkonstruktionen.
- Zu XII. Hochbau, Industrie-, Geschäfts- und Wohnhausbau.
 - i) Installation.
- Zu XVIII. Mathematik, Statik, Mechanik, Dynamik.
 - d) Dehnung.
 - e) Elastizitätstheorie.
 - p) Plastizitätstheorie.
 - s) Scheiben.
 - a) Spannungsmessungen verschiedener Art.
 - z) Zweigelenkbogenhinzufügen: Mehrgelenkbogen.

Ic. Deutsche Bestimmungen, besondere. 6 / Verfügungen der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn. STAHLBAU 19 (1950), H. 2, S. 14—16, 1 Abb., 2 Taf. — Wiedergabe der neuesten Verfügungen über Schweißung der Schienenstöße auf stählernen Eisenbahnbrücken und Berechnungsgrundlagen für Eisenbahnbrücken betr. Lastenzüge, Streckeneinteilung, Berechnung der Widerlager, Schwingwirkungen und Vorschriften für die Nachrechnung bestehender Brücken.

Ih. Berichte über fachwiss. Tagungen, Kongresse usw. 14 / Tagung des Deutschen Baugrundausschusses in Karlsruhe. Gründung der Deutschen Gesellschaft für Grund- und Erdbau. BAUTECHN. 27 (1950), H. 11, S. 363—364. — Eingehender Bericht über die Ausschufstagung und die Gründung der neuen Gesellschaft für die Fortführung der Forschungsaufgaben des Grundbaues, der Deutschen Gesellschaft für Grund- und Erdbau: Vorträge, Berichte der Arbeitsausschüsse, Zusammensetzung der neuen Gesellschaft.

II b. Bagger, Absetzgeräte. 14 / v. Marnitz, F.: Naßbaggergeräte. Stand der heutigen Entwicklung. ZVDI 92 (1950), H. 6, S. 143—147, 12 Abb. — Überblick über den Einsatz der Geräte in Deutschland und im Ausland: in Deutschland vorwiegend Eimerkettenbagger, auf See mit Dampftrieb, in Binnengewässern mit Dieselmotorantrieb; in USA: Schwimmlöffelbagger. Bei geeigneter Bodenart haben sich auch Saugbagger bewährt. Zum Abtransport dienen Klapp- oder Spülschuten.

II b. Baumaschinen, allgemeines. 12 / The british Industries Fair at Birmingham. (Die britische Industriemesse in Birmingham 8. bis 19. Mai 1950). ENGG. 169 (1950), H. 4397, S. 489—497, 26 Abb. — An Baumaschinen werden besprochen: Grabenbagger auf Raupen, auch Sonderbagger für Fundamentaushub — Erdschraper, Steintrommel für Brechgut über fahrbarem Silogerät, Betonmischanlagen, Betonkanone zum Einbringen von Beton in Schalkästen auf bis zu 300 m Entfernung, Liefermischer.

II b. Baumaschinen, allgemeines. 13 / v. Rothe, T.: Die Nachkriegsentwicklung der Baumaschinentechnik im Spiegel des in- und ausländischen Schrifttums. BAU 3 (1950), H. 15, S. 357—358 u. H. 16, S. 378—379. — Erdbau und Erdbaugeräte, Bagger und Flachbagger, Straßenbaggergeräte und ihre Entwicklung in Amerika und Frankreich, Grundbaggergeräte, Stollen- und Tunnelbau, insbesondere Bohrgeräte und neuere Bohrverfahren, Entwicklung des mechanisierten Betriebes für die Bahnunterhaltung in USA. Entwicklung im Beton- und Stahlbetonbau, Entwürmerung und Trümmerverwertung in Deutschland, Betonsteinindustrie in England.

II n. Nietwerkzeug u. -arbeiten. 4 / Graf, O.: Versuche mit Nietverbindungen. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 4, S. 123—132, 27 Abb. — Nach kurzer Zusammenfassung der Ergebnisse früherer Nietversuche des Verfassers im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Stahlbau wird hier über spätere Untersuchungen über

*) 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.

Zeitschriftenschauordrucke werden von der Zeitschriftenschau aus „Die Bautechnik“ und der nunmehr wieder für sich erscheinenden Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“ auf vielfach geäußerten Wunsch bis ab Jahrgang 1950 hergestellt, die zum Preise von je DM 4.— und Porto für den Jahrgang abgegeben werden. Bestellungen erbitten wir nur an den Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, (1) Berlin-Wilmsdorf, 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.

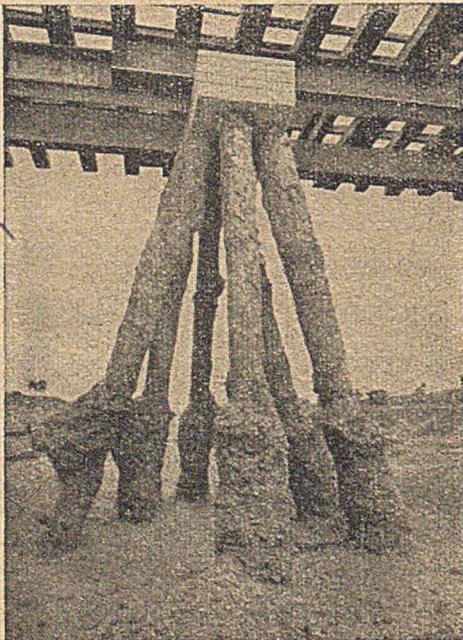


Auskünfte erteilt:
die zuständige Industrie- und Handelskammer
oder Handwerkskammer bzw. in Berlin die
Berliner Geschäftsstelle des Leipziger Messe-
amtes, Berlin W 8, Behrenstr. 22 · Tel. 42 24 52

4

PFAHL-GRÜNDUNG

System Brechtel



JOHANNES BRECHTEL · LUDWIGSHAFEN a. RHEIN
Telefon Nr. 2829/29 · Telegr.-Adr.: Bohrbrechtel-Ludwigshafenrhein

Zweigbüro: München 23, Birkenfeldstraße 4
Telefon Nr. 33252

die Klemmspannung und Lochfüllung bei langen Nietten und Bolzen sowie über Verschiebungen in Nietverbindungen beim Bau der Autobahnbrücke über den Rhein bei Frankenthal berichtet.

II p. Prüfgeräte. 1 / 1000 ton structure-testing machine. (1000 t-Prüfmaschine für Baukonstruktionen.) ENGNG. 169 (1950), H. 4387, S. 208—209, 4 Abb. — Es wird eine neue britische Prüfmaschine für Baukonstruktionen beschrieben: Sie hat 1000 t Tragfähigkeit und ist im besonderen für die Prüfung von Flugzeugteilen bestimmt.

II t. Trümmerverwertung. 38 / Garbotz, G.: Aufgaben und Lösungen bei der Trocken-Aufbereitung von Trümmergeut in den untersuchten Städten. BAUWIRTSCHAFT 3 (1949), H. 3, Mitt. D. Studienges. f. Trümmerverw. S. 113—124, 24 Abb. — Umfassender Ueberblick über die Aufgaben und Durchführung der Trümmerverwertung in den Städten Berlin, Frankfurt/M., Stuttgart und Mainz: Gewinnung, Transport, Aufbereitung und Verwertung des Trümmergeutes.

III a. Anstriche. 5 / Müller, K.: Rostschutz im Stahlwasserbau. BAUTECHN. 27 (1950), H. 9, S. 296-298. — S. III r. Rost u. -schutz, Korrosion. 2.

III r. Rost u. -schutz, Korrosion. 2 / Müller, K.: Rostschutz im Stahlwasserbau. BAUTECHN. 27 (1950), H. 9, S. 296-298. — Anstriche als Rostschutz: Teerpechlösungen, Bitumenlösungen und Bitumen-Heißstoffe, als Füllstoffe Asbest, Schiefermehl, Kalksteinmehl. Für Bauteile, die ständig unter Wasser liegen, haben sich Heißanstriche, in der Luftzone Teerpechlösungen bewährt. Besondere Beachtung verdient für die Zukunft der Rostschutz der Stahlwasserbauten durch Metallüberzüge.

IV a. Allgemeines. 2 / Scholl, O.: Zur Frage der Bauschäden. BAUWIRTSCHAFT 4 (1950), H. 32, S. 11—12 u. H. 33, S. 19—21. — Bauschäden aus personellen Gründen, aus materiellen Gründen und aus naturbedingten Gründen verursacht: Bruch einer Stahlbetonrampe, Einsturz einer Hohlsteindecke, Aufreißen einer Zementestrichfläche, Dammrutsch. Auf personelles Versagen zurückzuführende Einstürze; Beispiele für auf materielle Gründe zurückzuführende Schäden, wie Ausspülen eines Staudammes, Auskolkung einer Flußsohle. Naturbedingte Gründe, wie Hochwasser und Wetterschäden.

V s. Sprengwesen, allgemeines. 3 / Morris, G.: The reduction of ground vibrations from blasting operations. (Die Verringerung der Erschütterungen des Untergrundes infolge Sprengungen.) ENGNG. 169 (1950), H. 4395, S. 430—432, 5 Abb. — Die letzthin in England durchgeführten Untersuchungen sind dadurch gekennzeichnet, daß zur Verringerung der Erschütterungen zwischen den Sprengschüssen nur kürzere Zeitintervalle eingelegt werden.

V s. Stollenbau. 7 / Conte, J.: Étude sur la détermination du tracé économique d'une galerie. (Studium über die wirtschaftliche Linienführung eines Stollens.) HOUILLE Bl. 5 (1950), H. 3, S. 333—341, 16 Abb. — Maßgebend für die wirtschaftliche Linienführung von Stollen sind die Eigenschaften des Gesteins, die Ausbildung des Zusammentreffens verschiedener Gesteine und die Lage der Fenster. Eingehende Erörterung der drei genannten Fälle und Angabe entsprechender Konstruktionen für die Linienführung. Anwendung des optischen Brechungsgesetzes auf geologische Verhältnisse.

V t. Tunnelbau. 13 / Obersetzer, B.: Zum Bau des neuen Semmeringtunnels. Z. ÖST. ING. U. ARCH. VER. 95 (1950), H. 1/2, S. 1—10, 7 Abb., 1 Taf. — Nach Erörterung des schlechten Bauzustandes des bestehenden Semmering-Scheiteltunnels werden die Vorerhebungen für eine definitive Lösung der Tunnelfrage, die eingeholten Gutachten von Stiny und von Rabcewicz, die Kernbohrungen und geoelektrischen Versuche besprochen. Anschließend über den Bau des neuen Paralleltunnels, seine Trassenführung, Lichtraumprofil, Vorschriften und Bauart mit Vortrieb nach der Kunz'schen Bauweise berichtet.

VII a. Al-Brücken. 5 / The Saguenay is bridged with aluminium. (Die Saguenay-Brücke aus Aluminium.) ENGNG. NEWS-REC. 144 (1950), H. 2, S. 32—35, 6 Abb. — Gesamte Tragkonstruktion der 152 m langen Straßenbrücke ist aus Aluminiumprofilen in Längen von 6 m für die Fahrbahn und von 12 bis 15 m für den Zweigelenkbogen der Mittelöffnung von 87 m Spannweite hergestellt. Montage mit Hilfe eines 160 m weit gespannten Kabelkranes von 7 t Tragfähigkeit. Entwurf und Berechnung nach besonderer Vorschrift für Aluminium-Tragwerke; Gewichtersparnis gegenüber Stahlkonstruktion rund 200 t.

VII h. Hängebrücken. 13 / Leonhardt, F.: Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen. BAUTECHN. 27 (1950), H. 7, S. 225-232, H. 8, S. 246-253, H. 9, S. 289-295 u. H. 11, S. 351—359, 82 Abb. — Umfassender Bericht über Entwurf und

(Fortsetzung a. S. VII.)

DER STAHLBAU

1

Schriftleitung:

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

BEILAGE ZUR ZEITSCHRIFT „DIE BAUTECHNIK“

20. Jahrgang

BERLIN, Januar 1951

Heft 1



An unsere Leser!

Mit diesem Heft übernimmt, wie bereits im Geleitwort zum Wiedererscheinen der Beilage der „Bautechnik“ „Der Stahlbau“ 19. Jahrgang 1950, Heft 1, S. 1 angekündigt, Prof. Dr.-Ing. Kurt Klöppel von der Technischen Hochschule in Darmstadt wieder die Schriftleitung der Zeitschrift „Der Stahlbau“.

Gleichzeitig geben wir bekannt, daß „Der Stahlbau“ nicht nur als Beilage zur Zeitschrift „Die Bautechnik“, sondern zugleich als selbständige Fachschrift erscheint. Der Schriftleiter der „Bautechnik“, Regierungsbaumeister a. D. Johannes Peters, der zugleich die Schriftleitung der Beilage „Der Stahlbau“ seit ihrer Wiedereinführung im September v. J. wahrgenommen hat, wird auch weiterhin Prof. Dr. Klöppel unterstützen.

Prof. Dr. Klöppel, der bereits 1939 an die Stelle des damals ausscheidenden Geheimrats Prof. Dr.-Ing. A. Hertwig in die Schriftleitung getreten war, gibt die Gewähr, daß „Der Stahlbau“ seinen hohen Rang und sein großes Ansehen im In- und Ausland wieder erreichen wird.

Der Verlag

Aufgaben und Ziele der Zeitschrift „Der Stahlbau“.

Von o. Professor Dr.-Ing. Kurt Klöppel, Darmstadt.

Dem Verlag Wilhelm Ernst & Sohn ist es im Zuge des Wiederaufbaues seiner bautechnischen Fachzeitschriften gerade zu seinem 100-jährigen Bestehen gelungen, auch den „Stahlbau“ wieder als selbständige Zeitschrift und als Beilage zur „Bautechnik“ erscheinen zu lassen. Damit sind zahlreiche Wünsche aus allen an der Stahlbauweise interessierten Kreisen in Erfüllung gegangen. Daß sich auch das Ausland an dem Wiedererscheinen dieser repräsentativen Vertretung des deutschen Stahlbaues interessiert zeigt, ist besonders erfreulich.

Eine solche Anerkennung der früheren Arbeit von Verlag und Schriftleitung ist wohl Grund genug, den „Stahlbau“ — dessen Tradition bis zur alten Zeitschrift „Der Eisenbau“ zurückgeht — grundsätzlich mit demselben Ziel und in derselben Art wie chedem herauszubringen. Es werden nach Möglichkeit wieder alle Einzelgebiete der Stahlbauweise, die sich vom Entwurf über die statische Berechnung, Konstruktion, Fertigung, Montage und Unterhaltung des Bauwerkes erstrecken, durch ihre Vertreter aus Industrie, Baubehörden und Wissenschaft zu Worte kommen.

Die Stahlbauweise zeichnet sich im besonderen Maße dadurch aus, daß sie mehr als andere Fachgebiete die unmittelbare Anwendung der Mechanik auf die praktische Berechnung und Bemessung der Tragkonstruktionen gestattet. Kaum ein zweites Mal sind die Voraussetzungen der Baustatik und Elastizitätslehre so weitgehend erfüllt wie im Stahlbau. Die Bauelemente des Stahlbaues sind bekannte Versuchsobjekte für die Bestätigung der Theorien, an denen nicht nur die Stahlbau-Ingenieure interessiert sind, sondern alle Ingenieure, die auf Grund der Statik und Festigkeitslehre Trag-elemente zu bemessen haben. Daher ist die wissenschaftliche Auswirkung der Stahlbauweise noch größer als ihre wirtschaftliche Bedeutung. Sie hat für die Entwicklung der wissenschaftlichen Grundlagen des gesamten konstruktiven Ingenieurwesens wichtige Aufgaben zu erfüllen. Der Stahlbau ist aber auch das klassische Konstruktionsfach des Bauingenieurs, dem er die Wege in noch andere stahlverarbeitende Gebiete erschließt. Die Gemeinsamkeit der werkstofflichen Grundlagen verbindet den Stahlbau mit dem Maschinenbau; mit ihm teilt er sich aber auch häufig in die Aufgabenstellung, so zum Beispiel bei beweglichen Brücken, Krananlagen und ähnlichen kombinierten Tragwerken. Es ist daher nicht verwunderlich, daß auf den Gebieten der Schweißtechnik und Dauerfestigkeit durch Vermittlung des Vereins Deutscher Ingenieure Stahlbau und Maschinenbau wichtige Gemeinschaftsarbeiten geleistet wurden. Erinnerung sei nur an die bekannten „Kuratoriumsversuche“ bei Einführung der Schweißtechnik im Stahlbau. Wir wollen daher den Be-

griff Stahlbau für die Pflege seiner Grundlage und die Förderung seiner Anwendungsgebiete recht umfassend verstehen, nicht zuletzt auch aus der Erkenntnis heraus, daß Grenzgebiete häufig die besten Anregungen für die Beschreitung neuer Wege bieten.

Nach der entgegengesetzten Richtung stellt der Stahlbau als Teilgebiet des Bauingenieurwesens im Aufbau der Fakultäten unserer Technischen Hochschulen den Anschluß an die Architektur her. Die Pflege dieser Beziehung kommt leider schon an den Hochschulen zu kurz. Die nachteiligen Folgen zeigen sich dann häufig bei großen Wettbewerben, wo nicht selten der Bauingenieur bei den überaus wichtigen Entscheidungen über die ästhetischen Wirkungen der vorgeschlagenen Lösungen ausgeschaltet wird, obwohl den Ursprung der Entwurfsarbeit meist schönheitliche Erwägungen bilden. Die Schriftleitung des „Stahlbaues“ hat es sich daher schon früher angelegen sein lassen, aufschlußreiche Beiträge maßgebender Architekten zu veröffentlichen. In diesem Bestreben werden wir auch in Zukunft nicht müde werden, wenngleich die von uns Bauingenieuren gewünschte Mitarbeit der Architekten leider Seltenheitswert hat.

Die Entwicklung des neuzeitlichen Stahlbaues¹⁾ beweist, daß gegenwärtig den theoretischen Grundlagen unseres Fachgebietes eine noch größere Bedeutung zukommt als früher. Es sei hier nur an die Stabilitätstheorie erinnert, die in dem neuen umfangreichen Normblatt DIN 4114 über Knicken, Kippen und Beulen ihren Niederschlag für die Praxis gefunden hat. Ähnlich liegen die Verhältnisse in der Statik, wo neben der hochentwickelten Stabstatik auch die mathematisch unbequemere Kontinuumsstatik mit dem Vorteil geschlossener Lösungen in ihre Rechte tritt. Auch Festigkeitsprobleme, zu deren Lösung mitunter schon die mathematische Elastizitätslehre herangezogen werden muß, sind für den neuzeitlichen Stahlbau charakteristisch. Der Anteil der theoretischen Beiträge im Veröffentlichungsraum unserer Zeitschrift wird also eher größer als kleiner werden. Dabei sollen allgemeinverständliche Darlegungen der Theorie angestrebt werden. Welchen praktischen Wert die theoretischen Grundlagen für den neuzeitlichen Stahlbau haben, hat die letztjährige Entwicklung klar gezeigt. Dem neuen Berechnungsverfahren verdankt die Stahlbauindustrie eine wesentliche Steigerung ihrer Wettbewerbsfähigkeit. Markante Stahlbrücken der Nachkriegszeit sind unter nahezu gleichen Baubedingungen und bei mindestens gleicher Belastung nicht unerheblich leichter geworden als ihre Vorläufer. Die Einbeziehung der früher nur für die Lastquer-

¹⁾ Klöppel, Rückblick und Ausblick auf die Entwicklung der wissenschaftlichen Grundlagen des Stahlbaues. „Abhandlungen aus dem Stahlbau“, Heft 2, S. 48. Bremen-Horn, Industrie- und Handelsverlag W. Dorn.

verteilung vorgesehenen Fahrbahn und Fahrbahnträger in den tragenden Brückenquerschnitt ist ein besonderes Merkmal dieser vor allem theoretisch begründeten Fortschritte. Davon profitiert sowohl die Verbundbauweise mit Trägerrostwirkung als auch die eigentliche Stahlfahrbahnplatte, die als orthogonal-anisotrope Platte (also nicht mehr nach der Statik) berechnet wird und die Stahlbetonfahrbahnplatte entbehrlich macht, wodurch erheblich an Eigengewicht eingespart werden kann.

Es wäre sehr erwünscht, wenn auch die konstruktiven Grundlagen des Stahlbaues mit dieser Entwicklung Schritt hielten. Entsprechende Beiträge sollten uns häufiger zugehen als früher. Dabei ist allerdings nicht an einfache Beschreibung ausgeführter Konstruktionen gedacht, sondern an fruchtbare kritische Gegenüberstellungen verschiedener Konstruktionsmöglichkeiten und die Begründung der besten Lösungen. Hier auf konstruktivem Gebiet wird offenbar durch die Gewohnheit, die gern mit Erfahrung verwechselt wird, der Fortschritt unterbunden. Neue Wege im Konstruieren wären vor allem dann zu erwarten, wenn Ingenieure mit sehr guten theoretischen Grundlagen zu dieser eigentlichen schöpferischen Ingenieurleistung (ohne die der beste Mathematiker der beste Ingenieur wäre) in stärkerem Maße als bisher herangezogen würden. Es gibt sicher Konstruktionsregeln, die verbessert werden könnten, obwohl sie sich bewährt haben. Um hier eigene und neue Wege zu beschreiten, bedarf es aber weitgehender Beherrschung der theoretischen Grundlagen unseres Fachgebietes.

Aber auch ein anderes Einzelgebiet verdient stärkere Förderung als bisher: die Werkstoffmechanik. Die inzwischen überwundenen und auch für die Stahlerzeugung wesentlich gewordenen Rückschläge bei der Anwendung der Schweißtechnik im Stahlbau lehren eindringlich, wie notwendig es ist, daß der Stahlbauingenieur — und zwar nicht nur der Betriebsingenieur — über seinen Werkstoff mehr weiß, als dies bei der üblichen „Bemessung auf zulässige Spannung“ nötig ist. Über ihre große praktische Bedeutung hinaus hat die Schweißtechnik für die Vertiefung unserer werkstoffmechanischen Kenntnisse und auch für die Stahlherstellung wichtige Schrittmacherdienste geleistet. So wie der Stahlbau vermöge seiner Schlüsselstellung schon einmal in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts berufen war, den Übergang vom Schweißbeisen zum Flußeisen entscheidend zu fördern, so hat er auch in jüngster Zeit die Stahlherstellung wieder maßgebend befruchtet. Diese Wege sind durch die Forderung eines alterungsunempfindlichen Stahles mit hoher Trennbruchfestigkeit¹⁾ für geschweißte, eigenspannungsbehaftete Stahlkonstruktionen gekennzeichnet. Hier wird es vor allem darauf ankommen, die Baustähle so zu differenzieren, daß ihre Zuordnung zu den jeweiligen Anforderungen unter Wahrung der Sicherheit, aber auch der Wirtschaftlichkeit klargestellt ist.

In erhöhtem Maße werden uns diese neuen Erfahrungen dort zugute kommen, wo wir besonders sparsam mit dem Werkstoff Stahl umzugehen haben, nämlich im Stahlleichtbau. Auf diesem Gebiet bereiten sich, ähnlich wie beim vorgespannten Stahlbeton, neue Entwicklungen vor, von denen auch in Kürze im „Stahlbau“ die Rede sein wird. Stets sollte man sich aber hierbei bewußt sein, daß um so schärfer gerechnet, um so sorgfältiger konstruiert und um so kritischer der werkstoffliche Widerstand beurteilt werden muß, je weniger Stahl verwendet wird. Naturgemäß spielen dann auch Korrosionsfragen, die nicht selten am besten durch konstruktive Maßnahmen zu lösen sind, eine übergeordnete Rolle. Auf diesem verhältnismäßig jungen Anwendungsgebiet des Stahlbaues ist der Erfahrungsaustausch in den nächsten Jahren besonders wichtig, so daß Beiträge dieser Art sehr erwünscht sind.

Der Versuchsforschung, die vom „Deutschen Ausschuss für Stahlbau“ betreut wird, erwachsen eine Reihe neuer Aufgaben. Über die laufenden Arbeiten dieses Gremiums soll auch berichtet werden. Diesem wichtigen Zweig des Stahlbaues wäre an dieser Stelle zu wünschen, daß er bald eine Reihe von Lücken in unseren Grundlagen schließt. Wir haben verhältnismäßig wenig Versuche, denen nach Art des Physikers theoretische Untersuchungen vorangegangen sind, so daß sich die Natur wirklich genötigt sieht, eindeutige Antworten zu geben. Einem solchen „Aufbau durch sinnvolle Zerstörung“ wollen wir unsere besondere Aufmerksamkeit widmen.

Besonders wertvolle Erfahrungen liefern Schadensfälle, die nachweislich unserem Fachgebiet jeweils die erfolgversprechende Entwicklungsrichtung gegeben haben. Es ist einerseits verständlich, daß über diese Erfahrungen nicht gern berichtet wird. Andererseits

waren die lehrreichen Schadensfälle aber doch immer so beschaffen, daß derjenige, der nicht von ihnen betroffen wurde, höchstens von Glück, jedoch nicht von Verdienst sprechen konnte.

Auch Ergebnisse aus der meist von den Behörden durchgeführten Überwachung unserer Bauwerke sollen dem Ingenieur und Statiker, der von dem Schicksal seiner Bauwerke meist kaum noch etwas hört, durch den „Stahlbau“ vermittelt werden.

Aufsätze über den Bau bedeutender und interessanter Bauwerke des In- und Auslandes, deren Entstehung vom Entwurf bis zur Fertigstellung darin dokumentarisch festgehalten ist, bilden von jeher eine wesentliche Bereicherung unseres Fachschrifttums. Aber auch in diesen Fällen wäre eine Beschränkung auf die Mitteilung der wichtigsten, von der üblichen Bauweise abweichenden Einzelheiten sehr zu begrüßen. Die Abfassung eines solchen Aufsatzes ist erfahrungsgemäß schwierig, aber dafür wird er auch mehr gelesen werden. Man muß sich stets vor Augen halten, daß der zur Verfügung stehende Veröffentlichungsraum gegenüber früher bei weitem nicht in demselben Maße gewachsen ist wie die Anzahl und der Umfang der Fragen, die für den neuzeitlichen Stahlbau behandelt werden müssen.

Die „anerkannten Regeln der Baukunst“ finden ihren Niederschlag in den Vorschriften, die meist als DIN-Blätter herausgegeben werden. Dieses an Umfang und Bedeutung stark angewachsene Gebiet der Vorschriftenbearbeitung auferlegt der fachlichen Öffentlichkeit die Pflicht der Mitarbeit, und zwar unabhängig davon, daß man verschiedener Meinung über die Zweckmäßigkeit und Richtigkeit der Intensivierung unserer Vorschriftenbearbeitung sein kann. Auf alle Fälle zwingen Beratungen und kritische Stellungnahmen zu Vorschriften-Entwürfen zur Rechenschaft über den Entwicklungsstand der Grundlagen unseres Fachgebietes. Eine solche Bilanz ist unter allen Umständen fruchtbar und rechtfertigt die aufgewandte Mühe der Kollegen, ganz abgesehen von dem übergeordneten Wert der Vorschriften für die Gewährleistung der Sicherheit unserer Tragwerke. Auch für das Exportgeschäft, das im Stahlbau anteilmäßig eine größere Bedeutung hat als in anderen Sparten des Bauwesens, ist das Niveau der Vorschriften des Erzeugerlandes eine gute Empfehlung. Der Zeitschrift „Der Stahlbau“ erwächst hier eine besondere Mission als Sendbote Deutschlands auf einem Fachgebiet, wo wir nicht die schlechtesten Erfolgsaussichten haben.

Es ist gewiß keine Unterschätzung der herstellungstechnischen, betrieblichen und montagetechnischen Fragen, wenn erst jetzt betont wird, welch großer Wert auch auf die Mitarbeit der einschlägigen Ingenieure dieser Einzelgebiete gelegt wird. Vielmehr wissen wir um die bedeutsamen Änderungen und großen Fortschritte, die in den Werken und auf den Baustellen erzielt worden sind. Erinnerung sei nur an die automatischen Schweißverfahren, die zunehmende Kaltbearbeitung von Blechen mit ihrer starken Abhängigkeit von der Erzeugungsart des verwendeten Stahles. Erhebliche Bauzeitverkürzungen und rüstungsfreie Montagen stählerner Brücken sind das Ergebnis neuer Montagemittel, unter denen die leistungsfähigen Schwimmkräne besondere Beachtung verdienen.

Unserem Ingenieurnachwuchs, dem wir so viel schuldig sind, möge die Zeitschrift „Der Stahlbau“ ein Ansporn zur Mitarbeit an der Förderung unseres schönen Fachgebietes sein. Manche große Leistung ist solchen Ingenieuren zu danken, die sich über die eigentliche Brotarbeit hinaus ihre Begeisterungsfähigkeit für die Fortschritte und Erfolge der Stahlbauweise zu erhalten wußten. An der Ausschöpfung dieses ethischen Wertes unserer Zeitschrift mitzuarbeiten, soll uns eine besondere Freude sein. In diesem Sinne möchten wir auch gern ab und zu das Blickfeld der Fachkollegen durch Veröffentlichung von Aufsätzen erweitern, die nicht unmittelbar mit dem Stahlbau zu tun haben, aber aus der Enge fachlicher Perspektiven herausführen auf Ebenen, die von schicksalhafter Bedeutung für uns alle sein können. Hoffentlich ermöglicht der karg bemessene Veröffentlichungsraum auch die Verwirklichung dieser Absicht.

Zur Erfüllung dieses umfassenden Programms, wozu Jahre erforderlich sind und das sich nie erschöpft, ist die Mitarbeit aller erwünscht, die sich berufen fühlen, der Fachwelt etwas zu sagen. Dann wird dem neuen Entwicklungsabschnitt der Zeitschrift „Der Stahlbau“ zum Vorteil der Baubeflissenen und darüber hinaus unserer ganzen deutschen Wirtschaft der Erfolg beschieden sein, an dem uns allen gelegen ist.

Es mag ein gutes Zeichen sein, daß das Wiedererscheinen des „Stahlbau“ gerade mit der Hundertjahrfeier des Verlages Wilhelm Ernst & Sohn zusammenfällt. Was der

„Stahlbau“ dazu beitragen kann, das Ansehen dieses um die Förderung des Bauwesens hochverdienten Verlages zu festigen, wird nach besten Kräften geschehen.

Eine neue Hängebrückenform.

Von Dr.-Ing. Felix Cichocki, Graz.

Einleitung.

Hängebrücken gehören zu den ältesten uns bekannten Ingenieurbauwerken. Die in den letzten Dezennien hauptsächlich in Amerika gebauten Brücken haben die Erfahrungen der Ingenieure weiter ergänzt und eine Reihe neuer Gesichtspunkte in den Vordergrund gerückt. Es sei nur auf die dynamische Untersuchung von Brücken großer Spannweite insbesondere bei Horizontalkräften verwiesen.

Aber nicht nur der Gesamtentwurf, auch die konstruktive Gestaltung von Einzelteilen stellen den Ingenieur vor immer neue und reizvolle Aufgaben. Trotz der zahlreichen Ausführungen sind Form und Ausführung einzelner Bauteile noch keineswegs abgeklärt und befriedigend gelöst. So ist die Befestigung der Hänger am Kabel durch die Schellen — eine im Brückenbau außerordentlich selten anzutreffende Reibungsverbindung — noch nicht so, daß sie der im übrigen Bauwerk vorhandenen Sicherheit voll entspricht. Insbesondere ist die Sicherheit der Reibungsverbindung bei stark wechselnder Verkehrslast keinesfalls ausreichend, und es fehlt nicht an Vorschlägen, die Festigkeit der Reibungsschelle zu erhöhen¹⁾.

Diese Frage führte den Verfasser dieses Aufsatzes dazu, das Problem von einer anderen Seite her zu betrachten. Bei der nunmehr in der Gestaltung zu einem gewissen Abschluß gelangten äußeren Form der Hängebrücke sind die Hänger lotrecht angeordnet. Die Form des Kabels ist durch die bei Großbrücken überwiegende ständige Last bestimmt und wird entsprechend einer durch die lotrechten Hänger übertragenen, gleichmäßig verteilten Vollast als Parabel angenommen. In den Verbindungselementen zwischen Hänger und Kabel — den Schellen — wirken Kräfte, welche die Schellen am Kabel zu verschieben trachten. Es wird gezeigt, daß sich eine Kabelform angeben läßt, bei der die Hänger jeweils den Knickwinkel am Anschlußpunkt an das Kabel halbieren (Abb. 1). Auf die Schellen

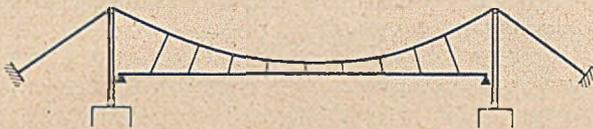


Abb. 1.

wirken dann bei Vernachlässigung des geringen Einflusses der Formänderung keine Kräfte ein, welche ein Verschieben der Schellen hervorrufen könnten.

Für die Bemessung des Kabels und der Hänger ist die ständige Last und volle Verkehrslast maßgebend, wobei bei Großbrücken die ständige Last stark überwiegt. Es ist daher die Form des Kabels nach der für Vollast günstigsten Linie zu wählen. Die hier vorgeschlagene Form würde sich hierzu eignen und besitzt die Eigenheit, daß die Seilkraft über die ganze Länge konstant ist. Sie wird deshalb im weiteren als Gleichkraft-Polygon bezeichnet.

Die Differentialgleichung.

Eine Differentialgleichung für das Gleichkraft-Polygon läßt sich aufstellen, jedoch ist infolge des verwickelten Baues der Gleichung die exakte Lösung wahrscheinlich nicht möglich.

Wie üblich, wird bei der Ableitung vorausgesetzt, daß die Hänger so dicht liegen, daß ihre Wirkung einer verteilten Belastung gleichgesetzt werden kann. Eigengewicht und Nutzlast seien über die Öffnung gleichmäßig verteilt und gleich q . Nach Abb. 2 habe die Seilcurve des Kabels an der Stelle x und y , welches die Koordinaten in einem Achsensystem sind, das durch die Mitte der Öffnung in der Höhe des Versteifungsträgers bzw. des Lastangriffes gelegt ist, die Krümmung $\frac{1}{\rho}$ und die Seilspannung S . Dieser Punkt ist mit einem

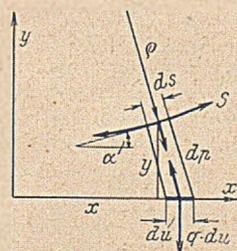


Abb. 2.

Element des Versteifungsträgers durch den Hänger verbunden, welcher die Kraft dP überträgt.

Es ist

$$dP = \frac{S}{\rho} \cdot ds = S \cdot \frac{y''}{(1+y'^2)^{3/2}} \cdot ds \dots (1)$$

Vom Versteifungsträger her wirkt die Last

$$dP = \frac{q \cdot du}{\cos \alpha} = q \cdot du \sqrt{1+y'^2} \dots (2)$$

zwischen ds und du besteht die Beziehung

$$du = ds \cdot \frac{1 + \frac{y}{\cos \alpha}}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{\cos \alpha} \quad \text{oder}$$

$$\frac{du}{ds} = \frac{1 + \frac{y}{\cos \alpha}}{\cos \alpha} = \frac{1 + y \sqrt{1+y'^2} \cdot \frac{y''}{(1+y'^2)^{3/2}}}{1} = \frac{\sqrt{1+y'^2}}{1 + y'^2 + y \cdot y''} \dots (3)$$

Aus der Gleichsetzung von (1) und (2) ergibt sich unter Einbeziehung von (3)

$$y'' = \frac{q(1+y'^2)^{3/2}}{S - q \cdot y \cdot (1+y'^2)^{3/2}} \dots (4)$$

Die Lösung dieser Gleichung, welche näherungsweise etwa durch die Annahme einer Reihe möglich wäre, wird nicht weiter verfolgt, da ein Seilpolygon bei Annahme von Einzellasten schrittweise errechnet werden kann.

Das Seilpolygon.

Wir gehen bei der Betrachtung von der Mitte einer symmetrischen Öffnung aus und nehmen an, daß sich an dieser Stelle ein Hänger befindet.

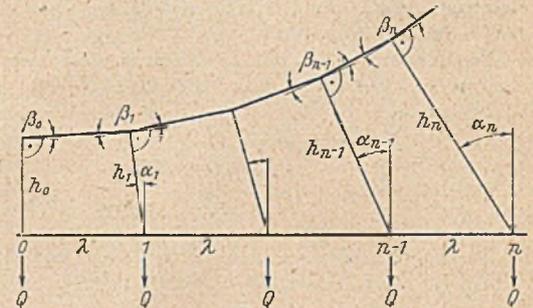


Abb. 3.

Nach Abb. 3 greifen in der Höhe des Versteifungsträgers Kräfte Q im Abstand λ an und sind mit den entsprechenden Punkten des Seileckes durch die Hänger verbunden. Der Knickwinkel im Seileck sei $2\beta_n$ und wird durch die Hänger halbiert. Die Neigung eines Hängers gegen die Lotrechte wird mit α_n bezeichnet. Die Seilkraft sei S .

Aus der Betrachtung der Winkelsumme in einem aus Hänger, Seilstrahl und Grundlinie gebildeten Viereck ergibt sich im Feld 0—1: $R + \beta_0 + R + \beta_1 + R - \alpha_1 + R = 4R$

oder $\dots \alpha_1 - \beta_1 = \beta_0$
allgemein $\dots \alpha_n - \beta_n = \alpha_{n-1} + \beta_{n-1} \dots (5)$

Das Gleichgewicht in einem Seileckpunkt ergibt

$$2S \cdot \sin \beta_n = \frac{Q}{\cos \alpha_n} \quad \text{oder} \quad \cos \alpha_n \cdot \sin \beta_n = \frac{Q}{2S} \dots (6)$$

Aus (5) ist

$$\sin(\alpha_n - \beta_n) = \sin \alpha_n \cdot \cos \beta_n - \cos \alpha_n \cdot \sin \beta_n = \sin(\alpha_{n-1} + \beta_{n-1})$$

und aus (6) $2 \cdot \cos \alpha_n \cdot \sin \beta_n = \frac{Q}{S}$,

daher

$$\sin \alpha_n \cdot \cos \beta_n + \cos \alpha_n \cdot \sin \beta_n = \sin(\alpha_n + \beta_n) = \sin(\alpha_{n-1} + \beta_{n-1}) + \frac{Q}{S} \dots (7)$$

¹⁾ Witt u. Cichocki, Das Wandern der Schellen. Stahlbau 16 (1943), Heft 10/11, S. 39/41.

Für den Punkt 0 ist $\alpha_0 = 0$ also $\sin \beta_0 = \frac{Q}{2S}$,
damit errechnet sich $\sin(\alpha_1 + \beta_1) = \frac{Q}{2S} + \frac{Q}{S} = \frac{3Q}{2S}$
 $\sin(\alpha_2 + \beta_2) = \frac{5Q}{2S}$ usw.

Mit (7) und (5) können bei gegebenem Q und S sämtliche Winkel rekursiv errechnet werden.
Die Punkte der Seilkurve ergeben sich danach bei gegebener Feldweite λ und Länge des mittleren Hängers h_0 nach Abb. 4 mit

$$\left. \begin{aligned} h_n &= h_{n-1} \cdot \frac{\cos \beta_{n-1}}{\cos \beta_n} + \lambda \cdot \frac{\sin(\alpha_{n-1} + \beta_{n-1})}{\cos \beta_n} \\ x_n &= n \cdot \lambda - h_n \cdot \sin \alpha_n; \quad y_n = h_n \cdot \cos \alpha_n \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

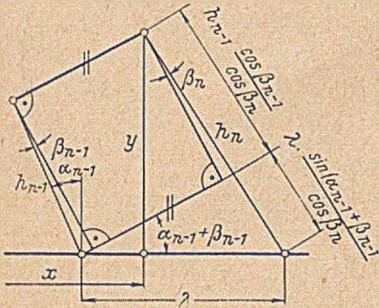


Abb. 4.

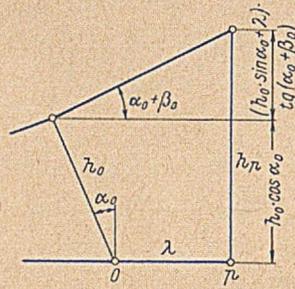


Abb. 5.

Für die Höhe des Seileckes am Pylon ergibt sich nach Abb. 5

$$h_p = h_0 \cdot \cos \alpha_0 + (h_0 \cdot \sin \alpha_0 + \lambda) \cdot \operatorname{tg}(\alpha_0 + \beta_0).$$

Beispiel und Vergleich mit der Parabelform.

In einem Beispiel wird die Kabelform als Gleichkraft-Polygon für die symmetrische Mittelöffnung einer Hängebrücke von 300 m Stützweite errechnet und mit der Parabelform verglichen. Gewicht und Seilkraft entsprechen etwa der in den Jahren 1927 bis 1929 erbauten Rheinbrücke bei Köln-Mühlheim, welche eine Mittelstützweite von 315 m hatte.

Die Teilung wird mit $\lambda = 15$ m angenommen, so daß für das Seilpolygon 10 Punkte zu errechnen sind.

Ferner sei

$$\begin{aligned} q &= 19,5 \text{ t/m}; \quad Q = 15 \cdot 19,5 = 292,5 \text{ t} \\ S &= 6500 \text{ t} \\ \frac{Q}{S} &= 0,04500. \end{aligned}$$

Das Ergebnis der Rechnung ist in Tafel 1 und 2 zusammengestellt, wobei für die Länge des mittleren Hängers $h_0 = 3,0$ m angenommen

Tafel 2.

Punkt	h_n	$h_{n-1} \cdot \frac{\cos \beta_{n-1}}{\cos \beta_n}$	$h_{n-1} \cdot \frac{\sin(\alpha_{n-1} + \beta_{n-1})}{\cos \beta_n}$	$h_n \cdot \sin \alpha_n$	$x_n = n \cdot \lambda - h_n \cdot \sin \alpha_n$	$y_n = h_n \cdot \cos \alpha_n$
0	3,000			0,000	0,000	3,000
1	3,338	3,000	0,338	0,150	14,850	3,334
2	4,350	3,338	1,012	0,392	29,608	4,333
3	6,038	4,350	1,688	0,815	44,185	5,982
4	8,401	6,038	2,363	1,513	58,487	8,264
5	11,440	8,401	3,039	2,575	72,425	11,146
6	15,153	11,440	3,713	4,093	85,907	14,590
7	19,542	15,153	4,389	6,157	98,843	18,546
8	24,607	19,543	5,064	8,861	111,139	22,955
9	30,346	24,607	5,739	12,294	122,706	27,744

wurde. Bemerkte sei, daß die Form des Seileckes zwar von der Länge h_0 beeinflusst wird, der Einfluß jedoch, da h_0 an sich gegenüber den anderen Bauwerksabmessungen klein ist, nicht bedeutend ist.

Die Höhe der Kabelachse am Pylon errechnet sich zu
 $h_p = h_q \cdot \cos \alpha_q + (h_q \cdot \sin \alpha_q + 15,00) \cdot \operatorname{tg}(\alpha_q + \beta_q) = 27,744 + 27,294 \cdot 0,47289 = 40,651$ m.

Das Ergebnis der Rechnung ist in Abb. 6 dargestellt.

Bei Annahme einer Parabel als Seilkurve werden als Kennwerte beim Entwurf das Pfeilverhältnis $\mu = \frac{f}{l}$ und der Horizontalzug H sowie die größte Seilkraft $\max S$, welche an der steilsten Stelle des

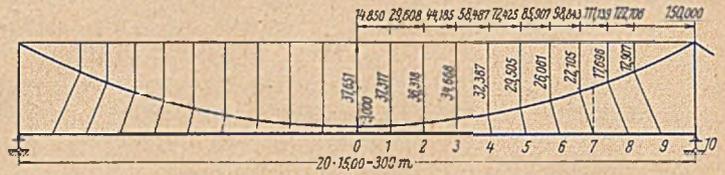


Abb. 6.

Kabels auftritt, von grundlegender Bedeutung sein. Bekanntlich ist bei gleichmäßig verteilter Last q der Horizontalzug $H = \frac{q \cdot l^2}{8f}$ oder, wenn $Q = q \cdot l$ die Gesamtlast der Öffnung bezeichnet,

$$H = Q \cdot \frac{l}{8f} = Q \cdot \frac{1}{8\mu}$$

und der Verhältniszwert

$$\alpha = \frac{H}{Q} = \frac{1}{8\mu}$$

Das Verhältnis der größten Seilkraft zur Gesamtlast ergibt sich aus

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{4f}{l} = 4\mu; \quad \frac{1}{\cos \alpha} = \sqrt{1 + 16\mu^2}$$

$$\max S = Q \cdot \frac{1}{8\mu} \sqrt{1 + 16\mu^2} \quad \text{und} \quad \beta = \frac{\max S}{Q} = \frac{\sqrt{1 + 16\mu^2}}{8\mu}$$

Tafel 1.

Punkt	$\sin(\alpha_n + \beta_n)$	$\alpha_n + \beta_n$	$\alpha_n - \beta_n$	α_n	β_n
0	0,022 50	1 17 22		0 0 0	1 17 22
1	0,067 50	3 52 13	1 17 22	2 34 47,5	1 17 25,5
2	0,112 50	6 27 34	3 52 13	5 9 53,5	1 17 40,5
3	0,157 50	9 3 43	6 27 34	7 45 38,5	1 18 4,5
4	0,202 50	11 41 0	9 3 43	10 22 21,5	1 18 38,5
5	0,247 50	14 19 47	11 41 0	13 0 23,5	1 19 23,5
6	0,292 50	17 0 28	14 19 47	15 40 7,5	1 20 20,5
7	0,337 50	19 43 27	17 0 28	18 21 57,5	1 21 29,5
8	0,382 50	22 29 19	19 43 27	21 6 23	1 22 56
9	0,427 50	25 18 33	22 29 19	23 53 56	1 24 37

Die Werte μ , α u. β ergeben sich für das errechnete Gleichkraft-Polygon zu

$$\mu = \frac{37,651}{300} = 0,1255 \quad \beta = \frac{6500}{20 \cdot 292,5} = 1,1111,$$

der Wert α für das Feld neben der Pylone

$$\alpha = \frac{6500 \cdot \cos 25^\circ 18' 33''}{20 \cdot 292,5} = 1,0045.$$

Für eine Parabel mit dem gleichen $\mu = 0,1255$ ergeben sich die Werte $\alpha = 0,9960$ und $\beta = 1,1145$.

Der Vergleich zeigt, daß die Seilkraft beim Gleichkraft-Polygon nahezu gleich der größten Seilkraft für eine Parabel mit dem gleichen Pfeilverhältnis ist, während der Wert der Horizontalkraft, welche für die Verankerung maßgebend ist, bei der Parabel um etwa 1% kleiner ist.

Aus dem errechneten Gleichkraft-Polygon kann man die Werte μ , α und β auch für andere Pfeilverhältnisse ermitteln, indem man die Stützweite verändert, wie es in Abb. 6 für die Stützweite von 210 m angedeutet ist. Das Ergebnis ist in Tafel 3 den entsprechen-

Tafel 3.

Stützweite m	μ	Gleichkraft-Polygon		Parabel	
		α	β	α	β
300	0,1255	1,0045	1,1111	0,9960	1,1145
270	0,1105	1,1407	1,2346	1,1313	1,2368
240	0,09638	1,3074	1,3889	1,2969	1,3900
210	0,08300	1,5179	1,5873	1,5060	1,5868

den Werten für die Parabel gleichen Pfeilverhältnisses gegenübergestellt. Man sieht, daß die Ergebnisse für alle praktisch vorkommenden Pfeilverhältnisse sich von den eingangs gefundenen fast nicht unterscheiden.

Die Werte der Tafel 3 sind beim Gleichkraft-Polygon vom Wert h_0 abhängig, welcher in diesem Falle für alle Pfeilverhältnisse 3,00 m beträgt. Vergleichsweise wurde das Gleichkraft-Polygon — bei im übrigen gleichen Annahmen — auch für den Wert $h_0 = 0$ durchgerechnet. Es ergab sich ein Pfeilverhältnis $\mu' = 0,1242$, also um etwas geringer als bei $h_0 = 3,0$ m. In diesem Falle würde die maximale Seilkraft S der Parabel mit gleichem μ' um ein Geringes größer sein als beim Gleichkraft-Polygon.

Schlußbetrachtung.

Zum Abschluß soll versucht werden, Vor- und Nachteile der behandelten Hängebrückenform aufzuzeigen. Ferner werden einige noch zu behandelnde Fragen kurz berührt.

Als Vorteil ist zu werten, daß sämtliche Schellen gleich ausgebildet werden können, da die Hänger immer rechtwinkelig zur Schellenachse angreifen, und daß eine feste Verbindung von Schelle und Kabel nicht erforderlich ist. Dies bringt eine erhebliche Ersparnis an teurem Stahlguß, aus dem die Schellen zumeist hergestellt werden. Weiter bringt es die vorgeschlagene Anordnung mit sich, daß die erste Schelle neben dem Kabelsattellager an der Pylone erheblich weiter vom Sattellager entfernt ist als bei der Anordnung lotrechter Hänger. Dies hat eine wesentliche Verringerung der Dauerbiegspannungen im Kabel zur Folge, welchen besonders bei stark wechselnder Verkehrslast erhöhte Aufmerksamkeit zuzuwenden ist. Ferner kann als Vorteil angesehen werden, daß die Kraft im Kabel über die ganze Öffnung konstant ist, also keine unausgenützten Stellen vorhanden sind wie bei der Parabelform. Da die Seilkraft nicht größer, sondern unter Umständen sogar etwas geringer ist als bei der Parabel, ergibt sich auch eine geringe Ersparnis an Seilquerschnitt.

Dem steht gegenüber, daß die Hänger ungleich belastet sind, wobei die längsten Hänger bis zu 9% größere Kräfte aufzunehmen haben als die Hänger in Brückenmitte. Dies ist jedoch nicht von besonderer Bedeutung, da die Hänger, falls sie aus Seilen bestehen, aus architektonischen Gründen stärker ausgeführt sind als notwendig. Auch ist ein Überschuß an Sicherheit in den Hängern erwünscht mit Rücksicht darauf, daß das Reißen von wenigen nebeneinanderliegenden Hängern den Einsturz der Brücke zur Folge hat. Im Falle reichlicher Sicherheit ist es aber unbedenklich, die längeren Hänger mit einer um wenige Prozente größeren Kraft zu belasten.

Als Nachteil ist der durch die schrägen Hänger in den Versteifungsträger übertragene Druck anzusehen. Ein Ausknicken ist zwar nicht zu befürchten. In horizontaler Richtung werden die Brücken genügend steif auszubilden sein, und in vertikaler Richtung ist ein Ausknicken aus den gleichen Gründen wie bei den in sich verankerten Hängebrücken nicht zu befürchten. Immerhin werden die Längskräfte einen zusätzlichen Baustoffbedarf erfordern, der zu vertreten ist, wenn starke Versteifungsträger erwünscht sind und gleich-

zeitig eine sichere Befestigung der Schellen gefordert wird; also etwa im Falle sehr stark wechselnder Verkehrslast, wie sie auftritt, wenn Zugverkehr über die Brücke geleitet werden soll.

Die Frage der architektonischen Wirkung der in der Längsrichtung der Brücke geneigten Hänger kann nicht ohne weiteres entschieden werden. Das Auge ist an gewisse herkömmliche Brückenbilder gewöhnt und wird jede neue Form zunächst kritisch aufnehmen. Wie weit schräge Hänger das Gesamtbild architektonisch beeinflussen, kann wohl nur an eingehenderen Studien geklärt werden. Im übrigen sind die Hänger in ihren Abmessungen gegenüber Kabel und Brückenfahrbahn samt Versteifungsträger meist so dünn, daß sie schon aus geringer Entfernung nicht mehr deutlich in Erscheinung treten. Auch kann es Fälle geben, wo die Architektur hinter den Erfordernissen des Ingenieurs zurückstehen muß, man denke etwa an Brückengeräte. In diesem Falle könnte eine einfache Befestigung der Hänger am Kabel ausschlaggebend sein.

Im vorliegenden Aufsatz wurde nur die Wahl einer Form für das Kabel behandelt. Zur statischen Berechnung einer Hängebrücke dieser Form kann gesagt werden, daß sie sich, soweit es sich um die Näherungstheorie — ohne Berücksichtigung der Verformung — handelt, in der Anlage und den Ergebnissen von denen der üblichen Hängebrückenform nicht wesentlich unterscheiden wird. Anders ist es bei Berücksichtigung der Verformung. Alle bekannten, auf der Melan'schen Theorie aufbauenden Berechnungsarten vernachlässigen die Horizontalverschiebungen der Kabelpunkte. Die Ansätze für die zusätzliche Berücksichtigung der Horizontalverschiebung der Kabelpunkte sind von Stüssi und Amstutz sowie Klöppel und Lie aufgestellt worden²⁾. Die Lösung war nur auf dem Wege der Iteration möglich und zeigte, daß für die praktische Bemessung die Berücksichtigung der Horizontalverschiebungen belanglos ist und die Momente und Durchbiegungen um ein geringes kleiner werden. Es ist jedoch zu erwarten, daß bei nicht lotrechten Hängern die Horizontalverschiebungen der Kabelpunkte von erheblichem Einfluß sind, so daß die Berechnung auf größere Schwierigkeiten stoßen wird. Hier könnte die Modellmessung wertvolle Dienste leisten, um grundsätzliche Fragen zu klären, ehe an den Aufbau eines Berechnungsverfahrens geschritten wird.

Eine weitere Frage wäre die des Entwurfes. Während bei der Parabel meist vom Pfeilverhältnis ausgegangen und für den Kabelstich in Brückenmitte ein möglichst ganzzahliger Wert gewählt wird, geht die Entwicklung des Gleichkraft-Polygons vom Verhältnis $\frac{Q}{S}$ aus, und der Kabelstich ergibt sich daraus als eine berechnete Größe. Es besteht für den entwerfenden Ingenieur jedoch keine Schwierigkeit, sobald das Maß h_0 festgelegt ist, ein Gleichkraft-Polygon mit möglichst engen Intervallen zu rechnen und dann wie bei der Berechnung der Tafel 3 das $\frac{Q}{S}$ mit dem gewünschten Pfeilverhältnis in Übereinstimmung zu bringen. Für den Fall einer dreifeldrigen Hängebrücke mit in den Seitenöffnungen aufgehängtem Versteifungsträger sind besondere Überlegungen notwendig, wenn auch die Seitenöffnung an einem Gleichkraft-Polygon aufgehängt werden soll. Am Kabelsattel ist die Forderung gleicher Horizontalkomponenten der Kabelkraft zu erfüllen, wenn die Pendelpylonen lotrecht stehen sollen oder die Pylonenlager horizontal verschieblich sind. Da anderseits auch der Fußpunkt des Kabels am Umlenklager im Widerlager festgelegt ist, ist für die Seitenöffnung mit einem veränderten Verhältnis $\frac{Q}{S}$ zu rechnen. Auch bei ausgeführten Hängebrücken ist in den Seitenöffnungen der Kabelquerschnitt durch zugelegte Seile, welche im Kabelsattellager enden, einer veränderten Seilkraft angepaßt worden. Dies ist ohne weiteres durchführbar und müßte auch beim Gleichkraft-Polygon ausgeführt werden.

Damit seien die Betrachtungen abgeschlossen. Die zuletzt gestreiften Punkte zeigen, daß mit der Änderung der Kabelform der Hängebrücke eine Reihe interessanter Fragen zu klären sind. Der Verfasser hofft, insbesondere auf die statische Berechnung des Systems unter Berücksichtigung der Verformung noch zurückkommen zu können.

²⁾ Stüssi u. Amstutz, Verbesserte Formänderungstheorie verankerter Hängebrücken. Schweiz. Bauztg. 1940, Bd. 116. — Forschungshefte auf dem Gebiete des Stahlbaues, Nr. 5. Klöppel u. Lie, I. Nebeneinflüsse bei der Berechnung von Hängebrücken, II. Modellversuche. Berlin 1942, Springer-Verlag.

Der Neubau der Eisenbahnbrücke über die Werra bei Oberrieden in der Strecke Bebra – Eichenberg – Göttingen.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Heinrich Griesel, Kassel.

Diese Brücke in der Hauptzuführungsstrecke zwischen den Nordseehäfen und der US-Zone wurde kurz vor Beendigung der Kampfhandlungen gesprengt und von den US-Truppen durch eine eingleisige Behelfsbrücke im Zuge des Streckengleises Eichenberg—Bebra ersetzt. Da solche Behelfsbrücken im Eisenbahnnetz große betriebliche Engpässe bildeten und einen erheblich größeren Betriebsaufwand mit entsprechenden Mehrkosten erforderten, mußten sie ungeachtet ihrer Lebensdauer von der Deutschen Reichsbahn sobald als möglich durch vollwertige neue Bauten ersetzt werden, um ihrem Streckennetz — auch in die weitere Zukunft gesehen — wieder die volle Leistungsfähigkeit zu geben¹⁾.

Die Lösung dieser Bauaufgabe bei Oberrieden wurde im Herbst 1946 begonnen und durch folgende Gegebenheiten bestimmt:

Um den alten Sandsteinviadukt (Abb. 1), der in den Jahren von 1873 bis 1876 gebaut worden ist, in der alten Form wieder herzustellen, fehlte es an den erforderlichen Fachkräften, an dem notwendigen Gerüst- und Einschalholz und Baustoffen. Außerdem waren die stehengebliebenen Stümpfe der alten Brückenpfeiler auch in ihrem Fundament durch die Sprengungen stark beschädigt und nicht mehr voll tragfähig.

Zur Vermeidung einer Betriebsunterbrechung durch den Brückenbau auf dieser Hauptzuführungsstrecke nach Süddeutschland mußte der eingleisige Betrieb über die Behelfsbrücke solange aufrechterhalten werden, bis das unterbrochene Streckengleis Bebra—Eichenberg wiederhergestellt war.

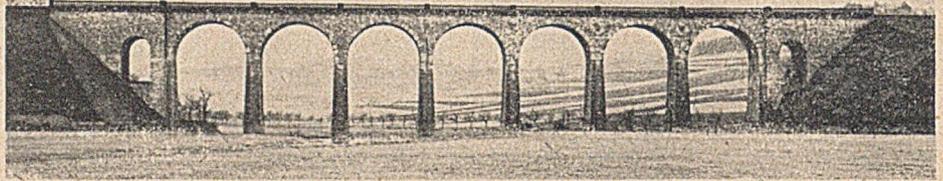


Abb. 1. Ansicht von dem alten Sandsteinviadukt, der durch Sprengung zerstört wurde.

wurde der vordere Teil des linken Widerlagers auf einer Länge von rd. 10 m bei der Brückensprengung mit weggerissen. Zur Überbrückung dieser erweiterten Öffnung mußte, um annähernd gleiche Feldweiten zu erhalten, noch ein Stahlpfeilergerüst, das auf eingerammten I-Trägern steht, hingesezt werden.

Die 4 Öffnungen der neuen Brücke (Abb. 4 a u. b) haben eine Spannweite von 27—43—43—27 m. Bei dieser Feldeinteilung, die durch die Pfeilerstellung der alten Brücke und die Hochwasserabführung mit bestimmt wurde, bleibt das Flußprofil der Werra pfeilerfrei, und dem Hochwasser und Eisgang wird durch die neue Brücke

gegenüber der engen Pfeilerstellung des alten Sandsteinviaduktes ein fast ungehinderter Ablauf gegeben. Durch die symmetrische Feldeinteilung mit den beiden größten Feldern in der Brückenmitte wird auch eine gute Einpassung der Brücke in das Landschaftsbild erreicht.

Die drei neuen Brückenpfeiler sind zwischen Stahl-Spundwandbohlen, die nach der Gründung wieder gezogen wurden, bis auf den tragfähigen Untergrund, der aus mehr oder weniger starken, plattenförmig geschichteten roten Sandsteinen besteht, herabgeführt und auf der Wasserseite durch kurze Stahl-Spundbohlen, die bis rd. 1,00 m unterhalb der Pfeilersohle eingerammt wurden, gegen Unterkolkungen gesichert.

Die Abb. 5 zeigt im Vergleich zu Abb. 2 den Umfang der Tiefbauarbeiten. Die unvermeidbare Einschnürung des Hochwasserabflusses während der Herstellung der neuen Brückenpfeiler bis zum Abbruch der Behelfsbrücke bildete eine gewisse Gefahr, insbesondere bei Eisgang.

Es wurde daher in dem Bauzeitenplan festgelegt, im ersten Baujahr die neuen Brückenpfeiler, die im Stromstrich stehen, zunächst nur bis Ufergeländehöhe hochzuführen und ihren Weiterbau nach der Hochwassergefahr im Frühjahr des zweiten Baujahres fortzusetzen, die anderen tiefbautechnischen Arbeiten jedoch ohne Verzögerung durchzuführen. Die gesamten Tiefbauarbeiten sollten so

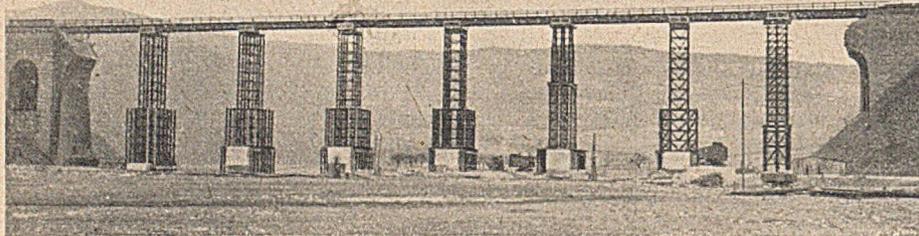


Abb. 2. Behelfsbrücke von amerikanischen Ing.-Truppen gebaut.

Aus diesen Gründen entschloß man sich, den alten Sandsteinviadukt von 140 m Länge zwischen den Widerlagern durch 2 über 5 Stützen durchlaufende Stahlfachwerksüberbauten — für jedes Streckengleis einen — zu ersetzen, die alten Widerlager für ihre Endauflagerung umzubauen und 3 neue Pfeiler zu errichten.

Der alte Sandsteinviadukt hatte 7 gleichgroße halbkreisförmige Öffnungen von je 17,20 m Spannweite und eine Höhe von 30,65 m von NW bis SO.

Die amerikanischen Ingenieurtruppen haben sich beim Bau der eingleisigen Behelfsbrücke an diese Öffnungen des alten Sandsteinviaduktes gehalten (Abb. 2). Da bei der Sprengung die Pfeiler der alten Brücke in verschiedener Höhe stehenblieben und starke Risse bis in ihre Fundamente erhielten, sind zuerst diese Stümpfe, welche das prismatische, nach oben stockwerkartig abgesetzte Pfeilergerüst der Behelfsbrücke tragen, auf gleiche Höhe — mit Ausnahme des linken Pfeilerstumpfes — aufbetoniert worden (Abb. 3). Gleichzeitig wurden an den beiden Längsseiten dieser Pfeilerstümpfe im Abstand von rd. 1,00 m I-Träger vorgerammt, um diesen Pfeilergeräten die notwendige Auflagerfläche zu geben, weil ihr unterer Teil breiter als die alten Sandsteinpfeiler war. Dadurch konnten sie standsicher aufgestellt und eine gleichmäßige Verteilung der Auflagerdrücke auf die alten, weniger tragfähig gewordenen Pfeilersockel erreicht werden. Bei den so beibehaltenen gleichen Brückenöffnungen erhielt man auch gleiche Trägerzahl und -höhen in den einzelnen Brückenfeldern für die Fahrbahn. Wie rechts auf der Abb. 2 zu ersehen ist,

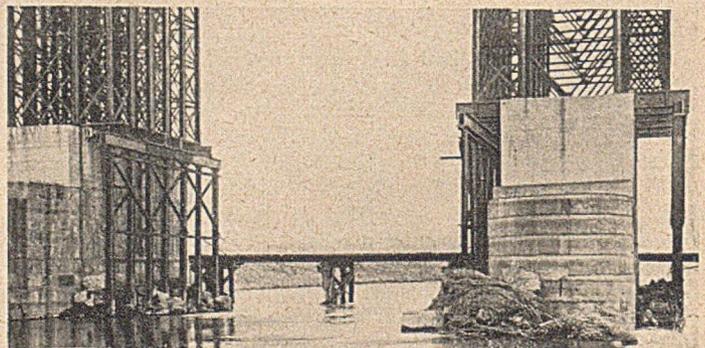


Abb. 3. Die Auflagerung der Stahlpfeiler auf den Pfeilerstümpfen der alten Brücke.

vorangebracht werden, daß gegen Ende des zweiten Baujahres der Stahlüberbau für das unterbrochene Streckengleis Bebra—Eichenberg neben der Behelfsbrücke so rechtzeitig fertiggestellt werden konnte, um über ihn beim Einbruch des kommenden Winters den Betrieb zu legen. Hiernach sollten der obere Teil der Behelfsbrücke

¹⁾ Vgl. a. E r n s t, Der Brückenbau der Bundesbahn im Jahre 1949. Bautechn. 27 (1950), Heft 4, S. 115/116.

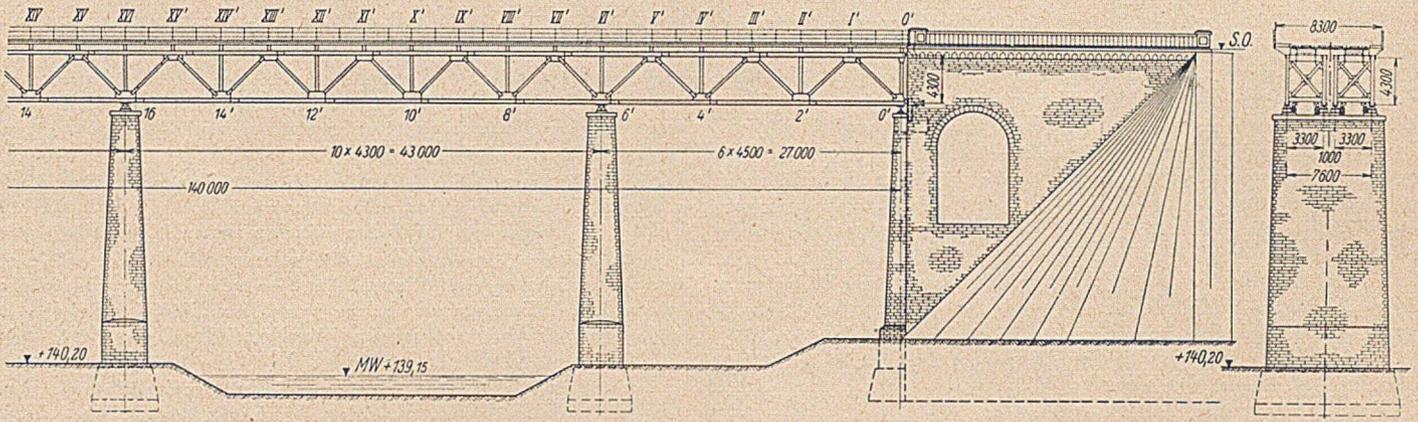


Abb. 4a. Gesamtansicht der neuen Brücke.

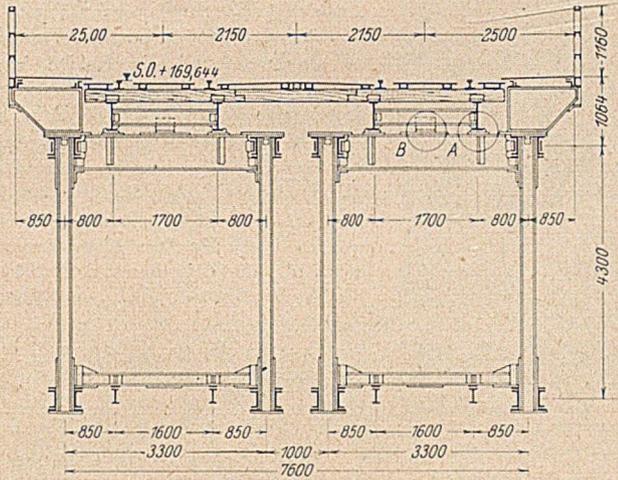


Abb. 4b. Normaler Querschnitt der neuen Brücke.

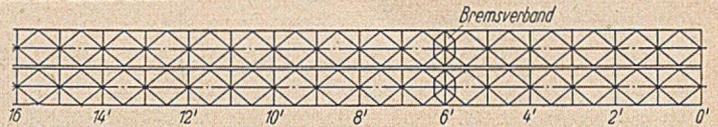


Abb. 4c. Oberer Windverband mit den Bremsverbänden.

wasser und Eisgang unter der Brücke bei rechtzeitigem Freimachen des Flußlaufes von der Eisdecke oberhalb der Brücke noch ein solcher Abfluß erhalten geblieben, daß die Gefahr der Eisstockungen vor der Brücke in engen Grenzen zu halten war. Im 2. Bauwinter wäre dann

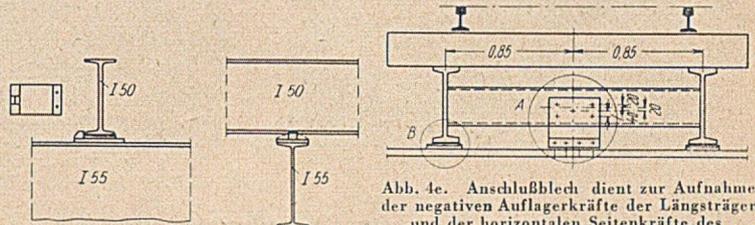


Abb. 4d. Einzelheiten der Brückenfahrbahn.

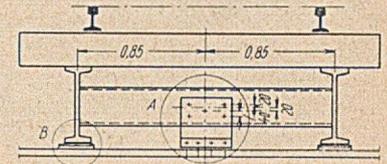


Abb. 4e. Anschlußblech dient zur Aufnahme der negativen Auflagerkräfte der Längsträger und der horizontalen Seitenkräfte des Schlingerverbandes.

abgebrochen, — um hier den Raum zum Vorbau des Stahlüberbaues für das 2. Streckengleis freizumachen — und gleichzeitig auch die im Stromstrich stehenden alten Pfeilerstümpfe beseitigt werden. Auf diese Weise wären im ersten Winter der Bauausführung dem Hoch-

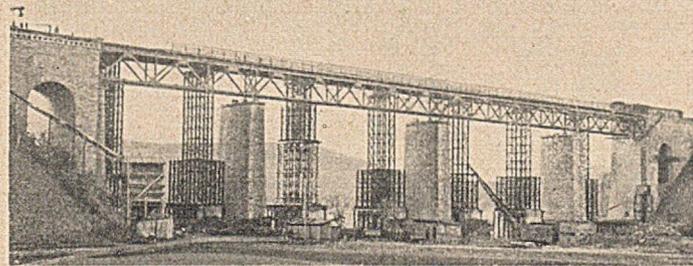


Abb. 5. Die Anordnung der massiven Pfeiler der neuen Brücke zwischen den Pfeilern der Behelfsbrücke. Der erste neue eiserne Überbau ist neben der Fahrbahn der Behelfsbrücke für die Übernahme des eingleisigen Betriebes von der Behelfsbrücke fertiggestellt.

nach Abbruch der alten Brückenpfeiler im Flußbett bereits ein größerer Abflußquerschnitt für das Hochwasser und den Eisgang freigegeben worden, als der alte Sandsteinviadukt aufwies.

Dieser Bauzeitenplan konnte bei den damaligen bekannten Schwierigkeiten, Bauvorhaben in kürzester Frist in Gang zu setzen, insbesondere wegen des Mangels an Arbeitskräften, nicht eingehalten werden. Dieses erste Bauziel verzögerte sich um rd. 1 Jahr.

Durch das Fehlen des vorderen Teiles des Widerlagers auf der Behraer Seite lag das Endauflager der Behelfsbrücke hier soweit zurück, daß dieses Widerlager und dabei auch das Auflager für die beiden Stahlüberbauten ohne weiteres herzustellen waren. Ferner konnte hier der Einbau des Bremsbockes für die Aufnahme der Bremskräfte und der Kammern zum Unterstellen der beiden Besichtigungswagen, die zur Unterhaltung der Stahlüberbauten erforderlich sind, vorgenommen werden. Anders war es bei dem Widerlager auf der Eichenberger Seite. Hier ist bei der Sprengung noch ein Stumpf des alten Brückengewölbes stehengeblieben (Abb. 9). Deshalb konnte seinerzeit das Auflager der Behelfsbrücke hier unmittelbar oben hinter dem Gewölbestumpf auf das Widerlager gelegt werden. Aus diesem Grunde war der Abbruch des Gewölbestumpfes und der erforderliche Ausbruch im anschließenden Teile des Widerlagers, um die Auflagerbänke für die beiden Stahlüberbauten

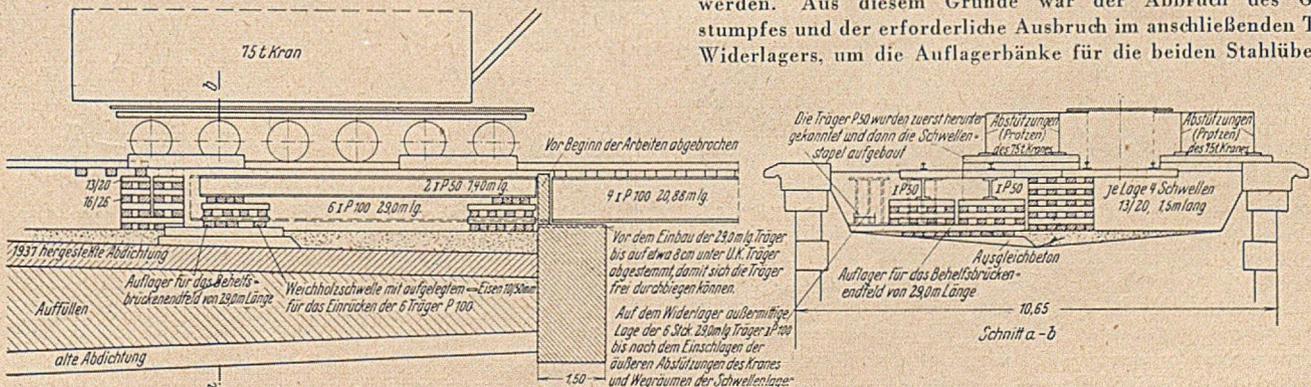


Abb. 6. Behelfsmaßnahmen und Kranstellung für die Auswechslung des Endfeldes am Eichenberger Widerlager.

einzubauen, nicht ohne Gefährdung des darüberliegenden Auflagers der Behelfsbrücke möglich. Deshalb mußte dieses Auflager zunächst zurückverlegt werden. Dieses geschah in der Weise, daß das Endfeld der Behelfsbrücke von rd. 21 m Spannweite, bestehend aus 4 Trägern IP 100, durch eine solche von 29 m Spannweite und 6 Trägern IP 100 — unter jeder Schiene 3 Träger — ausgewechselt wurde. Um bei dieser Auswechslung die Betriebspause möglichst zu verkürzen, wurden hier folgende Vorarbeiten während des Betriebes vorher ausgeführt (Abb. 6): Nach dem Abfangen des Betriebsgleises durch Schienenbündel wurde das neue Endauflager für das 29 m lange Behelfsbrückenfeld hergestellt, das Betriebsgleis auf dem Widerlager durch 2 Träger IP 50 abgefangen und das restliche Schotterbett unter dem Betriebsgleis weggenommen. Gleichzeitig erfolgte der Einbau der Schwellenaufleger für die Abstützung des Kranes, mit dem das Endfeld ausgewechselt wurde.

Beim Eintritt der Betriebspause nahm ein Vorbaukran das Betriebsgleis auf dem Widerlager und danach den restlichen Teil auf dem 21 m langen Endfeld der Behelfsbrücke auf. Abb. 7 zeigt den Vorbaukran bei ähnlichen Gleisarbeiten. Sobald das Betriebsgleis auf dem Widerlager entfernt war, wurden die oben be-

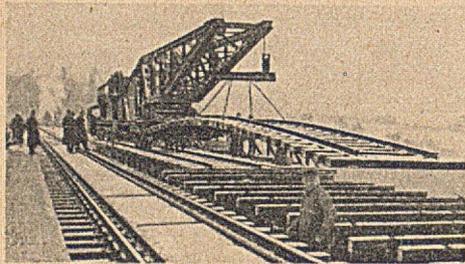


Abb. 7. Vorbaukran bei Gleisarbeiten.

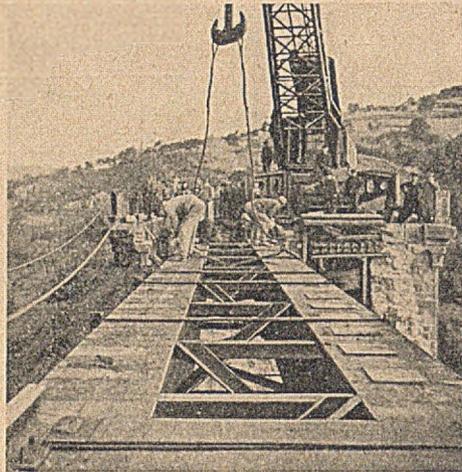


Abb. 8. Die Draufsicht auf die Fahrbahnträger des alten Endfeldes nach der Wegnahme des Betriebsgleises.

zeichneten Abgasträger mit ihren Schwellenauflagern weggeräumt und ein 75 t Kran, der die genügende Auslegerlänge für das Verlegen der 29 m langen Träger hatte, betriebsfertig gemacht. Inzwischen waren die Schweißverbindungen des auszubauenden Endfeldes auf dem Stahlpfeiler beseitigt, so daß dieses im Ganzen aufgenommen und auf einen bereitgestellten SS-Wagen zum Abtransport abgesetzt werden konnte. Abb. 8 zeigt das alte Endfeld nach Wegnahme des Betriebsgleises vor seiner Aufnahme durch den Kran.

Das neue Endfeld mit seinen 6 Fahrbahnträgern konnte wegen seines Gewichtes von rd. 60 t bei der erforderlichen Auslegerlänge nicht fertig zusammenggebaut verlegt werden. Deshalb ist es in

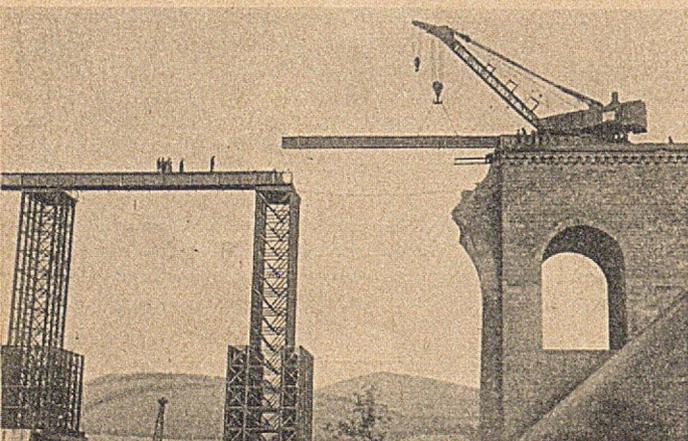


Abb. 9. Das Einlegen des ersten Trägerbündels zur Verlängerung des Endfeldes. Am Widerlager ist der stehengebliebene Gewölbestumpf zu sehen.

2 Bündeln, bestehend aus je 3 Trägern unter jeder Gleisschiene, nacheinander eingelegt worden. Abb. 9 zeigt das Einlegen des ersten Trägerbündels. Nachdem beide Trägerbündel eingelegt waren, wurden sie gegeneinander ausgesteift, verspannt und die vorher von dem Brückenvorbaukran aufgenommenen beiden Joche des Betriebsgleises wieder aufgebracht. Nach rd. 10-stündiger Betriebsunter-

brechung war die Auswechslung beendet, und die Brücke konnte nun wieder für den Verkehr freigegeben werden.

Die konstruktive Durchbildung der beiden Stahlüberbauten mit oberliegender Fahrbahn ist aus den Abb. 4a-d zu ersehen. Die Systemhöhe der Hauptträger beträgt 4,30 m und der Hauptträgerabstand 3,30 m. Auf dem alten Sandsteinviadukt betrug der Abstand der beiden Streckengleise 3,50 m; durch die beiden neuen Stahlüberbauten mußte er auf 4,30 m gebracht werden.

Die Hauptträger mit Vertikalen zwischen steigenden und fallenden Diagonalen haben eine Knotenpunktsentfernung in den Seitenöffnungen der Brücke — Querträgerabstand — von 4,50 m und in den beiden Mittelöffnungen eine solche von 4,30 m. Die Fahrbahn längsträger sind auf den Querträgern längsgleitend gelagert (Abb. 4 d). Die über den Querträgern liegenden Riegel des Schlingerverbandes sind in der Mitte durch ein eingespanntes Sattelblech mit den Querträgern verbunden (Abb. 4b u. e), um die negativen Auflagerkräfte der Fahrbahn längsträger und die Seitenstöße aus der Fahrbahn aufzunehmen und die Kräfte in die Querträger und dadurch in das Hauptsystem einzuleiten. Damit die Fahrbahn längsträger keine zusätzlichen Spannungen aus den Verformungen der Obergurte erhalten, haben sie über dem Mittelpfeiler (Punkt 16) einen scherzapfenartigen Stoß für ihre Längsbewegung erhalten. Die Gleisschwellen 22 × 22 cm liegen unmittelbar auf den Längsträgern auf.

Der obere Windverband liegt in Höhe der oberen Flansche der Hauptträger-Obergurte. In ihm sind Bremsverbände über den beiden äußeren Brückenpfeilern (Abb. 4c, 6 u. 11) zur Ableitung der

Bremskräfte aus der Fahrbahn in die Hauptträger vorgesehen. Hierdurch ist in Verbindung mit der obengenannten Unterbrechung in den Fahrbahn längsträgern eine einfache Kraftübertragung aus der Fahrbahn in das Hauptsystem gegeben.

Zur Aufnahme der Bremskräfte von rd. 134 t je Überbau ist eine Bremsverankerung im Widerlager auf der Bebraer Seite eingebaut worden, die an den Obergurten der Hauptträger angreift und mit ihnen gelenkig verbunden ist (Abb. 10a u. b).

Außer dem oberen Windverband haben die beiden Stahlfachwerk-

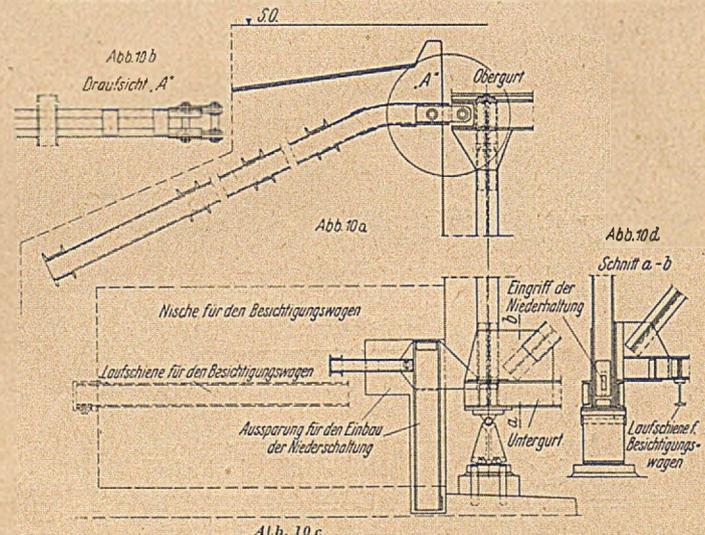


Abb. 10a—d. Bremsverankerung und Niederhaltung für die Aufnahme der negativen Auflagerkraft, die in die Endposten an die Untergurte der Hauptträger angreift.

überbauten noch einen unteren Windverband. Dieser liegt in Höhe der oberen Flansche des Untergurtes, wodurch unter ihm die erforderliche Höhe für die Durchfahrt des Besichtigungswagens erhalten wird. Über den Auflagerpunkten sind Querverbände angeordnet.

Für die Aufnahme der negativen Auflagerkraft ist eine Niederhaltung in den beiden Widerlagern eingebaut, die in die Endposten an den Untergurten der Hauptträger eingreifen (Abb. 10c u. d).

Sämtliche Lager sind längsverschieblich, die Lager auf den Pfeilern sind 2-Rollenlager und die auf den Widerlagern Pendellager mit zylindrischen Kippzapfen.

Durch die Gelenkverbindung für die Ableitung der Bremskräfte in das Widerlager und die Verwendung von Pendellagern mit Kippzapfen auf den Widerlagern (Abb. 10) wird die 4-fach statische Unbestimmtheit der Stahlfachwerkträger auf eine 3-fache zurückgeführt.

Die Abdeckung der Brücke einschließlich ihrer Fußwege besteht aus 5 mm starken Waffelblechen.

Die Fußwegrandträger liegen auf Konsolen, die auf die Obergurte der Hauptträger aufgesetzt sind.

Die beiderseits außenliegenden Fußwege für den Dienstverkehr sind durch einfache Geländer abgeschlossen.

Die Randträger der Fußwege in Schienenhöhe bestehen aus 2 übereinandergesetzten C-Eisen. Sie haben zusammen die gleiche Höhe wie die der alten Gesimsplatte auf den Widerlagern und liegen mit ihr gleich hoch.

Montiert wurden die beiden Stahlüberbauten von dem Bebraer Widerlager aus (Abb. 11 u. 12). Die Stahlkonstruktion wurde auf Bahnhof Oberrieden zugestellt und von dort durch den Tunnel zur Einbaustelle vorgebracht. Für den Vorbau im ersten Brückenfeld — 27 m Weite — wurde unter dem ersten unteren Knotenpunkt des Stahlüberbaues eine Montagestütze aufgestellt. Nachdem das erste Feld montiert war, wurde freivorgebaut, wobei zur rückwärtigen Verankerung mit dem Widerlager die hier eingebaute Bremsverankerung diente. Außerdem wurden in dem ersten Brückenfeld am

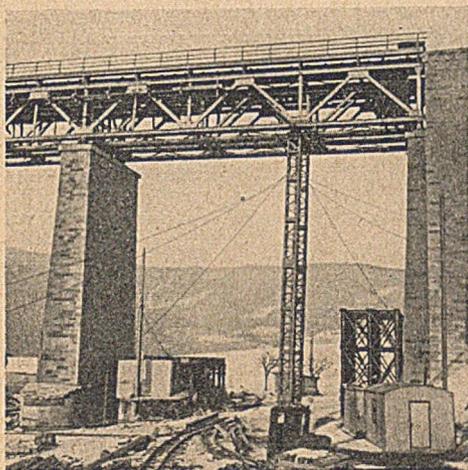


Abb. 11. Das erste Brückenfeld — 27 m weite Öffnung — mit der Montagestütze. Am Widerlager ist der im Inneren des Brückenfeldes aufgebraachte Ballast zu erkennen.

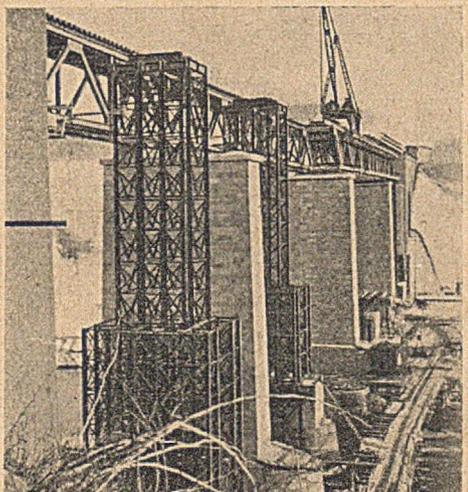


Abb. 12. Der Vorbau des 2. Stahlüberbaues von der Eichenberger Seite aus gesehen. Im Vordergrund die beiden letzten Pfeilergerüste der Behelfsbrücke.

Widerlager eiserne Schwellen als Ballast eingelegt, und als weiterer Ballast wurde die Montagestütze noch angehängt (Abb. 11). Abb. 12 zeigt die Montage des 2. Stahlüberbaues von der Eichenberger Seite aus gesehen. Die beiden letzten Pfeilergerüste der Behelfsbrücke, die im Vordergrund dieser Abbildung zu sehen sind, wurden, sobald der Vorbau an sie herangekommen war, mit dem Montagekran abgehoben. auf bereitgestellte Eisenbahnwagen abgesetzt und nach dem Bahnhof Oberrieden gebracht, wo sie end-

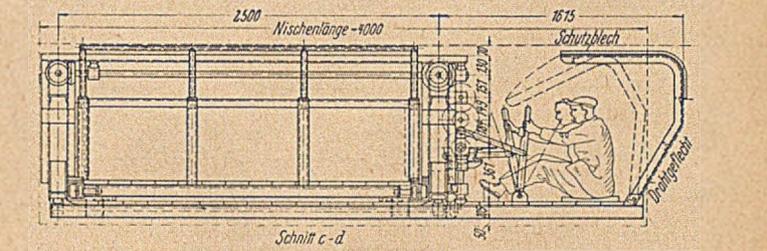
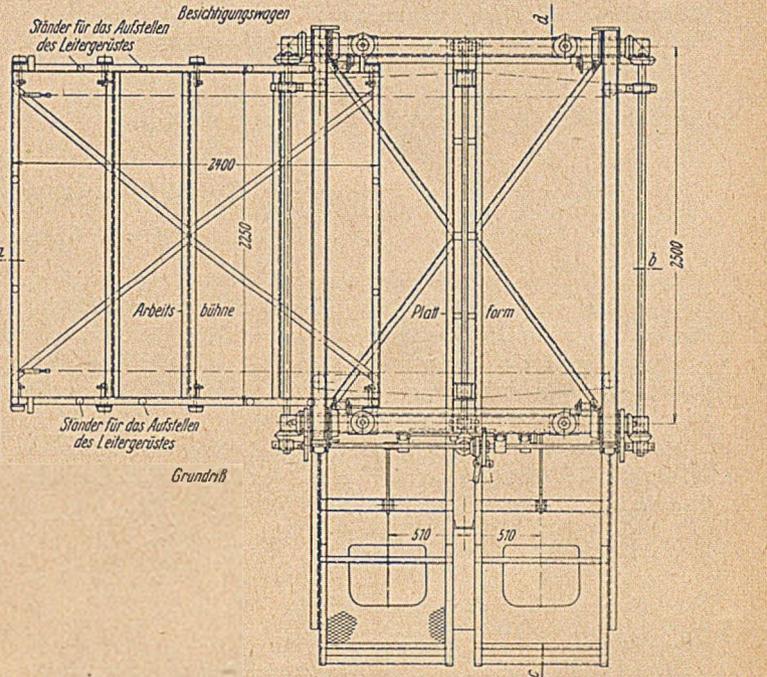
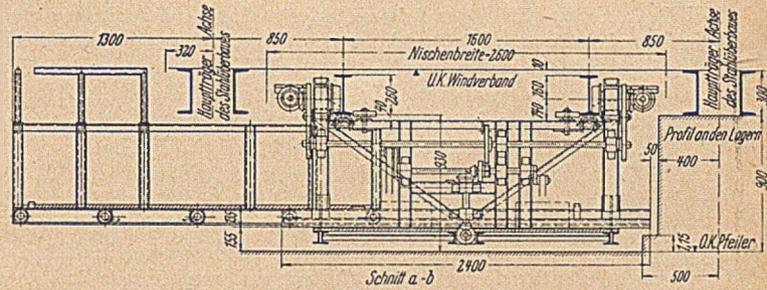


Abb. 13. Besichtigungswagen.

(Abb. 13), der unterhalb des unteren Windverbandes auf den unteren Flanschen zweier an dessen Riegeln aufgehängten I 26 zwischen den Auflagern durchläuft. Wie bereits erwähnt, ist für jeden Besichtigungswagen in dem Bebraer Widerlager eine Kammer zum Unter-

gültig für den Abtransport auseinandergenommen wurden.

Jeder Stahlüberbau erhält für die Untersuchung, Unterhaltung, Erneuerung des Farbanstriches usw. einen Besichtigungswagen

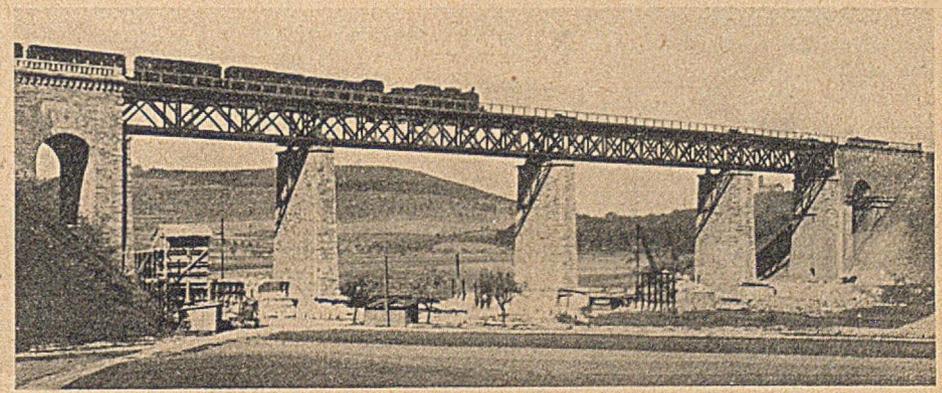


Abb. 14. Die wiederhergestellte Brücke.

stellen eingebaut, um ihn vor Witterungseinflüssen zu schützen, dadurch wird er auch aus dem Blickfeld der Brücke herausgenommen. Er besteht aus einer Plattform, auf der eine nach beiden Seiten aus-

fahrbare Arbeitsbühne von 2,40 m Länge und 2,25 m Breite lagert. An diese Plattform schließt sich in der Längsrichtung die Antriebsbühne an, von der aus im Handbetrieb der Wagen unter der Brücke entlang bewegt werden kann. Für diese Antriebe, die durch Hebel erfolgen, sind 2 Mann in sitzender Stellung vorgesehen.

Die Achsmaße der Plattform betragen 2,40 m in der Breite und 2,25 m in der Länge, die der anschließenden Antriebsbühne 1,52 m in der Länge. Die auf der Plattform verschiebbare Arbeitsbühne, die eine Länge von 2,40 m und eine Breite von 2,25 m hat, kann nach außen bis 1,30 m über die Achse des Hauptträgers ausgefahren werden; nach innen ist sie soweit auszufahren, daß von hier die Außenflächen der inneren Hauptträger zu erreichen sind. Die unteren Teile der Stahlüberbauten sind von der Arbeitsbühne ohne weiteres zugänglich. Um an die oberen Teile der Überbauten von außen oder innen heranzukommen, werden 2 Leitern in 2,20 m Entfernung voneinander als Gerüst für das Arbeitspodest aufgestellt. Dieses Podest

ruht auf den Sprossen der beiden Leitern und kann je nach Bedarf nach oben oder unten verlegt werden. Als Schutz gegen Abstürzen von diesem Gerüst dienen Querstangen als Rückenlehne. Die beiden Leitern bestehen aus Gasrohren und sind in 3 Teile von 1,55 bis 1,24 — 1,24 m zerlegt, die aufeinandergesteckt und so als Gerüstständer aufgebaut werden.

Das eiserne Geländer des Stahlüberbaues schließt sich den Brüstungen der Widerlager so an, daß die Geländerholme mit der Oberkante der Brüstungen und die Randträger der Fußwege mit der Gsimplatte in gleicher Höhe liegen.

Diese Linienführungen bilden eine straffe, waagrecht durchlaufende Gliederung in den Aufbauten der Brücke (Abb. 14). Dadurch wird ein guter Übergang von den hohen Dämmen beiderseits der Widerlager über die Brücke hinweg hergestellt und weiter eine gute Einpassung der Brücke in die Landschaft erreicht.

Zur Berechnung von Durchlaufträgern.

Von Dipl.-Ing. Karl-Heinz Roik, Gustavsburg/Hessen.

In diesem Beitrag zur Berechnung von Durchlaufträgern soll gezeigt werden, wie durch Stützenbewegungen die Summeneinflusslinie für das Biegemoment so gesteuert werden kann, daß die Summe der Gurtquerschnitte ein Minimum wird, also die wirtschaftliche Verteilung der Biegemomente erreicht wird. Andere Gesichtspunkte seien hier nicht berücksichtigt.

Die Bemessung von Durchlaufträgern (Blechträger oder Fachwerk) erfolgt mit den Summeneinflusslinien für das Biegemoment und die Querkraft.

$$\begin{aligned} \max | \pm M | &= M_g + \varphi | \pm M_{p_{\max}} | + M_e \\ \max | \pm Q | &= Q_g + \varphi | \pm Q_{p_{\max}} | + Q_e \end{aligned}$$

M_e = Moment infolge Stützenbewegung

Q_e = Querkraft infolge Stützenbewegung

Die Summeneinflusslinie für das Biegemoment eines symmetrischen Durchlaufträgers über 4 Stützen hat die grundsätzliche Gestalt nach Abb. 1.

Die Verhältnisse $\frac{M_{ST}}{M_{FS}}$ und $\frac{M_{ST}}{M_{FM}}$ sind abhängig vom Verhältnis der

Stützenweiten $\frac{l_M}{l_S}$, vom Verlauf der Trägheitsmomente $\left(\frac{J_c}{J} - \text{Verlauf}\right)$, vom Einfluß der Verkehrsbelastung $\left(\frac{g}{p}\right)$ sowie von der Größe der Stützenbewegung.

Nach dieser Summeneinflusslinie für das Biegemoment (SEL) für M werden die Gurtplattenlängen bei Blechträgerbrücken sowie die Gurtstabkräfte bei Fachwerkbrücken berechnet. Dabei sind die Werte M_g (Moment infolge Eigengewicht) und $\varphi \cdot M_{p_{\max}}$ (Moment infolge Verkehrsbelastung) durch die Konstruktion und die Brückenklasse gegeben, während M_e (Moment infolge Stützenbewegungen) vom Konstrukteur so gewählt werden kann, daß es für seine Zwecke am vorteilhaftesten ist; zum Beispiel so, daß die Summe der Gurtkräfte ein Minimum wird.

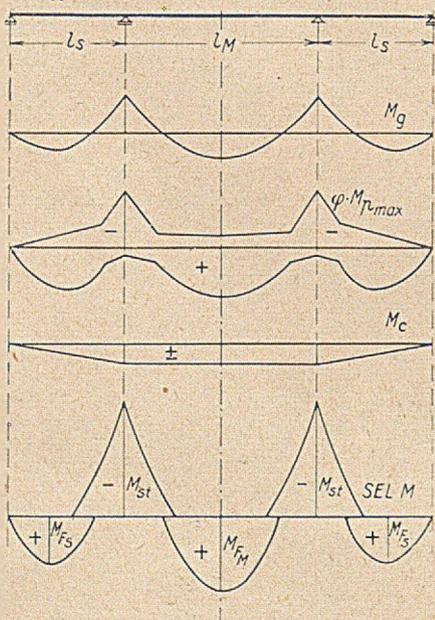


Abb. 1. Summeneinflusslinie für das Biegemoment (SEL) eines symmetrischen Durchlaufträgers über 4 Stützen.

Bedingung:

$$\int F_G \cdot dx = \text{Min (Vollwandträger)}$$

$$\sum F_G \cdot \lambda = \text{Min (Fachwerkträger)}$$

wobei F_G = Gurtquerschnitte = $f(x)$

$$F_G \approx \frac{1}{\sigma_{zul}} \cdot \frac{M m}{h_m} \int F_G dx = \int \frac{1}{\sigma_{zul}} \cdot \frac{M}{h} dx = \text{Min.}$$

Ein Extremwert (Minimum) liegt dann vor, wenn eine kleine Aenderung ΔM der SEL für M keine Aenderung des Integralwertes hervorruft. Die Bedingung lautet also:

$$\int \delta F_G = \frac{1}{\sigma_{zul}} \cdot \int \frac{\Delta M}{h} dx = 0 \quad \dots \quad (1)$$

Diese SEL für M ist dann die wirtschaftliche: $SEL_W M$.

Die geringe Aenderung ΔM wird ebenfalls durch Stützenbewegungen erzeugt (Abb. 2).

1. Exakte Ableitung.

$$\begin{aligned} \int_{\text{Träger}} \frac{\Delta M}{h} \cdot dx &= \int_{(1)} \frac{\Delta M}{h} dx + \int_{(4)} \frac{\Delta M}{h} dx - \int_{(2)} \frac{\Delta M}{h} dx - \int_{(3)} \frac{\Delta M}{h} dx = 0 \\ \int_{(1)} \frac{\Delta M}{h} dx + \int_{(4)} \frac{\Delta M}{h} dx &= \int_{(2)} \frac{\Delta M}{h} dx + \int_{(3)} \frac{\Delta M}{h} dx \quad (1a) \end{aligned}$$

Die unteren Begrenzungslinien des Hauptträgers seien quadratische Parabeln.

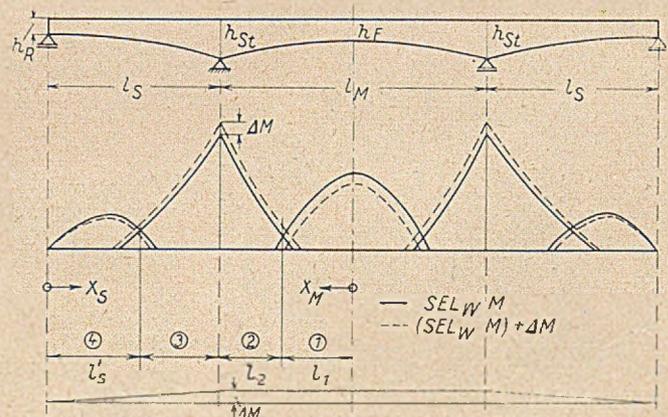


Abb. 2. Die wirtschaftliche Summeneinflusslinie für das Biegemoment ($SEL_W M$).

In der Mittelöffnung:

$$h_M = a + b x_M^2 = h_F \left[1 + 4(m-1) \cdot \left(\frac{x_M}{l_M}\right)^2 \right]$$

wobei $m = \frac{h_{ST}}{h_F} \quad 0 \leq x_M \leq \frac{l_M}{2}$

In der Seitenöffnung

$$h_s = c + d x_s^2 = h_R \cdot \left[1 + (n-1) \cdot \left(\frac{x_s}{l_s} \right)^2 \right]$$

wobei
$$n = \frac{h_{ST}}{h_R} \quad 0 \leq x_s \leq l_s$$

Bereich (1):

$$\begin{aligned} \int_0^{l_1} \frac{\Delta M}{h} dx &= \int_0^{l_1} \frac{\Delta M}{a + b x^2} dx = \frac{\Delta M}{\sqrt{a \cdot b}} \cdot \operatorname{arctg} x \cdot \sqrt{\frac{b}{a}} \Big|_0^{l_1} \\ &= \frac{l_M \cdot \Delta M}{2 h_F \cdot \sqrt{m-1}} \cdot \operatorname{arctg} \left(\frac{2 l_1}{l_M} \sqrt{m-1} \right) \end{aligned}$$

Bereich 2:

$$\begin{aligned} \int_{l_1}^{\frac{l_M}{2}} \frac{\Delta M}{h} dx &= \int_{l_1}^{\frac{l_M}{2}} \frac{\Delta M}{a + b x^2} dx = \frac{\Delta M}{\sqrt{a \cdot b}} \cdot \operatorname{arctg} x \cdot \sqrt{\frac{b}{a}} \Big|_{l_1}^{\frac{l_M}{2}} \\ &= \frac{l_M \cdot \Delta M}{2 h_F \cdot \sqrt{m-1}} \cdot \left[\operatorname{arctg} \sqrt{m-1} - \operatorname{arctg} \frac{2 l_1}{l_M} \sqrt{m-1} \right] \end{aligned}$$

Bereich 3:

$$\begin{aligned} \int_{l_1}^{l_s} \frac{\Delta M}{h} dx &= \int_{l_1}^{l_s} \frac{\Delta M \cdot x_s}{l_s} \cdot \frac{1}{c + d x^2} dx = \\ &= \int_{l_1}^{l_s} \frac{\Delta M \cdot x_s}{l_s} \cdot \frac{dx}{h_R \left[1 + (n-1) \left(\frac{x_s}{l_s} \right)^2 \right]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{l_s \cdot \Delta M}{2 h_R (n-1)} \cdot \ln \left[1 + (n-1) \left(\frac{x_s}{l_s} \right)^2 \right] \Big|_{l_1}^{l_s} \\ &= \frac{l_s \cdot \Delta M}{2 h_R (n-1)} \cdot \ln \left[\frac{n}{1 + \beta^2 (n-1)} \right] \end{aligned}$$

wobei

$$\beta = \frac{l_s'}{l_s}$$

Bereich 4:

$$\begin{aligned} \int_0^{l_1} \frac{\Delta M}{h} dx &= \int_0^{l_1} \frac{\Delta M \cdot x_s}{l_s} \cdot \frac{dx}{h_R \left[1 + (n-1) \left(\frac{x_s}{l_s} \right)^2 \right]} \\ &= \frac{l_s \cdot \Delta M}{2 h_R (n-1)} \cdot \ln \left[1 + \beta^2 (n-1) \right] \end{aligned}$$

Eingesetzt in (1a):

$$\begin{aligned} \frac{l_M \cdot \Delta M}{2 h_F \sqrt{m-1}} \left[2 \operatorname{arctg} \left(\frac{2 l_1}{l_M} \sqrt{m-1} \right) - \operatorname{arctg} \sqrt{m-1} \right] &= \\ &= \frac{l_s \cdot \Delta M}{2 h_F \cdot \frac{m}{n} (n-1)} \cdot \ln \left[\frac{n}{\{1 + \beta^2 (n-1)\}^2} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{l_M}{l_s} \left[2 \operatorname{arctg} \left(\frac{2 l_1}{l_M} \sqrt{m-1} \right) - \operatorname{arctg} \sqrt{m-1} \right] &= \\ &= \frac{n \sqrt{m-1}}{m (n-1)} \ln \left[\frac{n}{\{1 + \beta^2 (n-1)\}^2} \right] \end{aligned}$$

$$\operatorname{arctg} \left(\frac{2 l_1}{l_M} \sqrt{m-1} \right) = a \frac{n \sqrt{m-1}}{m (n-1)} \cdot \ln \left[\frac{\sqrt{n}}{1 + \beta^2 (n-1)} \right] + \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \sqrt{m-1} \quad \dots \quad \text{Ia}$$

wobei
$$m = \frac{h_{ST}}{h_F}; \quad n = \frac{h_{ST}}{h_R}; \quad \beta = \frac{l_s'}{l_s}; \quad a = \frac{l_s}{l_M}$$

$$\begin{aligned} \operatorname{arctg} \left(\frac{2 l_1}{l_M} \sqrt{\frac{h_{ST} - h_F}{h_F}} \right) &= \frac{l_s \cdot \sqrt{h_F (h_{ST} - h_F)}}{l_M (h_{ST} - h_R)} \cdot \\ \cdot \ln \left[\frac{\sqrt{\frac{h_{ST}}{h_R}}}{1 + \left(\frac{l_s'}{l_s} \right)^2 \frac{h_{ST} - h_R}{h_R}} \right] &+ \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \sqrt{\frac{h_{ST} - h_F}{h_F}} \quad \dots \quad \text{Ib} \end{aligned}$$

Die Auflösung der Gleichungen (Ia), (Ib) geschieht am besten folgendermaßen:

Die Werte α, m, n sind gegebene Systemgrößen, β ist abhängig vom Verhältnis $\frac{l_1}{l_M}$; es empfiehlt sich, die Größe von β einer vorangegangenen Näherungsberechnung zu entnehmen (vgl. Abschnitt 2 und 3). Mit diesen Werten kann l_1 errechnet werden. Damit ist die Lage des Vorzeichenwechsellpunktes der wirtschaftlichen SEL für M bekannt. Die erforderliche Stützenbewegung läßt sich schnell durch Probieren finden. Die numerische Rechnung benötigt keine größere Genauigkeit, als sie der Rechenschieber bietet. Die Funktionswerte arctg und ln können mit dem gewöhnlichen Rechenschieber System Darmstadt schnell ermittelt werden.

Für Träger mit konstanter Stegblechhöhe siehe Abschnitt 2.

2. Näherungsweise Berechnung.

Die untere Begrenzungslinie des Hauptträgers wird durch zwei Geraden angenähert (Abb. 3).

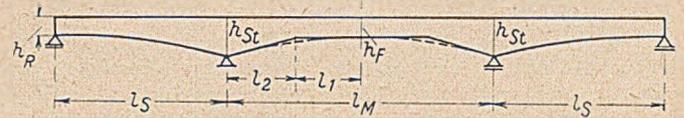


Abb. 3. Näherungslösung (Annäherung des geschwungenen Untergrundes durch Geraden).

Die Integrale der Bereiche (3) und (4) bleiben die gleichen.

Bereich (1): $h = h_F = \text{konst.}; \quad \Delta M = \text{konst.}$

$$\int_0^{l_1} \frac{\Delta M}{h} dx = \int_0^{l_1} \frac{\Delta M}{h_F} dx = \frac{l_1}{h_F} \cdot \Delta M$$

Bereich (2): $h = h_F \cdot \left[1 + (m-1) \frac{x_M}{l_2} \right]; \quad \Delta M = \text{konst.}$

$$\int_0^{l_2} \frac{\Delta M}{h} dx = \frac{1}{h_F} \int_0^{l_2} \frac{\Delta M}{1 + (m-1) \frac{x_M}{l_2}} dx = \frac{l_2 \cdot \Delta M}{h_F (m-1)} \cdot \ln m$$

Eingesetzt in (1a):

$$\frac{\Delta M}{h_F} \left(l_1 \frac{l_M}{2} - l_1 \cdot \ln m \right) = \frac{l_s \cdot \Delta M \cdot h_F}{2 h_R (n-1)} \cdot \ln \left[\frac{\sqrt{n}}{1 + \beta^2 (n-1)} \right]$$

$$l_1 \left(1 + \frac{\ln m}{m-1} \right) - \frac{l_M}{2} \frac{\ln m}{(m-1)} = l_s \frac{h_F}{h_R} \frac{1}{(n-1)} \cdot \ln \left[\frac{\sqrt{n}}{1 + \beta^2 (n-1)} \right]$$

$$l_1 = \frac{1}{1 + \frac{\ln m}{m-1}} \left[\frac{l_M}{2} \frac{\ln m}{m-1} + l_s \frac{h_F}{h_R} \frac{1}{(n-1)} \cdot \ln \left[\frac{\sqrt{n}}{1 + \beta^2 (n-1)} \right] \right] \quad \dots \quad \text{IIa}$$

Für $h_R = h_F (m = n)$:

$$\begin{aligned} l_1 &= \frac{1}{1 + \frac{\ln m}{m-1}} \left\{ \frac{l_M}{2} \frac{\ln m}{m-1} + \right. \\ &\quad \left. + l_s \cdot \frac{h_F}{h_R} \frac{1}{m-1} \left[\ln \sqrt{m} - \ln (1 + \beta^2 (m-1)) \right] \right\} \end{aligned}$$

Für $\beta \ll 1: \ln [1 + \beta^2 (m-1)] \rightarrow \beta^2 (m-1)$

$$\left(\ln (1+x) = x - \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{3} \dots \right)$$

$$l_1 = \frac{1}{1 + \frac{\ln m}{m-1}} \left[\frac{l_M}{2} \frac{\ln m}{m-1} + \frac{l_s \ln m}{2 m-1} - l_s \cdot \beta^2 \right]$$

$$l_1 = \frac{1}{1 + \frac{\ln m}{m-1}} \left[\frac{\ln m}{m-1} \cdot \left(\frac{l_M}{2} + \frac{l_s}{2} \right) - l_s \cdot \beta^2 \right]$$

$$l_1 = l_M \left[\frac{1+a}{2 \left(1 + \frac{\ln m}{m-1} \right)} - \frac{a \cdot \beta^2}{1 + \frac{\ln m}{m-1}} \right] \dots \quad \text{IIb}$$

wobei
$$m = \frac{h_{ST}}{h_F}; \quad \alpha = \frac{l_s}{l_M}; \quad \beta = \frac{l'_s}{l_s}$$

oder
$$l_1 = \frac{l_M + l_s}{2 \left(1 + \frac{m-1}{\ln m}\right)} - \frac{(l'_s)^2}{l_s \left(1 + \frac{\ln m}{m-1}\right)} \quad (IIc)$$

wobei
$$m = \frac{h_{ST}}{h_F}$$

Für den Grenzfall $h = \text{const} (m = 1)$ wird der Ausdruck

$$\frac{m-1}{\ln m} \Big|_{m=1} = \frac{0}{0} = \frac{1}{1/m} \Big|_{m=1} = 1$$

$$l_1 = \frac{l_M + l_s}{4} - \frac{(l'_s)^2}{2l_s} \quad (II d) \quad h = \text{const.}$$

Die Gleichung (II d) wird für Träger mit $h = \text{const}$ zur strengen Lösung (bis auf die Entwicklung von $\ln [1 + \beta^2 (m-1)]$ in einer Reihe unter Vernachlässigung der höheren Glieder).

Die Gleichungen (II) eignen sich gut für die erste Bestimmung von l_1 . Bei Durchlaufträgern mit $l_s < 0,7 \cdot l_M$ wird β^2 meist sehr klein und kann für die erste Näherung ebenfalls vernachlässigt werden. Ueberhaupt kommt es nicht auf eine übertriebene Genauigkeit bei der Bestimmung von l_1 an, da sich die Summe der Gurtkräfte innerhalb eines gewissen Bereiches um das wirtschaftliche l_1 herum wenig ändert (vgl. Abschnitt 3).

Auf folgende Tatsache sei noch hingewiesen: Zur Berechnung der SEL für M wird der Verlauf der Trägheitsmomente benötigt $\left(\frac{J_c}{J} - \text{Verlauf}\right)$.

Für die erste Durchrechnung wird meist mit $J = \text{const.}$ gerechnet. Die so erhaltene SEL für M weicht von der richtigen um so mehr ab, je größer der Unterschied zwischen J_{ST} und J_F^2 ist, besonders bei Trägern mit veränderlicher Steghöhe (Abb. 4). Der Unterschied der beiden SEL ist mit sehr guter Annäherung eine Momentenfläche, die durch Stützbewegungen erzeugt werden kann.

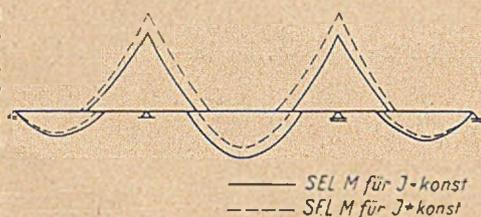


Abb. 4. Einfluß des Verlaufs der Trägheitsmomente $\left(\frac{J_c}{J} - \text{Verlauf}\right)$ auf die SEL M.

Wird also die mit $J = \text{const.}$ erhaltene SEL mit einer Stützbewegung gesteuert, z. B. so, daß die oben angeführten Bedingungen erfüllt werden, so entsteht die SEL für den richtigen $\frac{J_c}{J} - \text{Verlauf}$ mit einer anderen Stützbewegung. Durch das angegebene Verfahren wird also nicht nur die wirtschaftliche Verteilung der Biegemomente ermittelt, sondern auch die Rechenarbeit für den Entwurf sehr verkürzt, da nur mit $J = \text{const.}$ gerechnet zu werden braucht, die Auswertung also mit Tabellen (z. B. Anger) erfolgen kann. Für die Ermittlung des Betrages der Stützbewegung ist selbstverständlich eine exakte Berechnung mit dem richtigen $\frac{J_c}{J} - \text{Verlauf}$ notwendig.

Die gleichen Formeln können auch zur Berechnung der wirtschaftlichen Lage der Gelenke bei Gerberträgern verwendet werden.

Die ΔM -Fläche bei Verschiebung der Gelenke entspricht der M_c -Fläche eines Durchlaufträgers infolge Stützbewegungen (Abb. 6).

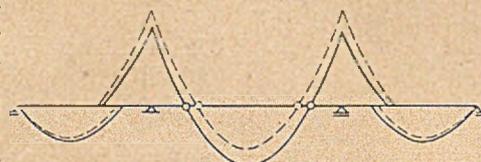


Abb. 5. Einfluß der Lage der Gelenke bei Gerberträgern auf die SEL M.

Für symmetrische Träger über 3 Stützen (Abb. 6).

Bedingung:

$$\int_{(3)} \frac{\Delta M}{h} dx = \int_{(4)} \frac{\Delta M}{h} dx$$

$$\frac{l \cdot \Delta M}{2h_R(m-1)} \cdot \ln \left[\frac{m}{1 + \beta^2(m-1)} \right] = \frac{l \cdot \Delta M}{2h_R(m-1)} \cdot [1 + \beta^2(m-1)]$$

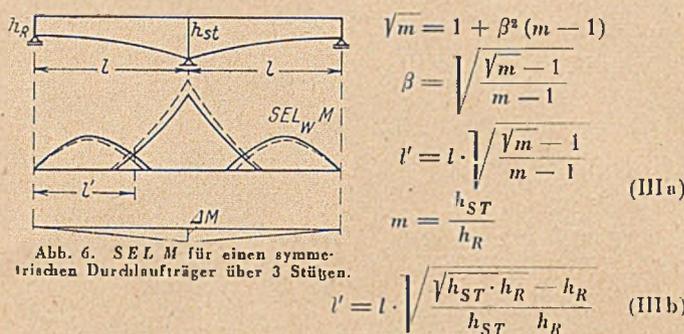


Abb. 6. SEL M für einen symmetrischen Durchlaufträger über 3 Stützen.

für $h = \text{const.} (m = 1)$ wird:

$$\frac{\sqrt{m-1}}{m-1} \Big|_{m=1} = \frac{0}{0} = \frac{\frac{1}{2}\sqrt{m^3}}{1} \Big|_{m=1} = \frac{1}{2}$$

$$l' = \frac{l}{\sqrt{2}} \quad \text{für } h = \text{const.} \quad (IIIc)$$

3. Zahlenbeispiele:

Eine Fachwerkbrücke mit den Abmessungen der Abb. 7:

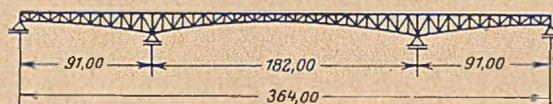


Abb. 7.

$l_s = 91,0 \text{ m}; \quad l_M = 182,0 \text{ m}; \quad h_{ST} = 12,8 \text{ m};$
 $h_F = 6,40 \text{ m}; \quad h_R = 5,40 \text{ m}$

$\alpha = \frac{l_s}{l_M} = \frac{91,0}{182,0} = 0,5$
 $m = \frac{h_{ST}}{h_F} = \frac{12,80}{6,40} = 2,0; \quad n = \frac{h_{ST}}{h_R} = \frac{12,80}{5,40} = 2,37$

Die SEL wird für $J = \text{const.}$ mit den Anger'schen Tabellen berechnet; β wird abgelesen zu $\beta_1 = 0,30$.

Um ein ungefähres Bild von der erforderlichen Stützbewegung zu erhalten, wird l_1 zunächst nach Gleichung (IIc) berechnet ($h_R = h_F = 6,40 \text{ m}$).

$$l_1 = l_M \left[\frac{\alpha + 1}{2 \left(1 + \frac{m-1}{\ln m}\right)} - \frac{\alpha \beta^2}{1 + \frac{\ln m}{m-1}} \right] = 182,0$$

$$l_1 = 182 \left(0,308 - 0,0266 \right) = \underline{\underline{51,1 \text{ m}}}$$

Die SEL wird mit einer Stützbewegung so gesteuert, daß der Vorzeichenwechsellpunkt 51,1 m von der Mitte der Mittelöffnung entfernt liegt. Dadurch verschiebt sich auch der Vorzeichenwechsellpunkt in der Seitenöffnung. β wird abgelesen zu $\beta_2 = 0,27$.

Die exakte Berechnung von l_1 wird mit dem verbesserten Wert $\beta = 0,27$ durchgeführt.

Mit (Ia) wird:

$$\arctg \left(\frac{2 l_1}{l_M} \sqrt{2-1} \right) = 0,5 \frac{2,37 \cdot \sqrt{2-1}}{2(2,37-1)} \cdot \ln \left[\frac{\sqrt{2,37}}{1 + 0,27^2(2,37-1)} \right] +$$

$$+ \frac{1}{2} \arctg \sqrt{2-1} \quad \arctg \frac{2 l_1}{l_M} = 0,432 \quad 0,337 + 0,393 = 0,537$$

$$l_1 = \frac{l_M}{2} \cdot \text{tg } 0,537 = \frac{182}{2} \cdot 0,595 = \underline{\underline{54,1 \text{ m}}}$$

Die wirtschaftliche Verteilung der Gurtkräfte ist erreicht, wenn der Vorzeichenwechsellpunkt in der Mittelöffnung 54,1 m von der Mitte entfernt liegt. Aus dem erforderlichen M_c kann $Q_c = \frac{M_c}{l_s}$ bestimmt werden, und die beiden SEL für M und Q sind bekannt. Damit kann die Brücke dimensioniert werden.

Zum Vergleich sei das Ergebnis der Näherungsgleichung (IIa) angegeben:

$$l_1 = \frac{1}{1 + \frac{\ln 2}{2-1}} \left[91,0 \frac{\ln 2}{2-1} + 91,0 \frac{6,40}{5,40} \cdot \frac{1}{(2,37-1)} \cdot \ln \frac{\sqrt{2,37}}{1 + 0,27^2(2,37-1)} \right] = \frac{1}{1,695} (63,2 + 26,55) = \underline{53,0 \text{ m}}$$

Die Ergebnisse der Gleichungen (Ia) und (IIa) unterscheiden sich nur wenig (Abb. 8).

Die Genauigkeit des angegebenen Weges zeigt der Vergleich mit den Ergebnissen aus der Berechnung mit dem tatsächlichen $\frac{J_c}{J}$ -Ver-

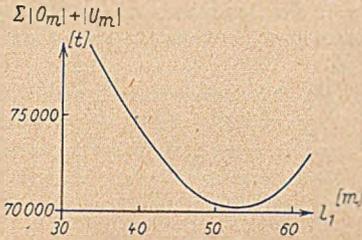


Abb. 8. Auswirkung der Stützenbewegung auf die Gurtkräfte.

lauf. Die Abweichungen der genauen Werte gegenüber den Werten mit $J = \text{konst.}$ waren kleiner als 1,5%, d. h. innerhalb der für die Baupraxis benötigten Genauigkeit.

Die Summe aller Gurtkräfte in Abhängigkeit von l_1 zeigt die Auswirkung dieser Stützenbewegungen (Abb. 8).

- $l_1 = 35,4 \text{ m} : \Sigma |O_m| + |U_m| = 77 500 \text{ t}$
- $l_1 = 40,0 \text{ m} : \Sigma |O_m| + |U_m| = 74 500 \text{ t}$
- $l_1 = 50,0 \text{ m} : \Sigma |O_m| + |U_m| = 70 500 \text{ t}$
- $l_1 = 60,0 \text{ m} : \Sigma |O_m| + |U_m| = 72 000 \text{ t}$

Die Einsparung an dem Gewicht der Gurtstäbe kann bis zu 9% betragen.

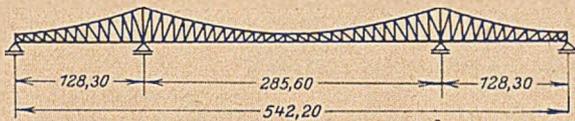


Abb. 9.

Eine Gerber-Fachwerkbrücke (Abb. 9).

Die Lage der Gelenke wurde berechnet.

$$l_s = 128,30 \text{ m}; l_M = 285,60 \text{ m}; \alpha = \frac{l_s}{l_M} = 0,450$$

$$h_{ST} = 30,00 \text{ m}; h_F = h_R = 8,50 \text{ m}; m = n = 3,53; \sqrt{m-1} = 1,59$$

Näherungsberechnung mit $\beta = 0$ nach Gleichung (IIb):

$$l_1 = 285,60 \left[\frac{1 + 0,450}{2 \left(1 + \frac{3,53 - 1}{\ln 3,53} \right)} \right] = 285,6 \cdot 0,241 = 68,7 \text{ m.}$$

In der Seitenöffnung tritt kein Momentenwechsellpunkt auf. Es bleibt also $\beta = 0$.

Nach Gleichung (Ia):

$$\arctg \left(\frac{2l_1}{l_M} \cdot 1,59 \right) = 0,450 \frac{1}{1,59} \cdot \ln 1,88 + \frac{1}{2} \arctg 1,59$$

$$= 0,283 \cdot 0,631 + 0,5045 = 0,6833$$

$$l_1 = \frac{285,60}{2 \cdot 1,59} \cdot \text{tg } 0,6833 = \frac{285,60}{2 \cdot 1,59} \cdot 0,815 = \underline{73,1 \text{ m.}}$$

Fachwerkbrücke mit den Abmessungen der Abb. 10.

$l = 43,0 \text{ m}; h = 4,20 = \text{konst.}$

$$l' = \frac{l}{\sqrt{2}} = \frac{43,0}{\sqrt{2}} = 30,4 \text{ m}$$

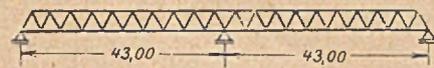


Abb. 10.

Die Berechnung mit $l' = 30,4 \text{ m}$ ergibt gegenüber der SEL ohne Stützenbewegungen eine Einsparung von 4% des Gurtgewichtes.

Mit den gleichen Stützweiten bei Ausführung als Vollwandträger erzielt man eine Einsparung von 3% des Hauptträgergewichtes.

Ein Fachwerkknotenpunkt.

Von Dr.-Ing. Karl Adolf Müller, Friedberg bei Augsburg.

Bei einer Fachwerkkonstruktion in Stahl war die Aufgabe gestellt, über die Untergurtnotenpunkte Unterzüge aus I-Profilen kontinuierlich durchzuführen. Dies erforderte die Anordnung sogenannter durchbindender Laschen, was für die konstruktive Ausbildung der Knotenpunkte besondere Aufmerksamkeit verlangte. Die gewählte Knotenpunktkonstruktion wird nachstehend beschrieben,

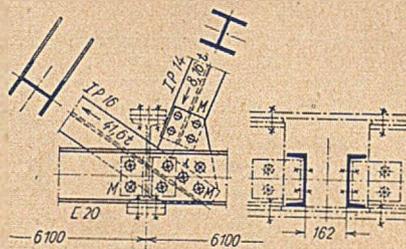


Abb. 1.

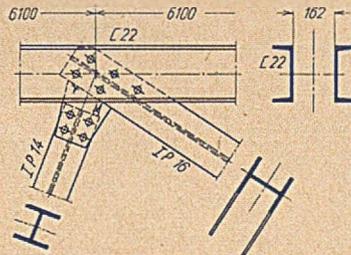


Abb. 2.

weil sie durch ihre Eigenart auch ohne die Forderung, aus der sie entstanden ist, gut anwendbar erscheint.

Das Fachwerk hatte eine freie Stützweite von ca. 25 m und eine Höhe von ca. 3,2 m. Die Neigung der Diagonalen entsprach feldweise der Sagedachform. Die Obergurte bestanden aus $\llcorner 22$, die Untergurte aus $\llcorner 20$, die Diagonalen aus IP bzw. I-Profilen.

Die übliche Zusammenfassung der Stäbe in einem Knotenblech hätte für die Durchbindung der Lasche einen Schlig im Knotenblech verlangt, der einerseits eine schwer erfassbare Störung des Spannungszustandes verursacht, andererseits zur Beseitigung nachteiliger Querschnittsschwächungen entweder eine erhebliche Verstärkung der Bleche über dem Schlig oder die Anordnung größerer Bleche, als für den Anschluß der Diagonalen nötig, erfordert hätte. Die letztere Möglichkeit hätte zudem auch die Unterbringung der Shedrinne erschwert. So blieb nur die Möglichkeit, eine Konstruktion anzustreben, bei welcher der Raum zwischen den Diagonalen im Knotenpunkt frei bleibt und die Stäbe unmittelbar miteinander ver-

bunden werden. Die in diesem Sinne gewählte Lösung ist in Abb. 1 für den Untergurtnoten und in Abb. 2 für den Obergurtnoten dargestellt. Die flacher geneigten Diagonalen sind zwischen die \llcorner -Eisen der Gurtstäbe eingeschoben und unmittelbar angeschlossen. Zur Aufnahme der steileren Diagonalen wurden auf die Flansche der flachen Diagonalen kleine Bleche aufgeschweißt, zwischen welche wiederum die steileren Diagonalen eingeschoben werden mußten. Die flachen Diagonalen waren dann nicht für ihre Stabkraft, sondern für die Horizontalkomponente aus den beiden im Knoten ankommenden Diagonalkräften anzuschließen. Konstruktiv war dies im vorliegenden Fall trotz Verwendung ausschließlich roher Schrauben ohne weiteres möglich.

Die Konstruktion setzt voraus, daß die Profilhöhen der beiden, in der geschilderten Weise miteinander verbundenen Diagonalen aufeinander abgestimmt werden. Man hat dabei nicht so freie Wahl wie beim Knotenblechanschluß und erreicht deshalb nicht bei allen Stäben die volle Ausnützung,

wenn nicht gegliederte Stäbe verwendet werden. Doch ist zu überlegen, daß eine unwesentliche Überdimensionierung zugunsten einer einheitlichen Materialbestellung in der Regel in Kauf genommen wird.

Das Fachwerk ist durch den Fortfall der Knotenbleche etwas leichter und für die Werkarbeit einfacher als mit vollen Knotenblechen. Auch ästhetische Gesichtspunkte können gegebenenfalls für seine Wahlsprechen.

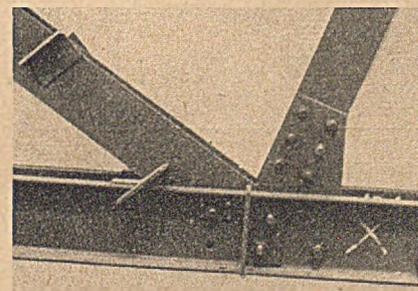


Abb. 3.

Die beschriebene Konstruktion wurde für ein Sheddach entworfen und ausgeführt von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G. Einen Knotenpunkt des montierten Fachwerks zeigt Abb. 3.

Ein praktisches Verfahren zur Bestimmung der Gurtplattenlängen bei Verbundträgern.

Von Dipl.-Ing. Josef Schürmann, Dortmund-Derne.

Bei normalen Stahlvollwandträgern lassen sich die Längen der einzelnen Gurtplatten in recht einfacher Weise mit Hilfe der Momentendeckungslinie ermitteln. Bekannterweise errechnet sich das Tragmoment zu $M_t = W \cdot \sigma_{zul}$. Diese Rechnungsart läßt sich auf Verbundträger in dieser Form nicht übertragen, da sich hier die Endspannungen im Stahlträger aus mehreren Belastungszuständen, die teilweise auf den Stahlträger allein und teilweise auf den Verbundträger wirken, zusammensetzen. Vielfach werden daher die Längen der Gurtplatten durch langwieriges und letzten Endes unbefriedigendes Probieren ermittelt.

Im folgenden soll nun an Hand eines ausgeführten Bauwerkes¹⁾ ein übersichtliches Verfahren gezeigt werden, das mit geringem Rechenaufwand die Bestimmung der Gurtplattenlänge gestattet. Es handelt sich um eine Trägerrostbrücke mit 5 Hauptträgern und 3 lastverteilenden Querträgern (Abb. 1).

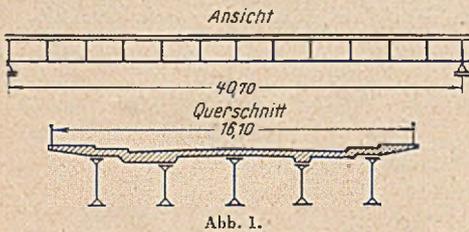


Abb. 1.

Als Beispiel wird ein Hauptträger betrachtet. Aus den einzelnen Lastzuständen ergeben sich nachstehende Momentenlinien (Abb. 2).

M_g = Moment aus Eigengewicht der Stahlkonstruktion und der Betonplatte. Der Träger ist in der Mitte durch eine Montagesäule abgestützt. M_g wirkt nur auf den Stahlträger.

M_{St} = Moment, das auf den Verbundträger wirkt, wenn die Montagesäule nach dem Abbinden des Betons entfernt wird.

$\varphi \cdot M_p$ = max. Momente aus der Verkehrslast $\varphi \cdot M_p$ wirkt auf den Verbundträger.

In der Trägermitte ist der in Abb. 3 dargestellte Querschnitt erforderlich.

Die Spannungen in diesem Querschnitt müssen in üblicher Weise nachgewiesen werden, im vorliegenden Falle wurde nach dem Verfahren von Prof. Frig²⁾ gerechnet. Es ergeben sich die in Tafel 1 angegebenen Spannungen.

Wie aus der Tafel 1 ersichtlich ist, ergibt sich aus dem Kriechen und

Tafel 1 (kg/cm²)

	aus M_g	aus M_{St} (ohne Kriech.)	aus M_{St} (mit Kriech.)	aus $\varphi \cdot M_p$	aus Schwinden	aus $\Delta t = \pm 15^\circ C$	σ_{max}
σ oben Beton	0	- 67	- 53	- 41	+ 2	± 3	- 111
σ unten Beton	0	- 37	- 37	- 22	+ 6	± 9	- 68
σ oben Stahl	+ 596	- 227	- 595	- 138	- 181	± 255	- 573
σ unten Stahl	- 270	+ 921	+ 981	+ 579	+ 22	± 32	+ 1344

Schwinden des Betons sowie der Temperaturdifferenz für den Stahluntergurt ein Spannungszuwachs von:

¹⁾ Hammer-Lippebrücke, Stahlbauwerk Dürnen.

²⁾ Bautechn. 27 (1950), Heft 2, S. 37-42.

60 kg/cm ²	aus Kriechen
22 „	aus Schwinden
32 „	aus $\Delta t = \pm 15^\circ C$
114	„

Dieser Spannungsbetrag von 114 kg/cm² bleibt über die ganze Trägerlänge fast konstant, zumindest ändert er sich so gering, daß bei den erheblichen Unsicherheiten in den Annahmen bei der Berechnung des Schwindens und Kriechens diese Änderungen bedeutungslos sind.

Außerdem zeigt sich beim Vergleich der Momentenlinie mit den errechneten Spannungen in der Trägermitte, daß für die weitere Dimensionierung tatsächlich nur der Untergrurt maßgebend ist, denn der Obergrurt, bestehend aus der Betonplatte und der aus konstruktiven Gründen reichlich bemessenen einen Stahllamelle, geht trotz

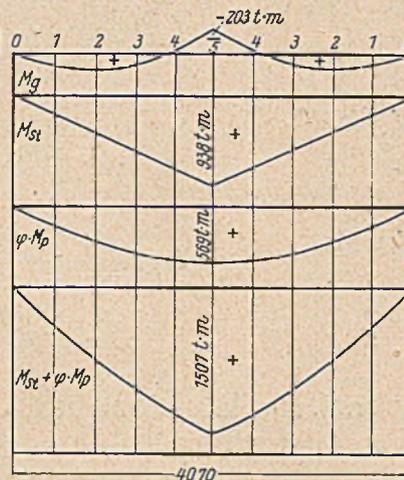


Abb. 2. Momentenlinien.

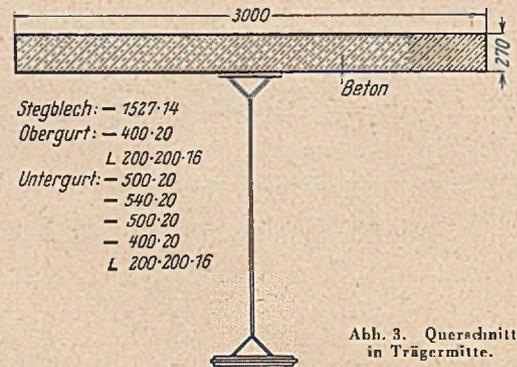


Abb. 3. Querschnitt in Trägermitte.

kleiner werdender Momente in unveränderter Stärke bis zum Ende des Trägers durch.

Die weitere Rechnung ist nun sehr einfach.

$$\text{Für } n_o = \frac{E_{St}}{E_{Bn}} = \frac{2\,100\,000}{340\,000} = 6,2$$

(für Beton B 300) werden die Widerstandsmomente W_{uz} des Verbundträgers und des Stahlträgers errechnet. Für den vorliegenden Fall ergaben sie sich zu:

Tafel 2 (t/cm²)

Pkt.	M_g		σ_2	$M_{St} + \varphi \cdot M_p$		σ_3	M_g		σ_4
	W_{uSt_2}	W_{uv_2}		W_{uSt_3}	W_{uv_3}		W_{uSt_4}	W_{uv_4}	
1	0,205	0,617	0,822	0,155	0,472	0,627	0,140	0,412	0,552
2	0,238	0,140	1,378	0,180	0,870	1,050	0,163	0,760	0,923
3	0,159	1,600	1,759	0,121	1,225	1,346	0,108	1,069	1,177
4	- 0,057	1,950	1,893	- 0,043	1,499	1,456	- 0,038	1,305	1,267
5	- 0,425	2,270	1,845	- 0,321	1,740	1,419	- 0,290	1,520	1,230

Stahlträger: $W_{uSt_2} = 47\,800 \text{ cm}^3$

$$W_{uSt_3} = 63\,200 \text{ cm}^3$$

$$W_{uSt_4} = 70\,200 \text{ cm}^3$$

Verbundträger: $W_{uv_2} = 66\,100 \text{ cm}^3$

$$W_{uv_3} = 86\,300 \text{ cm}^3$$

$$W_{uv_4} = 99\,200 \text{ cm}^3$$

(Der Zahlenindex gibt die Anzahl der Lamellen des Untergrurtes an). Aus den Momenten und den errechneten Widerstandsmomenten ergeben sich die Werte für die „Spannungslinien“, wie ich sie nenne. Die Berechnung erfolgt zweckmäßig in Tabellenform (Tafel 2).

In Abb. 4 sind die errechneten Spannungswerte aufgetragen. Der Spannungsbetrag aus Schwinden, Kriechen und $\Delta t = \pm 15^\circ C$ wurde in der Darstellung oben angesetzt. Eine waagerechte Gerade, die die Spannungslinie σ_4 im Maximum berührt, schneidet die Spannungslinien σ_3 und σ_2 . Dieser Schnittpunkt gibt den theoretischen Endpunkt der Gurtplatte an, denn hier erreicht die Spannung beim Träger mit 2 bzw. 3 Gurtplatten denselben Wert, den sie beim Träger mit 4 Gurtplatten im Maximum erreicht.

Die effektive Spannungslinie geht an den Endpunkten der Gurtplatten von einer theoretischen Spannungslinie zur nächsten über, wobei die Steigung der Übergangslinie durch die erforderlichen Anschlusslängen der einzelnen Lamellen bestimmt wird. Die Forderung, die in der BE § 40 aufgestellt ist, daß die Gurtplattenlängen nach dem größten errechneten Spannungswert in Feldmitte bestimmt werden, erfüllt sich hier von selbst. Ein weiterer Vorteil des Verfahrens liegt darin, daß aus den Spannungslinien an jeder Stelle des Untergurtes die vorhandene max. Spannung abgegriffen werden kann, z. B. bei der Berechnung der Gurtstöße. Bei der Mehrzahl der vorkommenden Verbundträger genügt das angegebene Verfahren, bei dem also nur an einer Stelle nach den üblichen Verfahren die Spannung nachzuweisen ist. Für den übrigen Träger genügt dann die Ermittlung der Spannungslinie des Untergurtes. In den Fällen, in denen ausnahmsweise einmal auch der Obergurt des Stahlträgers aus mehreren Gurtplatten besteht, läßt sich das angegebene Verfahren genau so anwenden, es ist nur W_o für W_u einzusetzen. Auch das Kriechen des Betons kann im Bedarfsfalle genauer berücksichtigt werden, wenn für die auf den

Verbundträger ständig wirkenden Spannungen die Widerstandsmomente statt mit E_{Bo} mit E_{Bi} errechnet werden.
Zusammenfassung.

Die übliche Methode bei der Bestimmung der Gurtplattenlängen bei Vollwandträgern mit Hilfe der Momentendeckungslinie läßt sich bei Verbundträgern nicht anwenden. Jedoch ist es auch hier auf dem Wege über die Spannungen möglich, ohne Probieren die Längen zu ermitteln. Dieser Weg bietet neben der erheblichen Einsparung an Rechenarbeit für den Spannungsnachweis noch verschiedene Vorteile, z. B. wird die Forderung der BE § 40 ohne weiteres erfüllt, die Spannungen lassen sich für jeden Punkt des Trägergurtes aus den Spannungslinien abgreifen, und der Ort der stärksten Beanspruchung, der für den Untergurt von Verbundträgern nicht immer in Trägermitte liegt, ist in den Spannungslinien ohne weiteres ersichtlich.

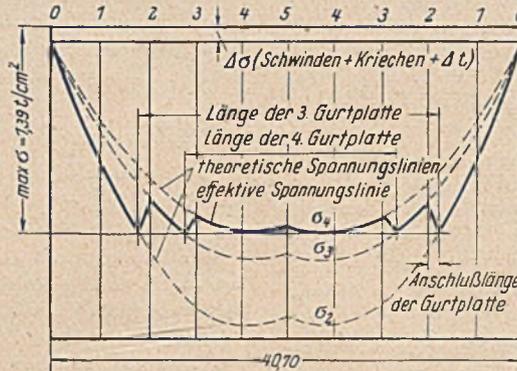


Abb. 4. Spannungslinien.

Nicht nur wegen dieser Vorteile, sondern auch wegen der primären Bedeutung der auftretenden Spannungen für die Festigkeit eines Trägers scheinen mir die „Spannungslinien“ beim Verbundträger aus der Not eine Tugend zu machen.

Verschiedenes

Geschweißter Silo mit 7000 t Fassungsvermögen*).

In der Schweiz wurde 1949 ein geschweißter Silo errichtet, der für ein Schüttgut von 1,2 Wichte und 40° natürlichem Böschungswinkel vorgesehen war. Gegründet wurde er auf Frankipfählen, die einen Stahlbetonsockel tragen, auf dem sich 16 im Kreis angeordnete Säulen von 80 × 100 cm Querschnitt stützen, die einen Stahlbetonkranz von 0,90 m Breite und 2,0 m Höhe tragen (Abb. 1).

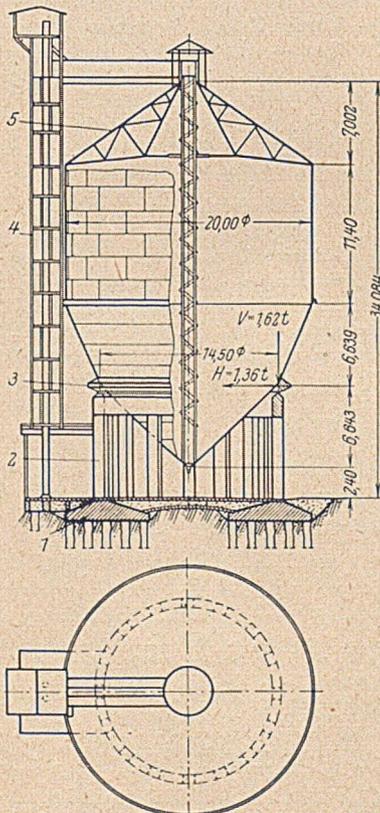


Abb. 1. Querschnitts- und Planansicht des Silos.
1. Sockel in Stahlbeton; 2. Stahlbetonsäulen; 3. Stahlbetonkranz; 4. Beschiebungsturm; 5. Dach.

betonfundament zu übertragen hat. Seine Ausbildung zeigt Abb. 2. Er ist mit dem Siloblechkörper verschweißt und mit Beton ausgefüllt, wobei einbetonierte Betonankerstreifen das Ausbeulen verhindern sollen.

Der eigentliche Silo besteht aus dem konischen Boden von 6,65 m Höhe mit 2 Entnahmetrichtern; dem Tragring, der auf dem Stahlbetonkranz ruht; einem konischen Zwischenglied von 6,65 m Höhe; dem eigentlichen Zylinderfüllraum mit 20 m ϕ und 11,40 m Höhe, versehen mit Mannloch und Innentreppe; einem Dach von 7 m Höhe mit Einfüllöffnung, Bedienungsgang, Besichtigungshänger, Bedienungstreppe und Mannlöchern. Außen angeordnet ist ein Turm für den Aufstieg und die Beschickung. Verwendet wurden Bleche aus Siemens-Martin-Stahl mit 18% Dehnung. Als Elektroden wurden Söcheron SCW verwendet.

Zur Aufnahme der aus dem konischen Boden und dem konischen Zwischenteil des Silos stammenden waagerechten Kräfte von rd. 1000 t dient der Druckring, der zugleich die senkrechten Lasten von insgesamt rd. 7400 t auf das Stahlbetonfundament zu übertragen hat. Seine Ausbildung zeigt Abb. 2. Er ist mit dem Siloblechkörper verschweißt und mit Beton ausgefüllt, wobei einbetonierte Betonankerstreifen das Ausbeulen verhindern sollen.

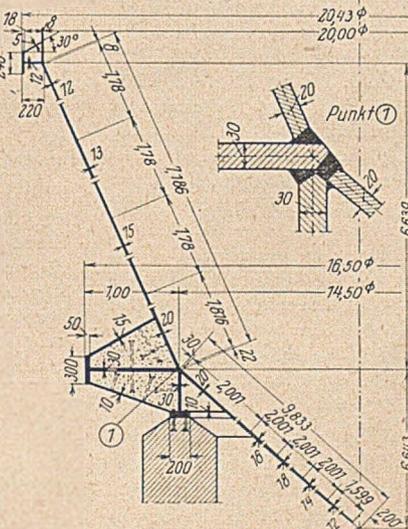


Abb. 2. Einzelheiten des Stützringes.

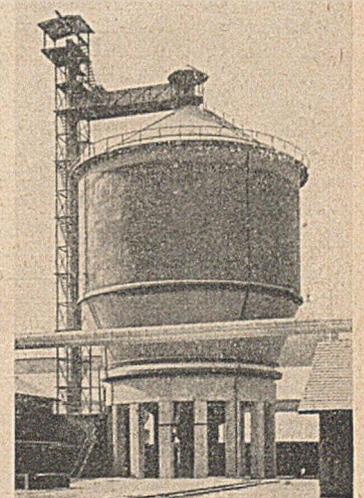


Abb. 3. Geschweißter Stahlblechsilo.

derlich waren. Die Bleche wurden zur Erhöhung der Steifigkeit des Ganzen stumpf geschweißt, ebenso die Aussteifungen und Ringe, und zwar verwendete man zur Verbindung der einzelnen zylindrischen und konischen Ringe in der Waagerechten V-Nähte, für die senkrechten Verbindungen dagegen X-Nähte.

Obwohl die Arbeiten im Winterhalbjahr 1948/49 ausgeführt wurden, traten keine Unterbrechungen durch Frost ein, wohl aber wiederholt durch Regen.

Abb. 3 zeigt das fertige Bauwerk.

Peters.

Erfahrungen mit geschweißten Brücken in Texas*).

In Texas sind Preisangebote für laufende Arbeiten an stählernen Straßenbrücken in genietet und geschweißter Ausführung etwa gleich hoch ausgefallen. Mit Rücksicht auf das geringere Stahlgewicht der geschweißten Konstruktionen zeigten sich die geschweißten Brücken gegenüber den genieteten in wirtschaftlicher Hinsicht mit-

* Auszug aus Oss. Métall 15 (1950), Heft 2, S. 103—106 u. Journal de la Soudure 1949, Nr. 11.

* Aus Engg. News-Rec. 145 (1950), Heft 3.

hin überlegen. Dem war jedoch nicht immer so, brauchte die Straßenbauverwaltung doch viele Jahre, um dieses Ziel zu erreichen.

Konnte man anfänglich über die langsame Einführung des Schweißverfahrens im Stahlbrückenbau enttäuscht sein, so könnte man jetzt die Ausbreitung der Schweißbauweise als fast etwas zu schnell bezeichnen. Dieser Vorwurf wendet sich insbesondere an die Entwurfsbearbeiter, welche die Entwürfe für geschweißte Konstruktionen mit Begeisterung herstellen, ohne sich ausreichend mit der Berechnung und zweckmäßigen baulichen Ausbildung der Schweißverbindung vertraut zu machen.

Trotz des anfänglichen Widerstandes der Stahlbauindustrie wurde die Schweißbauweise im Straßenbrückenbau in Texas in den letzten Jahren mit Nachdruck gefördert, selbst unter der Gefahr, daß sich späterhin einige Konstruktionstypen als schweißtechnisch unzuverlässig erweisen sollten.

Über die bisherigen Erfahrungen hierbei wird kurz wie folgt berichtet:

1. **Schulung:** Mit Rücksicht auf die schnelle Entwicklung der Schweißtechnik im letzten Kriege und die große Zahl der freigewordenen, ausgebildeten Schweißer richtete die Brückenbauverwaltung in Texas eine Fachschule für Schweißer ein, in welcher diese als Führungspersonal eingehend über das Schweißen von stählernen Straßenbrücken unterrichtet wurden. Ebenso wurden Entwürfe und Beschreibungen überprüft, um bei verschiedenen gängigen Konstruktionstypen Schweiß- und Nietbauweise alternativ zur Ausführung zulassen zu können. Weiter wurde mit der Entwicklung von Entwürfen für Konstruktionen mit ausschließlicher Schweißbauweise begonnen.
2. **Abneigung der Unternehmer gegen die Schweißbauweise:** In Texas wurde in den letzten Jahren eine große Zahl von Brücken mit durchlaufenden Trägern gebaut, die im Bereich der kleinsten Beanspruchungen gestoßen sind. Trotzdem diese Arbeiten wahlweise auch in Schweißbauweise ausgeschrieben waren, kam nicht eine geschweißte Konstruktion zur Ausführung. Die Unternehmer scheuten sich vor einem Versuch und suchten selbst in denjenigen Fällen, bei denen die Schweißbauweise ausdrücklich vorgeschrieben war, um die Erlaubnis nach, unter Übernahme der entstehenden Mehrkosten infolge Erhöhung des Stahlgewichtes zur bisherigen Nietbauweise überzugehen. Wie im Laufe der Zeit festgestellt werden konnte, war diese Scheu der Unternehmer ausschließlich auf Unkenntnis der Schweißbauweise zurückzuführen, da sie bisher niemals Gelegenheit hatten, sich mit den Besonderheiten des Schweißens näher vertraut zu machen. Bei dieser Sachlage hielt es die Brückenbauverwaltung für geboten, verschiedene Bauarbeiten ausschließlich in geschweißter Ausführung auszuschreiben und auf dieser Ausführung zu bestehen. Der Erfolg dieser Maßnahme war, daß sich die Unternehmer, nachdem sie sich an den selbst ausgeführten Beispielen von den Vorteilen der Schweißbauweise überzeugen konnten, der weiteren Anwendung des Schweißens auch in denjenigen Fällen nicht verschlossen, bei welchen wieder die Wahl zwischen der Niet- und Schweißbauweise offen gelassen worden war.
3. **Auswirkung auf die Angebotspreise:** Bisher hatte die Brückenbauverwaltung in Texas nicht die Möglichkeit, den Einfluß des Schweißens auf die Angebotspreise eingehender zu untersuchen. Die verschiedene Leistungsfähigkeit der Werkstätten, die Besonderheiten jeder Brückenbaustelle, die Zahl der Wettbewerber und die Methode, die Angebote abzustimmen, beeinflussten die abgegebenen Angebote sehr. Immerhin konnte festgestellt werden, daß die geschweißte Konstruktion in der Ausführung zumindest nicht teurer wird als die entsprechend genietete Konstruktion. Bei einem erst kürzlich vergebenen Auftrag einer völlig geschweißten Plattenbalkenbrücke lag der Preis mit 10,8 c per lb für die fertig montierte Konstruktion sogar etwas niedriger, als bei der Nietbauweise hätte erwartet werden können. Die Hauptersparnis lag hier wieder in der Gewichtsverminderung des eingebauten Baustahles.

Gewisse Sorgen bereiten noch etwaige Ermüdungserscheinungen an den geschweißten Verbindungen. Wie schon erwähnt, wurden geschweißte Trägerstöße daher hauptsächlich an den Punkten kleinster Beanspruchungen gelegt. Geschweißte Stegbleche sind jedoch mitunter auch größeren Beanspruchungen unterworfen. Hinzu kommt, daß einige Baustellen zu Beginn der Entwicklung nicht unter sachverständiger Leitung gestanden haben, so daß — trotz der gefor-

derten Befähigung der Schweißer — durchaus die Möglichkeit besteht, daß einige Konstruktionen nicht den Durchschnittsansprüchen genügen. Wenn in Texas die geschweißten Brücken auch erst wenige Jahre unter Verkehr liegen, kann dennoch angenommen werden, daß einige von ihnen inzwischen einigen tausend Lastspielen ausgesetzt waren. Die Brückenbauverwaltung in Texas beabsichtigte aus diesem Grunde, eine eingehende Überprüfung aller bisher geschweißten Brückenkonstruktionen durchzuführen. Jung.

Verfügungen der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn.

Dienstvorschrift 807 (RoSt); Neuaufgabe 1950 (Auszug)*. — 48.481 Ibr 21 vom 3. November 1950.

Die bereits seit längerer Zeit vergriffenen Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken sind durch das EZA München überarbeitet worden. Der Neudruck gilt ab 1. Oktober 1950 im Bereich der Deutschen Bundesbahn.

In die neue Dienstvorschrift sind alle bisher getrennt geführten Einzelleistungsbedingungen für Anstrichstoffe auf Öl-, Phthalatharz-, Bitumen- und Teerpechgrundlage eingearbeitet worden, so daß darin alle Belange, die den Rostschutz von Stahlbauwerken betreffen, lückenlos behandelt sind. Lediglich die „Vorläufigen technischen Lieferbedingungen für Bleicyanamid-Grundstrichstoffe auf Ölgrundlage zum Anstrich von Stahlbauwerken“, welche vom EZA München in Kürze verteilt werden, wurden in die RoSt (DV 807) noch nicht aufgenommen, weil das Ergebnis der eingeleiteten Großversuche und Tafelversuche noch abgewartet werden soll.

* Die DV 807 wird entsprechend den Bedarfsmeldungen durch die Druckdirektion Köln verteilt.

Zulassung von Stahlbauanstalten zum Schweißen von Stahlbauwerken. — 48.481 Ibe 242 vom 11. November 1950.

Nach den vorläufigen Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken — DV 848 —, Vorschriften für geschweißte, vollwandige Straßenbrücken — DIN 4101 — und nach den Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten — DIN 4100 — müssen Unternehmer für die Ausführung dieser geschweißten Stahlbauwerke besonders zugelassen werden. Auf Grund dieser Vorschriften wurden die Stahlbauanstalten auf Antrag für das Schweißen von Stahlbauwerken aus St 37, St 52 oder für beide Stahlsorten zugelassen.

In letzter Zeit wird mit unserer Zustimmung von den Stahlbauanstalten vielfach auch der Baustahl St 50 meS (mit erhöhter Streckgrenze) für geschweißte Bauwerke verwendet. Da dieser Baustahl nach den bisherigen Erfahrungen mindestens ebenso gut schweißbar ist wie St 52, erübrigt sich für ihn eine zusätzliche Zulassung. Falls daher eine Stahlbauanstalt zum Schweißen von St 52 zugelassen ist, kann diese Zulassung alle üblichen Baustähle geringerer Festigkeit, z. B. St 50 meS oder St 37, mit einschließen.

Georg Ernst †

Am 31. Dezember 1950 schied nach kurzer schwerer Krankheit aus einem arbeits- und erfolgreichen Leben der Verlagsbuchhändler

Dr.-Ing. ehr. Georg Ernst.

Wir werden im nächsten Heft der Bautechnik eine ausführliche Würdigung seiner Persönlichkeit und seines Schaffens veröffentlichen.
Die Schriftleitung.

INHALT: An unsere Leser. — Aufgaben und Ziele der Zeitschrift „Der Stahlbau“. — Eine neue Hängebrückenform. — Der Neubau der Eisenbahnbrücke über die Werra bei Oberrieden in der Strecke Bebra—Eichenberg—Göttingen. — Zur Berechnung von Durchlaufträgern. — Ein Fachwerkknotenpunkt. — Ein praktisches Verfahren zur Bestimmung der Gurtplattenlängen bei Verbundträgern. — Verschiedenes: Geschweißter Silo mit 7000 t Fassungsvermögen. — Erfahrungen mit geschweißten Brücken in Texas. — Verfügungen der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn. — Georg Ernst †.

„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. Postcheckkonten: Berlin-West 16 88; Frankfurt/Main 493 38. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalenderhalbjahres. Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:

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

Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages. Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169. Druck: Oskar Zach o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.



CERESIT
Das weltbekannte Mörtel- bzw. Befestigungsmittel
gegen Wasserschäden und Feuchtigkeit in Bauwerken aller Art
Pulver- und breiartig
WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA

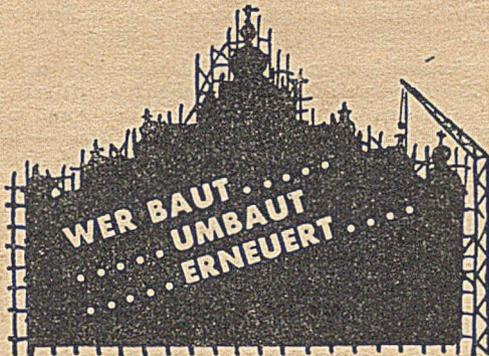
Bauingenieur

43 Jahre, in leitender ungekündigter Stellung, langjährigen Kenntnissen im Beton-, Tief- und Brückenbau

sucht

sich zu verändern. Berlin-Ostsektor bevorzugt, Wohnung erwünscht. Angebote unter J 002 an die Anzeigen-Verwaltung Jensen & Weise, Berlin SW 61, Yorckstraße 81.

SCH.

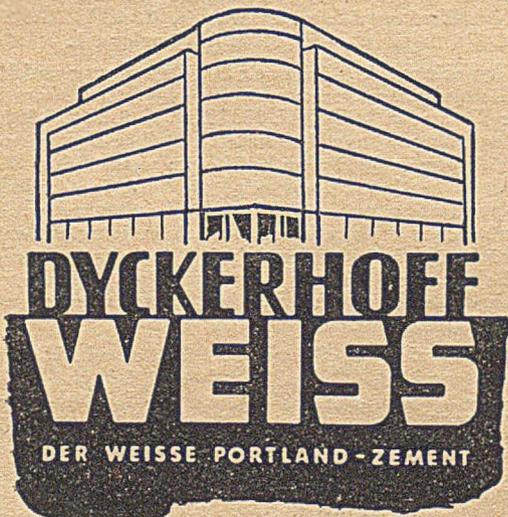


... lasse sich von seinem Berater über die vielen künstlerischen und technischen Möglichkeiten mit DYCKERHOFF-WEISS, dem weißen Portland-Zement, unterrichten.

DYCKERHOFF-WEISS macht die netten und modernen, so künstlerisch und lebendig wirkenden Naturputze hart, stoßfest und wasserabweisend.

Mit DYCKERHOFF-WEISS fertigt man strapazierfähige Sockel, die steinmetzmäßig bearbeitet werden können:

Tür- und Fensterumrandungen, stoßfeste Verputze in Einfahrten, künstlerische, helle Terrazzo-Böden, weiße Verfugungen, schön, wirtschaftlich und haltbar.



**DYCKERHOFF
WEISS**
DER WEISSE PORTLAND-ZEMENT

DYCKERHOFF

Portland-Zementwerke A. G. · Wiesbaden-Amöneburg

Bauausführung der erdverankerten Hängebrücke mit Spannweiten von 94, 378, 94 m und 42 m Pfeilhöhe der Mittelöffnung. Im Einzelnen: Berechnungsgrundlagen und Vorschriften, Gestaltung der Widerlager, Durchbildung der Stropfweiler, Senkkastengründungen für Widerlager und Pfeiler, Bauzeiten, Baustoffe und Kosten.

VII l. Lehrgerüste. 3 / Verdéyen, J.: Centres métalliques pour grandes voûtes. (Stahllehrgerüste für große Gewölbe.) OSS. MÉTALL. 15 (1950), H. 1, S. 42—51, 19 Abb. — Zwecke der Lehrgerüste bei großen Gewölben unter Verwendung von Stahlträgern oder Stahlrohren: Feste Lehrgerüste auf Pfostenjochen bei massiven Auflagern, Sprengwerk-Lehrgerüste unter Abstützung auf Gewölbekämpfer. Absenkvorschriften, Berechnung. Für sehr große Gewölbe Fachwerk-Dreigelenkhogen mit Zugband.

VII r. Rahmenbrücken. 1 / Bernis, R.: Le saut de mouton de Dijon—Perrigny. (Das Ueberschneidungsbauwerk von Dijon—Perrigny.) TECHN. D. TRAV. 26 (1950), H. 5/6, S. 164—170, 14 Abb., 3 Taf. — Bei der Elektrifizierung der Staatsbahnstrecke Paris—Lyon ist zur Vermeidung von Kreuzungen in Schienenhöhe von den beiden Gleisen Lyon—Dijon das eine auf einem 1100 m langen, offenen, rechteckigen Rahmenbauwerk über die beiden Gleise Belfort—Dijon überführt worden. Aufbau der Rahmen auf Franki-Betonpfählen in ansprechender architektonischer Gestaltung.

VII v. Veränderungen usw., Wiederherstellungen. 43 / Carpentier, L.: Le viaduc de Roppenheim. (Die Strombrücke Roppenheim; Wiederherstellung der ersten endgültigen französischen Rheinbrücke.) TRAV. 34 (1950), H. 185, S. 227—235, 24 Abb. — Wiederherstellung der völlig zerstörten Eisenbahnbrücke nördlich von Straßburg mit 4 bzw. 5 beiderseitigen Vorlandöffnungen zu je 32 m mit durchlaufenden Balken in Stahlbeton und 3 Hauptöffnungen von je 92 m Stützweite in Stahl. Die Ueberbauten am französischen Ufer konnten mit 70%, am deutschen Ufer mit 90% alter Stahlteile zusammengebaut und eingeschwommen werden. Wiederverwendeter Stahl insgesamt 1400 t, neu eingebauter Stahl 2100 t. — Vgl. a.: La reconstruction du pont de Roppenheim. (Die Wiederherstellung der Roppenheimer Brücke.) OSS. MÉTALL. 15 (1950), H. 4, S. 191—198, 14 Abb.

VII v. Veränderungen: Abbruch usw., Wiederherstellungen. 44 / Reuter, W.: Wiederherstellung der zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Rhein unterhalb Duisburg—Ruhrort (Hausknipp-Brücke). STAHLBAU 19 (1950), H. 1, S. 1—4, H. 2, S. 11 bis 14 u. H. 3, S. 20—23, 20 Abb., 2 Taf. — Die Stahlbauarbeiten umfaßten die Wiederherstellung der Mittelöffnung und der linksrheinischen Flutöffnung, die Hebung und Wiederherstellung der abgestürzten rechten Seitenöffnung von 106 m Stützweite, die Hebung und Wiederherstellung der rechtsrheinischen Flutöffnungen. Die Tiefbauarbeiten umfaßten die Pfahlgründung für das Hubgerüst der rechten Seitenöffnung und die Wiederherstellung der zerstörten Pfeiler. Eingehender Bericht über die gesamte Bauausführung.

VIII b. Betriebsanlagen der Bahnhöfe. 3 / Die Rangierfunkanlage im Bahnhof Luzern. SCHWEIZ. BAUTG. 68 (1950), H. 15, S. 193—198, 8 Abb. — Es wird der grundsätzliche Aufbau des Radio-Vox-Systems, d. h. der drahtlosen Telefonanlage des Bahnhofs behandelt. Die Funkanlage dient hier dem Sprechverkehr zwischen dem Hauptstellwerk und vier Rangierlokomotiven.

VIII b. Betrieb: Maschinenwesen, Lokomotiven, Wagen. 6 / Schienenfahrzeuge mit Gummibereifung. TECHN. RUNDSCHAU 42 (1950), Nr. 4, 6 Abb. — Nach allgemeiner Erörterung der Verwendungsmöglichkeiten von Gummirädern im Eisenbahnbetrieb werden die französischen, deutschen und schweizerischen Versuche mit auf Pneus rollenden Eisenbahnwagen beschrieben.

X m. Maschinen für Straßenbau. 13 / Schmitz, P.: Erfahrungen mit einem amerikanischen Schwarzdecken-Fertiger. BAUWIRTSCHAFT 4 (1950), H. 22, S. 9/10. — Der beschriebene Barber Green-Verteiler und Fertiger ist ein auf Raupen laufendes Gerät für die Verlegung bituminösen Mischmaterials in Stärken von 1—15 cm bei einstellbaren Breiten von 2,50—3,65 m. Konstruktion, Handhabung und Bedienung.

XI a. Abdichtungen gegen Grundwasser usw. 6 / Karsten, R.: Ein bewährtes Abdichtungsmittel im Hochbau. BAUWIRTSCHAFT 4 (1950), H. 2, S. 10—12, 2 Abb. — Das sogenannte Ceresit-Isolier-Verfahren besteht darin, daß bei unterkellerten Gebäuden eine Abdichtung aus Isoliermörtel an den Wänden bis an die obere Horizontalisolierung des Mauerwerks hochgeführt wird. Abdichtung gegen Grundwasser, gegen Erdfeuchtigkeit und als Schutz des Außenmauerwerks.

XI p. Pfahlgründungen. 10 / Habicht, R.: Die Knickberechnung von Gründungspfählen. PLANEN U. BAUEN 4 (1950), H. 5, S. 165—167, 4 Abb. — S. XVIII k. Knickung. 9.

PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT, FRANKFURT A. M.



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

**HOCHBAU, TIEFBAU
STAHLBETONBAU
STEINMETZBETRIEBE
ZIEGELEIEN**

MECHANISCHE
**BODEN
VERDICHTUNG**

NACH DEM RITZELDRUCKVERFAHREN D. R. P.
BIS ZU GRÖSSTEN TIEFEN
DAMMVERDICHTUNG BIS 35 METER JE STUFE

JOHANN KELLER
GEGR. 1840
FRANKFURT A. M.

RENCHEN-BD. HAMBURG

XI s. Spundwände, Fangedämme. 17 / Schultze, E.: Neue Vorschläge für die Berechnung von Spundwänden. BAUTECHN. 27 (1950), H. 11, S. 366—367, 3 Abb. — Verfasser berichtet über das Ergebnis der sehr sorgfältigen Versuchsreihen von Tschebotarioff in Princeton, auf Grund deren ein neues Berechnungsverfahren für Spundwände vorgeschlagen wird, das eine vereinfachte Abänderung des Ersatzbalken-Verfahrens von Blum darstellt. Die Versuche haben gezeigt, daß von allen Berechnungsannahmen die volle Fußspannung bei hinterfüllten Wänden am besten mit der Wirklichkeit übereinstimmt. Schrifttum.

XII m. Masten u. Pfosten. 3 / Burget, R.: Der Freileitungsbau in Mittelspannungsnetzen mit Leichtbetonmasten. ELEKTRIZITÄTSWIRTSCHAFT 49 (1950), H. 2, S. 26—30. — Schleuderbetonmaste zeichnen sich durch hohe Biegefestigkeit und große Elastizität aus. Bewehrung erfolgt mit Längseisen mit innerer und äußerer Tragwendel. Querträger aus Stampfbeton.

XII s. Silos usw. 4 / Miller, T.: Silobau in Schweden. N. BAUWELT 5 (1950), H. 8, S. 120—123, 22 Abb. — Siloneubauten im Anschluß an alte Gebäude sowie Einbau von Silos in alte Wirtschaftsgebäude, und zwar als dünnwandige Stahlbetonsilos im Gleitbau, doppelwandige Holzsilos und gemauerte Silos aus Betonsteinen und Betonplatten.

XIII i. Ingenieurholzbau, neuzeitl. Holzbauweisen u. deren Berechnung. 13 / Hoppe: Der Lamellenholzbau mit geleimten Verbindungen in den Vereinigten Staaten von Amerika und in Schweden. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 1, S. 18—20, 7 Abb. — In den Vereinigten Staaten werden die Lamellen entweder durch Nagelung oder durch Klammern zusammengehalten und außerdem verleimt. In Schweden werden I-förmige Bauteile aus liegenden Lamellen verwendet, oder es werden die Bauteile aus 2 diagonal gekreuzten Bretterlagen gebildet, die durch Nagelung verbunden sind.

XIV a. Allgemeines, Baustoffpreise usw. 4 / Triebel, W.: Baukosten und Bauforschung. BAURUNDSCHAU 40 (1950), H. 6, S. 126—138, 19 Abb. — S. XX a. Wirtschaftsfragen, allgem. 12.

XVIII k. Knickung. 9 / Habicht, R.: Die Knickberechnung von Gründungspfählen. PLANEN U. BAUEN 4 (1950), H. 5, S. 165—167, 4 Abb. — Es wird die Knickberechnung von Gründungspfählen mit Querstützung in den Pfählenden entsprechend dem Eulerfall 2 durchgeführt. Es zeigt sich, daß sich für kleine Knicklängen die Knickkurven mit der Eulerschen Hyperbel nahezu decken.

XVIII q. Querschnittsermittlung. 9 / Wittstock, K.: Allachsige unsymmetrische Querschnitte. BAUTECHN. 27 (1950), H. 9, S. 295 bis 296. — Es wird ein Verfahren entwickelt, das es erlaubt, die Querschnittsspannungen in allachsigen unsymmetrischen Querschnitten bei beliebiger äußerer Belastung für beliebige Achsenpaare unmittelbar und bequem zu berechnen. Als Beispiel werden die Spannungen in einer Traufpfette errechnet.

XVIII s. Spannungsoptik. 3 / Albrecht, R.: Konstruieren mit Hilfe der Spannungsoptik. N. BAUWELT 5 (1950), H. 16, S. 253—257, 25 Abb. — Darstellung vorzüglicher Bilder von Isochromaten: gelenkig gelagerte Rahmen mit Einzellast, Darstellung der Randspannungen, Spannungsverlauf in Rahmenecken, Kraftverteilung auf die Nietlöcher einer Stahllasche, Untersuchung eines Fundamentkörpers und eines Deckenstein einer Fertigteildecke.

XVIII s. Stoßwirkung, Schwingungen usw. 2 / Reimer, O.: Berechnung und Konstruktion von Dalben unter besonderer Berücksichtigung des Kraftangriffs unter Wasser. BAUTECHN. 27 (1950), H. 9, S. 298—304, 14 Abb. — S. XIX a. Allgemeines. 1.

XIX a. Allgemeines. 1 / Reimer, O.: Berechnung und Konstruktion von Dalben unter besonderer Berücksichtigung des Kraftangriffs unter Wasser. BAUTECHN. 27 (1950), H. 9, S. 298—304, 14 Abb. — Nach Gegenüberstellung der üblichen Dalben-Bauweisen werden Art und Größe der angreifenden Kräfte, im wesentlichen Winddruck und Schiffsstoß, bestimmt. Dann wird die Theorie einpfähliger und mehrpfähliger Dalben und die Höhe des Kraftangriffs besprochen. Das Stoßaufnahmevermögen ist um so kleiner, je tiefer der Stoß angreift, besonders klein im verbandsfreien Unterwasserbereich mehrpfähliger Dalben. Beschreibung eines neuartigen Dalbens mit „Leitstab“, durch den erreicht wird, daß das Stoßaufnahmevermögen auf ganzer Höhe konstant ist.

XX a. Wirtschaftsfragen, allgem. 12 / Triebel, W.: Baukosten und Bauforschung. BAURUNDSCHAU 40 (1950), H. 6, S. 126—138, 19 Abb. — Untersuchungen des Instituts für Bauforschung Hannover über Möglichkeiten einer echten Kostensenkung im Wohnungsbau durch rationelle Betriebsführung, sparsame Planung und wirtschaftliche Baustoffe. Planungsmaßnahmen für Geschoßhöhe, Bauweise, Baustoffe, Montagebauarten, Decken, Baubetrieb und Baustelleneinrichtung, Geräteinsatz, Serienfertigung und Transportleistungen.



Abb. 1. Lageplan einer Wasserkraftanlage a. d. Iller mit 2 Staufufen mit je 14,5 m Nutzgefälle und 15 000 PS Leistung.

Oberster konstruktiver Grundsatz war, verwickelte Bauformen und unwirtschaftliche Querschnittsabmessungen zu vermeiden!

Im folgenden soll nun anhand eines Beispiels die statische und konstruktive Bearbeitung der wesentlichen Bauteile einer Wasserkraftanlage besprochen werden, wobei die statischen Grundsysteme näher erläutert sind. Um Mißverständnissen vorzubeugen, sei hier klargestellt, daß bei der vorliegenden Abhandlung als bereits bekannt die Formgebung des Kraftwerkes, seine Leistung sowie die

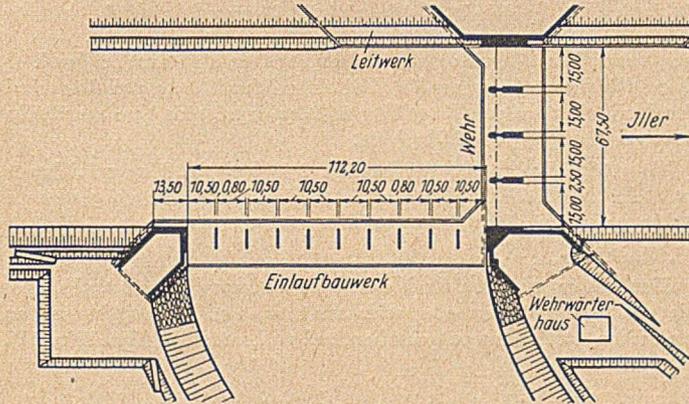


Abb. 2. Lageplan für ein Wehr- und Einlaufbauwerk.

Wahl der Turbinenart nach hydraulischen Gesichtspunkten vorausgesetzt wird. Für die bauausführende Firma ist dies fast immer gegeben. Es handelt sich für den Bauingenieur also darum, zu den in großen Zügen bekannten Bauelementen des Wehres, Einlaufbauwerkes, Krafthauses u. a. die statischen Grundsysteme der Einzelkonstruktionen festzulegen und diese wirtschaftlichst zu bemessen.

I. Allgemeines.

Das Arbeitsvolumen für Los 1 und 2 der in Abb. 1 dargestellten Wasserkraftanlagen, welche dieser Abhandlung zugrunde lagen, belief sich auf

- 1,3 Millionen cbm Erdbewegung,
- 3600 cbm Beton- und Stahlbetonkonstruktionen,
- mit 600 t Rundstahlbewehrung,
- und 3000 t Stahlpundwandrammung.

Eingeschlossen war ferner der Bau von 5 Stahlbeton-Kanalbrücken für Brückenklasse III, eine Mühlgrabenumleitung mit Dükerbauwerk und andere Kunstbauten. Alle diese Arbeiten mußten in der kurzen Zeit von 1 1/2 Jahren durchgeführt sein.

II. Wehranlage (Abb. 2, 3 u. 4).

Hierbei wurde zunächst besonders auf die sorgfältige Bemessung der Wehrsohle geachtet, die den vollen Auftrieb (6,4 t/m²) aufzunehmen hatte. Hierzu war eine Sohlendicke von 2,8 m erforderlich. Es wirkten dann von oben einschl. Wasserauflast bis zum

Stauziel 532,50	=	10,04 t/m ²
dem entgegen der Auftrieb		6,4 t/m ²
		3,64 t/m ² ,
		also 0,364 kg/cm ² .

Der volle Auftrieb wurde angenommen, da die abschließenden Spundwände der Wehrsohlenplatte beim Rammen undicht werden konnten, so daß die Sohle den vollen Wasserüberdruck aufzunehmen hätte.

Eine weitere Untersuchung, bei der die beiden Hälften der Sohle mit einem Pfeilergewicht dem Auftrieb entgegengesetzt wurden, erstreckte sich auf den rückwärtigen Teil der Sohle. Hierbei betrug ohne Wasserauflast die Bodenpressungen 0,715 t/m².

Endlich wurde der außergewöhnliche Belastungsfall untersucht, bei dem bei eingesetzten rückwärtigen Dammbalken sowie herabgelassenen vorderen Schützentafeln (z. B. bei Ausbesserungen des mittleren Teiles der Wehrsohle) die Wehrsohle freigepumpt wird. Die Sohle wurde hierbei als zwischen den Wehrpfeilern eingespannt angenommen. Dabei ergaben sich nur 1,3 kg/cm² Zugspannungen, die nach den baupolizeilichen Vorschriften für Stampfbeton ohne Rundstahleinlagen zulässig sind.

Es folgten in weiteren Rechnungsgängen die Standsicherheits-Untersuchungen der Wehrpfeiler selbst mit folgenden Belastungsfällen:

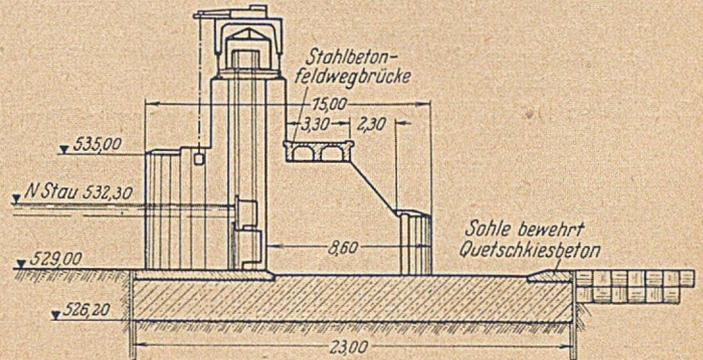


Abb. 3. Wehranlage, Querschnitt.

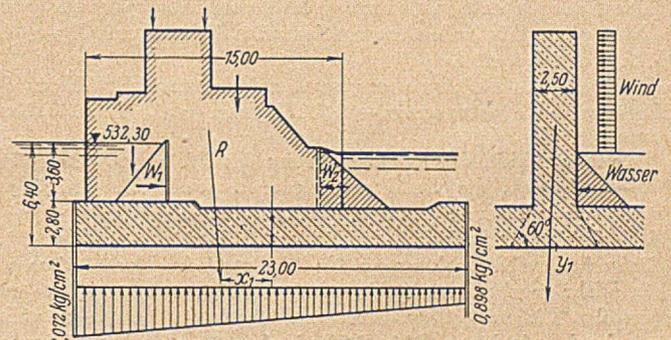


Abb. 4. Wehranlage, Längenschnittskizze für Belastungsfall VIII.

A) Rückwärtiger Teil.

Belastungsfall I: „Schützen herabgelassen, Stauziel 532,60 (Abb. 3 u. 4) (h = 6,4 m), hinter den Schützen kein Wasser, ohne Auftrieb.“

Belastungsfall II wie I, jedoch mit vollem Auftrieb (6,4 t/qm).

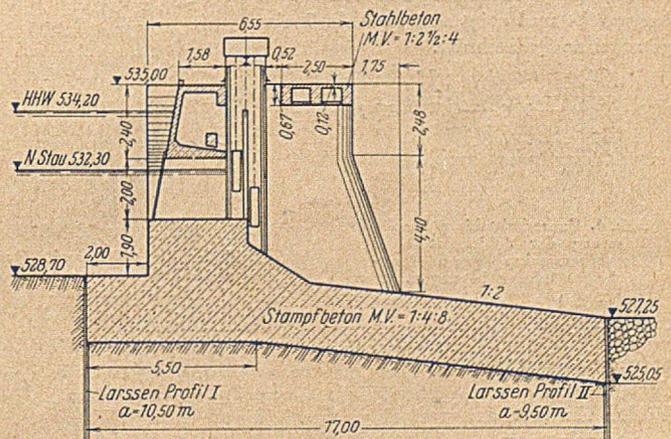


Abb. 5. Einlaufbauwerk, Querschnitt.

Belastungsfall III wie I, jedoch mit abnehmendem Auftrieb an der Oberwasserseite 6,4 t/qm, a. d. Unterwasserseite 0 t/qm.

B) Gesamt-Pfeiler.

Belastungsfall IV: „Schützen herabgelassen, Stauziel 532,60 ($h = 6,4$ m), rückwärts kein Wasser, ohne Auftrieb, über dem vorderen Teil der Sohle Wasserauflast.“

Belastungsfall V: „Schützen herabgelassen, Stauziel 532,60 ($h = 6,4$ m), rückwärts kein Wasser, voller Auftrieb, sonst wie bei IV.“

Belastungsfall VI: Wie V, Auftrieb jedoch abnehmend nach rückwärts von $6,4$ t/qm bis 0 t/qm.

Belastungsfall VII: „Rechte Feldschütze hochgezogen, linke Feldschütze geschlossen, linke Durchflußöffnung auch rückwärts abgeschlossen (Montage, Ausbesserungsarbeiten), Wasserspiegel auf 532,60, seitliche Druckverteilung des Pfeilers in der Sohlenplatte unter 60° angenommen, ohne Auftrieb.“

Belastungsfall VIII: Rechte Durchflußöffnung: „Schützen gezogen, linke Öffnung Schützen und Dammbalken herabgelassen. Stauziel 532,60; Druckverteilung des Pfeilers in der Sohlenplatte auch in der Längsrichtung unter 60° , ohne Auftrieb.“

Belastungsfall IX: Wie VIII, jedoch mit vollem Auftrieb ($6,460$ t/qm). Die beiden letzten Belastungsfälle sind unsymmetrisch, d. h. der Pfeiler muß nach zwei Richtungen (x und y) untersucht werden. Zur Ermittlung der Spannungen gilt dann

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{F} (\pm) \frac{N \cdot x_1}{W_x} (\pm) \frac{N \cdot y_1}{W_y}$$

wobei F = Fläche des untersuchten Querschnitts, W_x und W_y die Widerstandsmomente in Bezug auf das Koordinatensystem, x, y und x_1 bzw. y_1 die Abstände der resultierenden Normalkraft N von der X - bzw. Y -Achse sind.

Die maximale Bodenpressung trat im Belastungsfall VIII an der Oberwasserseite mit $\sigma_{\max} = 2,072$ kg/qcm auf. Höchstzulässig waren $\sigma = 2,5$ kg/qcm.

Es versteht sich, daß bei Berechnung des Pfeilergewichtes sämtliche Aufbauten, die Stahlkonstruktionen sowie die Fußgängerbrücke mit in Rechnung gesetzt wurden.

III. Einlaufbauwerk.

Beim Einlaufbauwerk waren ähnliche statische Verhältnisse wie beim Wehr gegeben. Die Sohle wurde als eingespannte Platte zwischen den Einlaufpfeilern bemessen. Auch sie kann den vollen Unterdruck aufnehmen (Dicke $2,20$ m), ohne nennenswerte Biegebbeanspruchungen und damit Zugspannungen zu erleiden (Abb. 4). Für ein etwaiges Setzen der Pfeiler sind Querkraftsteyen $6 \phi 14$ mm je lfdm angeordnet, die Rissbildungen an den gefährlichen Querschnitten unterbinden sollen (Abb. 6).

Für das Einlaufbauwerk (Abb. 5) ist noch das Hochwasserschild (auch Tauchwand genannt) erwähnenswert. Dieses wird zweckmäßig aus Stahlbeton hergestellt und zeigt den in Abb. 7 eingetragenen Querschnitt.

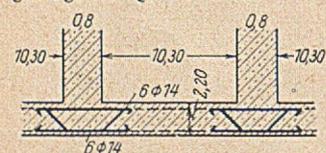


Abb. 6. Querschnittsskizze für die Sicherung der Sohlenplatte des Einlaufbauwerkes gegen Querkraftsetzungen.

Die Tauchwand ist als Durchlaufträger mit Trennfuge über 2×5 Felder für Horizontalbelastung (Wasserdruck) und Vertikalbelastung (Fußgängersteg) bemessen.

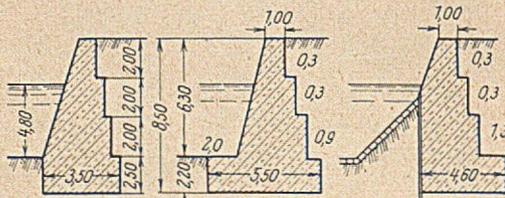


Abb. 7. Einlaufbauwerk, Querschnitt mit Bewehrung durch das Hochwasserschild.

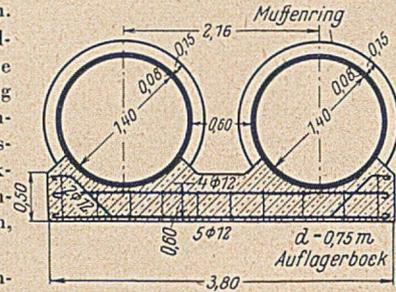


Abb. 9. Stahlbetondücker, Querschnitt durch die Schleuderbetonrohre.

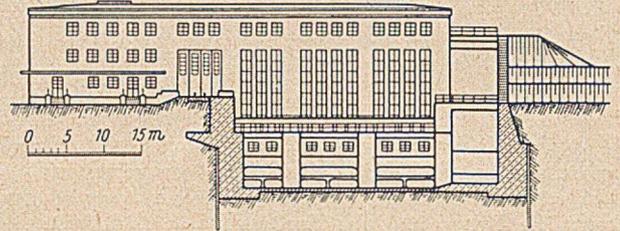


Abb. 10. Krafthaus mit Schalthaus und Leerschub. Ansicht von Unterwasser.

IV. Die seitlichen Abschlußmauern von Wehr und Einlaufbauwerk.

Diese wurden als Schwergewichtsmauern ausgeführt (Abb. 8). Der Querschnitt wurde jeweils so bemessen, daß die zulässigen Bodenpressungen von $2,5$ kg/qcm nicht überschritten wurden. Untersuchung nach Rebhann.

V. Durchlaß unter dem Oberwasserkanal (Abb. 9).

Dieser Durchlaß aus stahlbewehrten Schleuderbetonrohren ist so bemessen, daß er die große Erdlast der Dämme ($h = 8,0$ m) aufneh-

men kann. Die Biegemomente ermittelten sich aus Erddruck + Wasserfüllung + Eigengewicht. Bei einer Wandstärke von 8 cm und Rundstahleinlagen von $F_e = 20$ qcm/lfdm ergab sich eine spezifische Beanspruchung $\sigma_{b_z} = 47,5$ kg/qcm.

Die größte Bodenpressung beträgt $2,63$ kg/qcm. Man wird heute an Stelle der bis jetzt üblichen Rohre aus Stahlbeton vorgespannte Rohre vorziehen, falls diese preislich günstiger liegen.

VI. Krafthaus.

Hier galt es zunächst, die Krafthausfundamentplatte, die von Spundwänden eingeschlossen war, um Unterspülungen zu vermeiden, statisch zu untersuchen und zu bemessen (Abb. 10 u. 11).

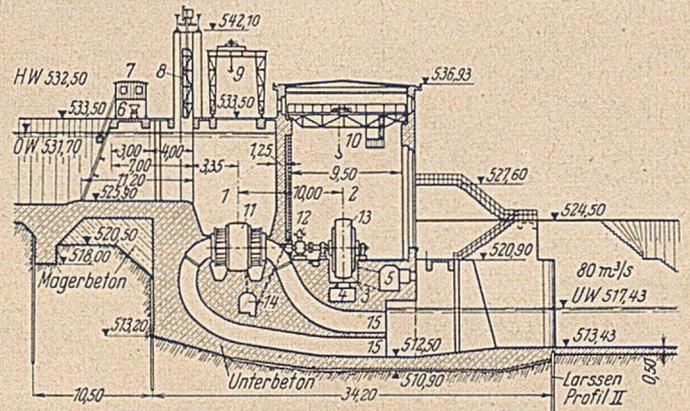


Abb. 11. Krafthaus, Querschnittsskizze.

Nachdem die Mittelkraft aller Auflasten ermittelt worden war, wurden die Bodenpressungen

- a) ohne Auftrieb,
- b) bei vollem Auftrieb und
- c) mit abnehmendem Auftrieb (Unterdruck)

ermittelt, um danach die ungünstigste Beanspruchung der Grundplatte selbst finden zu können. Letztere wurde lamellenweise unter den einzelnen Ausflußöffnungen (Saugschläuchen) als eingespannte Stahlbetonplatte zwischen den Tiefbaupfeilern gerednet,

$$+ M_{\max} = \frac{q l^2}{24}; - M_{\max} = \frac{q l^2}{12}$$

die größte Lamellenbelastung betrug $24,5$ t/qm (Bodengegendruck).

Ausschlaggebend für die Bemessung der Grundplatte waren die Belastungsfälle:

- a) „Oberwasserkanal leer, Unterwasserkanal gefüllt, Wind von Unterwasser, voller Auftrieb“ auf der Oberwasserseite und
- b) „Ober- und Unterwasserkanal gefüllt, Wind von Unterwasser, voller Auftrieb“ auf der Unterwasserseite.

Eine wesentliche Vorarbeit für die Bemessung von Krafthausgrundplatten ist die gewissenhafte Lastenaufstellung nach 2 Richtungen aller Beton-, Maschinen-, Wasserdruck-, Erddruck- und Windlasten.

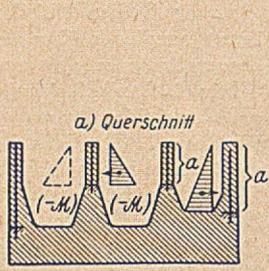


Abb. 16 a) (zu A). Oberer Teil als vertikaler Kragträger gegen wechselseitigen Wasserdruck. Vertikalbewegung.

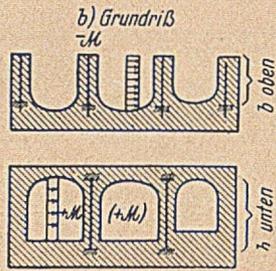


Abb. 16 b) (zu A). Horizontalbewehrung für den oberen Teil (Kragträger) sowie Horizontalbewehrung für den unteren Teil der Zwischenpfeiler. (Eingespannte Platte mit Torsionsbeanspruchung).

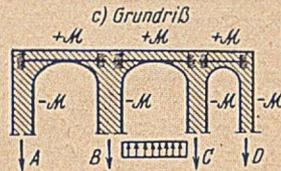


Abb. 16 c) (zu B). Untersuchung der Oberwasserkrafthauswand, zonenweise von oben nach unten als eingespannte Platte zwischen den breiten Zwischenpfeilerenden (Horizontalbewehrung für +M, -M und Temperatur).

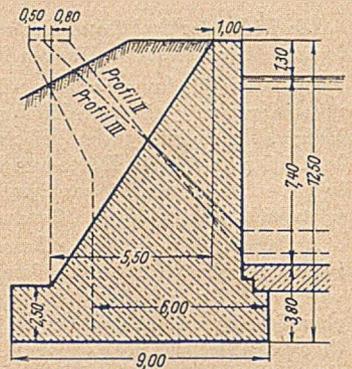


Abb. 18. Mauerquerschnitt für den Oberkanal.



Abb. 16 d) (zu B). Untersuchung der O. W. Krafthauswand als seitlich auskragende Platte aus den Turbinenkammerwänden (Horizontalbewehrung). Ermittlung der Momente und Schubkräfte.

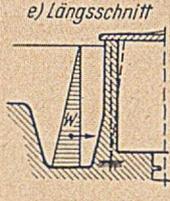


Abb. 16 e) (zu B). Zonenweise Untersuchung der oberwasserseitigen Krafthauswand als auskragende Platte aus dem Tiefbaumassiv. Ermittlung der Verankerungsstäbe sowie Vertikalbewehrung.



Abb. 16 f) (A und B kombiniert). Untersuchung der Trennwände und O. W. Krafthauswand auf Kippen (Ermittlung der Verankerungsstäbe der Zwischenpfeiler).

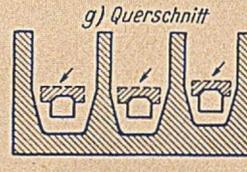


Abb. 16 g) (A und B kombiniert). Berechnung der Stütze über den Rohrkrümmersparungen in der O. W. Krafthauswand.

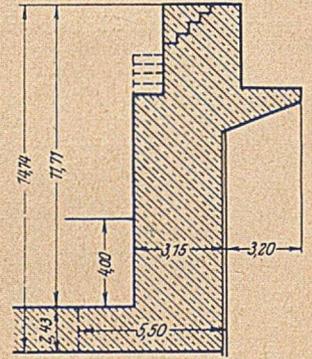


Abb. 19. Mauerquerschnitt für den Unterkanal nahe der Turbinenausläufe.

Anmerkung: Horizontal- und Vertikalbewehrung wurden kombiniert. Bei den Trennwänden wurden 50% der errechneten Horizontalbewehrung, bei der O. W. Krafthauswand 50% der oberen Vertikalbewehrung eingelegt. Die Ermittlung der Horizontalbewehrung der O. W. Krafthauswand infolge ungleichmäßiger Erwärmung unter Berücksichtigung des veränderlichen Querschnittes sowie Ermittlung einer horizontalen Zusatzbewehrung durch gleichmäßigen Temperatureinfluß und Schwinden (zusammen -5°) wurde in einem weiteren Rechnungsgang durchgeführt.

Rahmen, dessen Stiel unten fest eingespannt ist, angenommen. Die Berechnung erfolgte nach der Elastizitätstheorie unter Zugrundelegung der Belastungsfälle: Eigengewicht, Einfluß der Radlasten des Turbinenmontagekrans (14 t Zugkraft), Winddruck, Schwinden und Temperatureinfluß $\pm 15^\circ$.

VII. Mauern.

Beachtenswert sind die 12,50 bis 14,20 m hohen Abschlußmauern im Ober- und Unterkanal sowie neben dem Leerschuß der Kraftwerke. Die Mauern schließen sich mit senkrechter Vorderfläche an die Krafthauswände an, um dann allmählich in die Neigung

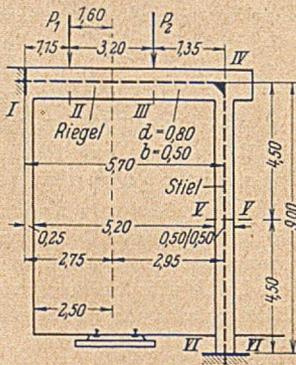


Abb. 17. Längenschnitte für den einhäufigen Rahmen über der Hofausfahrt des Krafthauses.

der Kanalböschung überzugehen. Wegen der Unsicherheit des Baugrundes war hier unter allen Umständen als höchst zulässige Bodenpressung 2,5 kg/cm² einzuhalten. Es ergaben sich die in Abb. 18 und 19 dargestellten Mauerquerschnitte.

VIII. Brückenbauten.

Stählerne — Stahlbeton- — sowie Spannbetonbrücken aller Systeme sind bei jeder Wasserkraftanlage mitzuentwerfen. In der Fachliteratur werden darüber aber soviel Musterbeispiele veröffentlicht, daß in diesem Rahmen darauf nicht näher eingegangen wird.

IX. Im folgenden werden einige Aufnahmen von Krafthausbaustellen veröffentlicht, aus denen die gewählten Konstruktionen der Bauwerke ersichtlich sind.

Aus Abb. 20 ersieht man die Rundstahleinlagen einer Krafthausgrundplatte vor der Betonierung.

Abb. 21 zeigt die Rundstahlflechterarbeiten für die Sohle eines Großkraftwerkes. Interessant ist dabei die Baugrubenaussteifung, auf die bei der Wahl des statischen Grundsystems sowie für die Stahlverlegearbeiten Rücksicht genommen werden muß.

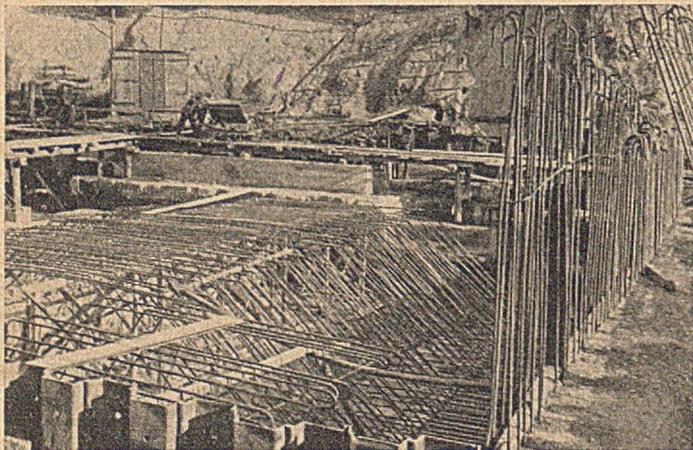


Abb. 20. Rundstahleinlage einer Krafthausgrundplatte.

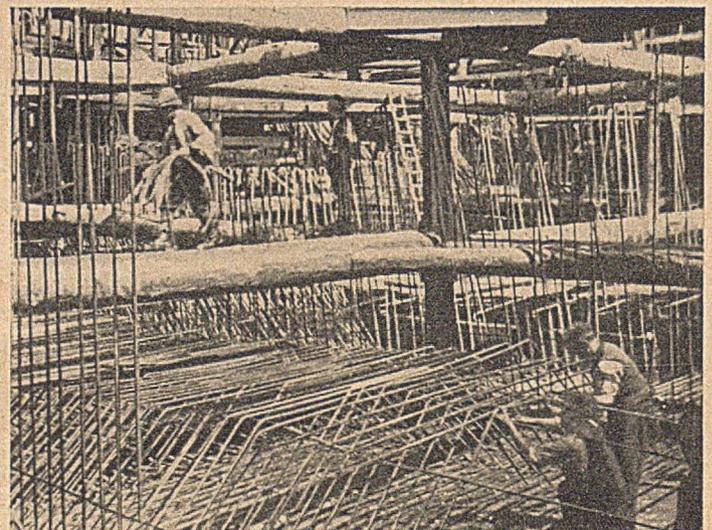


Abb. 21. Eisenflechterarbeiten an der Bewehrung für die Grundplatte eines Großkraftwerkes.

Abb. 22 vermittelt die Aufnahme der Schubbewehrung des unterwasserseitigen Pfeilers eines Turbinenauslaufs.

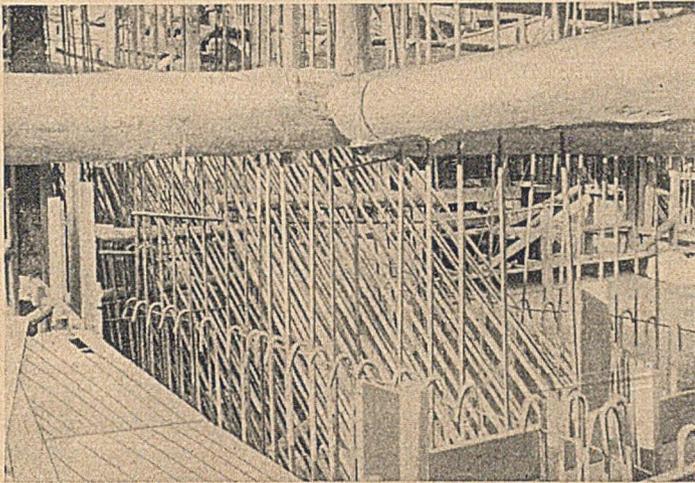


Abb. 22. Schubbewehrung eines unterwasserseitigen Kraftauspfeilers eines Turbinenauslaufs.

Abb. 23 stellt die Rundstahlbewehrung unter der offenen Turbinenkammer eines Illerkraftwerkes dar.

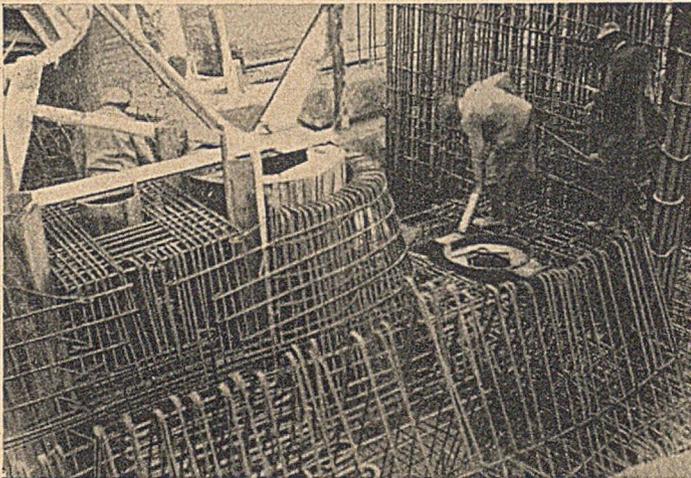


Abb. 23. Rundstahlbewehrung unter der offenen Turbinenkammer eines Illerkraftwerkes.

Aus Abb. 24 ersieht man die von den Zimmerleuten hergestellten Aussparungen in dem Maschinenhausfußboden eines Großkraftwerkes für Turbinen mit senkrechter Achse im Krafthaus.



Abb. 24. Aussparungen in dem Maschinenhausfußboden eines Großkraftwerkes für Turbinen mit senkrechter Achse.

Abb. 25 ist die gleiche Aufnahme aus der Vogelperspektive. Abb. 26 zeigt die im Maschinenhausfußboden verankerten Krag-

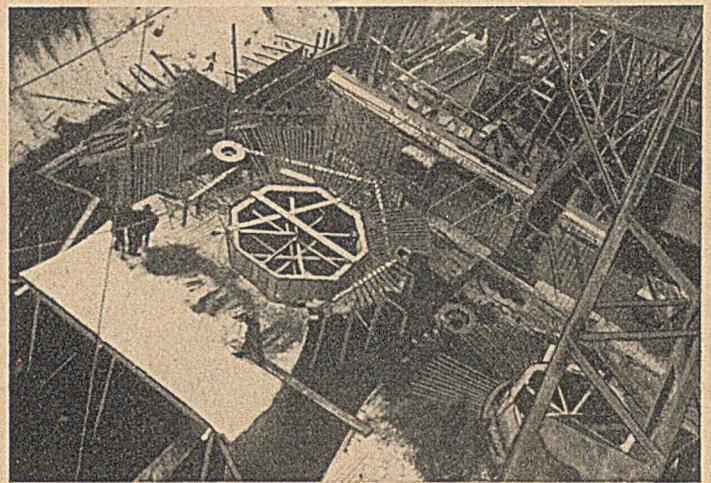


Abb. 25. Aufnahme der Baustelle der Abb. 24 von oben.

rundstäble um die Turbinengehäuse von liegenden Turbinen eines Großkraftwerkes mit Aussparungsrohren für die Belange der Turbinenfirma.

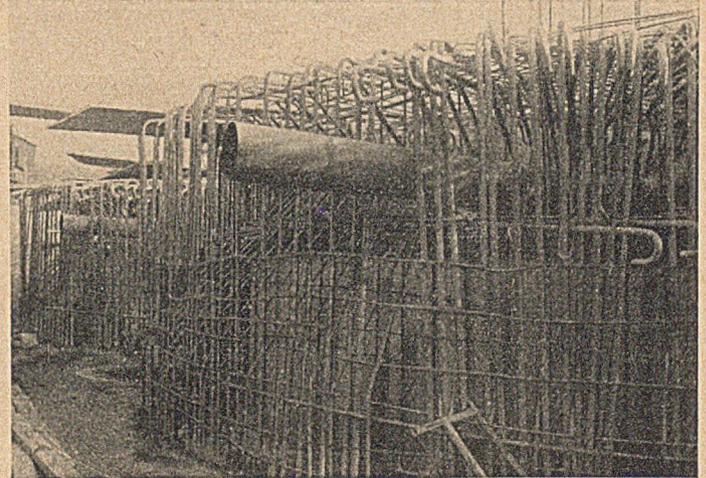


Abb. 26. Maschinenhausfußboden eines Großkraftwerkes mit Bewehrung um die Turbinengehäuse für Turbinen mit senkrechter Welle. (Beachte die Rohre für Aussparungen!).

Abb. 27 zeigt die Baugrube einer Wasserkraftanlage. Die Grundplatte des Krafthauses ist fertig betoniert. Die hölzernen Schalungsrahmen für die Turbinenausläufe werden aufgestellt, rechts und links

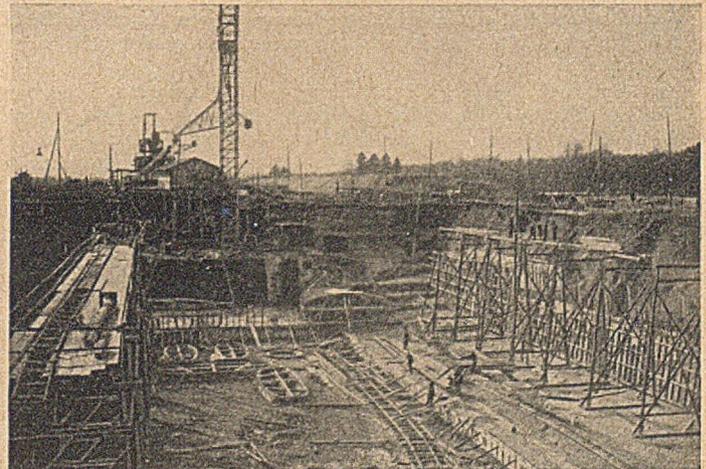


Abb. 27. Baustelle einer Wasserkraftanlage im Anfangszustand.



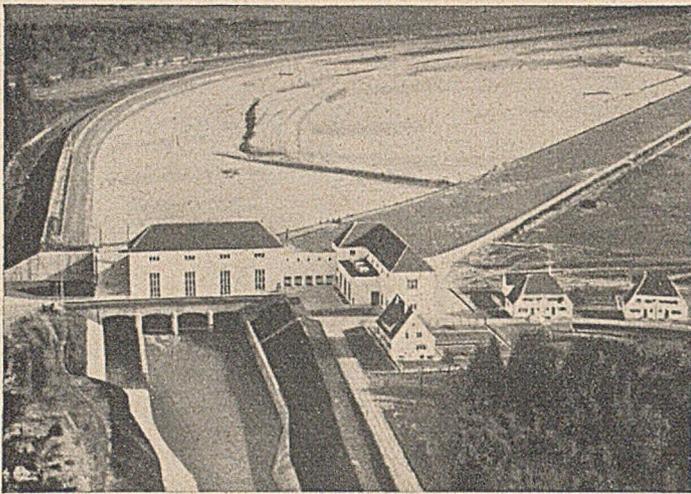


Abb. 28. Fertiggestellte Niederdruckwasserkraftanlage mit Speicherbecken.

sind die Unterkanalanschlußmauern im Bau, in der Mitte Betonauflage- und Kieswäschanlage mit Gießturm.

Abb. 28 zeigt eine fertiggestellte Niederdruckwasserkraftanlage mit Ausgleichsbecken, Leerschluß, Krafthaus mit 3 Turbinenausläufen, Transformatorenhaus und Unterwasserkanal.

Schluß.

Aus den Ausführungen ersieht man, daß bei Wasserkraftbauten Aufgaben aus allen Gebieten des Bauingenieurfaches zu lösen sind.

Um zeitraubende Doppelarbeit zu sparen, wird dem jungen Konstrukteur, der vor ähnliche Aufgaben gestellt wird, empfohlen, in Anbetracht der vielen Aussparungen, Durchbrüche, Deckenlöcher, Kabelkanäle und Nischen in den Maschinensaalfußböden und Turbinenkammern vor Beginn der konstruktiven und statischen Bearbeitung engste Fühlung mit den Turbinen-, Generator- und Elektrofirmen zu nehmen. Für klar verständliche Bauzeichnungen zur zweckmäßigen Verlegung der Rundstahleinlagen schwieriger Bauteile empfehle ich mehrfache Überlagerung durchsichtiger Lichtpausen. Man kann auf diese Weise durch einfaches Umblättern die Rundstahleinlagen von der Oberseite der Konstruktion um die Durchbrüche und Kanäle herum nach der Unterseite verfolgen und durch diese klare Darstellung Lohneinsparungen für die Verlegearbeiten erzielen.

Am 31. Dezember 1950 schied nach kurzer schwerer Krankheit aus einem arbeits- und erfolgreichen Leben der Verlagsbuchhändler

Dr.-Ing. ehr. Georg Ernst.

Wir werden im nächsten Heft eine ausführliche Würdigung seiner Persönlichkeit und seines Schaffens veröffentlichen.

Die Schriftleitung.

Hundert Jahre Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Am 1. Januar 1851 nahm Wilhelm Ernst, Inhaber der 1827 begründeten Gropius'schen Buch- und Kunsthandlung und des Carl Reimarus Verlag W. Ernst, seinen bisherigen stillen Teilhaber Heinrich Korn, Breslau, als öffentlichen Teilhaber auf und gründete die Firma Ernst & Korn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften.

Nachdem Heinrich Korn am 1. Oktober 1880 auf Grund freundschaftlicher Vereinbarung ausgeschieden war, trat der älteste Sohn Georg Eberhard Ernst als Teilhaber ein. Die Firma hieß jetzt: Wilhelm Ernst & Sohn, vorm. Ernst & Korn.

Nach dem Ableben von Wilhelm Ernst (geb. 10. Dezember 1814) am 14. April 1894 erwarb Georg Eberhard Ernst die Firmen, die von nun an hießen:

Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und technische Wissenschaften
und
Gropius'sche Buch- und Kunsthandlung
Wilhelm Ernst & Sohn.

Am 25. Mai 1902, nur zu früh, verstarb Georg Eberhard Ernst (geb. 4. April 1852) in Lugano, und die Firmen gingen auf die drei Söhne über.

Bereits am 12. September 1902 wurde eine Druckerei unter dem Namen Buchdruckerei Gebrüder Ernst dem Unternehmen angegliedert.

Auf Anregung von Wilhelm Ernst erschien 1851 die vom Minister für Handel, Gewerbe und öffentliche Arbeiten herausgegebene „Zeitschrift für Bauwesen“ als erste und wichtigste Schöpfung des jungen Verlages, nachdem vorher das „Notizblatt des Architekten-Vereins zu Berlin“ erworben worden war, das dann in der „Zeitschrift für Bauwesen“ aufging. 1881 folgte, ebenfalls auf Anregung von Wilhelm Ernst, das „Zentralblatt der Bauverwaltung“ als eine weitere führende Baufachzeitschrift, die Grundsäulen des Verlages.

Nachdem im letzten Krieg alles verlorengegangen ist, was seit 1851 an Werken und Zeitschriften einschließlich der eigenen Druckerei geschaffen worden war, seien nachfolgend nur einige der bekannten Namen der nicht mehr lebenden Mitarbeiter des Verlages in Erinnerung gebracht:

Adler, v. Bach, Baltzer, Brix, v. Emperger, Ende, Engels, Fonrobert, Forchheimer, Fülcher, Gary, Genzmer, Gottgetreu, Graeb, Hagen, Hoßfeld, Kersten, Krey, Laskus, Löser, Lucae, v. Mauch, Melan, Adolf Menzel, Mohr, Müller-Breslau, Muthesius, Ostendorf, Rehbock, Rudeloff, v. Rziha, Sarrazin, Schadow, Schaper, Schinkel, Schwedten, Schwedler, Tolkmitt, Wallot, Zillich, Zimmermann.

Das neue soeben erschienene Verlagsverzeichnis 1945—1950 berichtet über all das, was seit der britischen Lizenzerteilung B. G. 12. B. an den verstorbenen Inhaber, Dr.-Ing. ehr. Georg Ernst, wieder geschaffen wurde und welche Neuerscheinungen für die nächste Zeit geplant sind.

Allen Autoren und Mitarbeitern, die beim Neuaufbau des Verlages tatkräftig mitgearbeitet haben, sei auch an dieser Stelle herzlicher Dank ausgesprochen.

Dr.-Ing. ehr. Fritz Polensky 75 Jahre.

Dr.-Ing. ehr. Fritz Polensky vollendet am 1. Januar 1951 in Nohn-Eifel sein fünfundsiebzigstes Lebensjahr. Als Sohn des Begründers der Bauunternehmung Polensky & Zöllner, an deren Gründungsort und früheren Stammsitz Driesen/Neumark geboren, hat er in seiner Kindheit und Jugend das erste Werden der im Jahre 1880 gegründeten Firma und ihren Aufstieg unter der tatkräftigen und weit-schauenden Führung seines Vaters von Anfang an miterlebt. Es war daher eine Selbstverständlichkeit, daß Fritz Polensky, den Neigungen

und Erfolgen seines Vaters nachstrebend, das Studium der Bauingenieurwissenschaft ergriff. Nach Ablegung der zweiten Staatsprüfung für das höhere Baufach verblieb er als Regierungsbaumeister noch eine ganze Reihe von Jahren im Staatsdienst bei den damaligen Eisenbahndirektionen Stettin und Magdeburg, bis die Entwicklung der unter der Leitung seiner beiden Brüder stehenden Bauunternehmung im Januar 1912 seine Teilnahme an ihrer Geschäftsleitung erforderte, die er in einem ausgedehnten Arbeitsgebiet in Oberschlesien begann. Im Jahre 1919 wurden die damaligen westlichen

Betriebe der Firma unter seiner Leitung mit Sitz in Köln/Rhein zusammengefaßt, deren erfolgreiche Entwicklung Zeugnis für sein unternehmerisches Können ablegt.

Das große Vertrauen, das sich der Jubilar im Kreise seiner Unternehmer-Kollegen in Köln und Umgebung durch seine gerade und humorvolle Art und seine vornehme Denkungsweise erworben hatte, führte dazu, daß er schon im Jahre 1922 zum Vorsitzenden der Kölner Bezirksgruppe des damaligen Reichsverbandes des Deutschen Tiefbauwesens gewählt wurde. Dieses Ehrenamt hat er ununterbrochen 17 Jahre lang auch in der Nachfolgeorganisation in selbstloser Weise geführt und sich dabei die Liebe, Verehrung und Anhänglichkeit vieler Berufskollegen erworben.



Als Mitglied der Industrie- und Handelskammer Köln hat Dr.-Ing. chr. Fritz Polensky viele Jahre die Belange der Bauwirtschaft vertreten.

Auf Grund seiner Verdienste um die Entwicklung des Groß-Erdbaues, die als Sondergebiet in der Betätigung seiner Firma eine bevorzugte Stellung einnahm, wurde ihm im Jahre 1928 von der TH. Darmstadt die Würde eines Dr.-Ing. ehr. verliehen.

Alle, die dem Jubilar beruflich oder persönlich nahegekommen sind, gedenken seiner zu seinem 75. Geburtstage. Durch seine jederzeit bewiesene vornehme und treue Gesinnung, aber auch durch seine behagliche und humorvolle Lebenseinstellung und nicht zuletzt durch seine liebenswürdige und gütige Wesensart hat er ihre Zuneigung und Verehrung gewonnen.

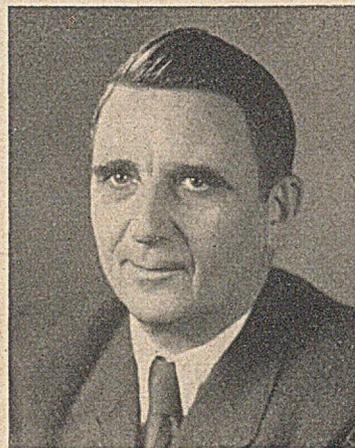
Mögen Dr.-Ing. chr. Fritz Polensky noch viele Jahre in Gesundheit und Schaffenskraft beschieden sein.

Professor Dr.-Ing. Paul Böss 60 Jahre.

Am 24. Dezember 1950 vollendete Baurat Dr.-Ing. Paul Böss, o. Professor für Wasserbau und Hydromechanik sowie Direktor des Institutes für Hydromechanik, Stauanlagen und Wasserversorgung der Technischen Hochschule Karlsruhe, sein 60. Lebensjahr.

Als Sohn des Professors der Staatlichen Baugewerbeschule in Idstein, Taunus, geboren, besucht Böss infolge Versetzung seines Vaters die Oberrealschule in Kattowitz und macht dort 1908 sein Abitur. Nach zweijähriger praktischer Tätigkeit im Baugewerbe studiert er von 1910—1914 an der Technischen Hochschule Karlsruhe und legt 1915 seine Diplom-Prüfung ab.

Bereits während des Studiums wird Geheimrat Professor Dr.-Ing. Rehbock auf Böss aufmerksam; er gewinnt ihn als seinen Mitarbeiter für das Flußbaulaboratorium. Hier entsteht die Dissertation von Böss: „Berechnung der Wasserspiegellage beim Wechsel des Fließzustandes“¹⁾. Die bisher in zwei Auflagen erschienene Arbeit ist, soweit bekannt, ins Englische, Französische und Russische teils mit, teils ohne Nennung des Verfassers übersetzt worden. Ebenso wie diese erste Arbeit sind sämtliche folgenden Veröffentlichungen neuartig; sie behandeln das jeweilige Problem erstmalig, aber stets soweit ausgereift, daß eine praktische Anwendung möglich ist. Ebenso wie in den Veröffentlichungen bringt Böss auch in seinen Vorlesungen nur das Grundsätzliche klar und einprägsam.



Von den erschienenen 15 Veröffentlichungen von Böss seien besonders erwähnt:

- „Berechnung der zeitlich veränderlichen Wasserbewegung“²⁾,
- „Berechnung der Abflusssmengen und der Wasserspiegellage bei Abstürzen und Schwellen unter besonderer Berücksichtigung der dabei auftretenden Zusatzspannungen“³⁾,
- „Wasser- und Geschiebebewegung in gekrümmten Flußstrecken. Die Berechnung mittels der Potentialtheorie.“⁴⁾

¹⁾ Berlin 1927, VDI-Forschungsheft Nr. 284.

²⁾ Berlin 1927, VDI-Forschungsheft Nr. 284.

³⁾ Wasserkraft und Wasserwirtschaft (1929), Heft 2/3.

⁴⁾ Berlin 1938, Julius Springer.

sowie die von ihm bearbeiteten Kapitel im Taschenbuch für Bauingenieure von Schleicher. Diese Veröffentlichungen gehören neben der erstgenannten Arbeit zum unentbehrlichen Rüstzeug des Wasserbauingenieurs.

Böss's Interesse gilt nicht nur seinem engeren Fachgebiet, sondern darüber hinaus der Mathematik, der Physik, der Elektrotechnik und der Astronomie.

Als Forscher und Gutachter auf dem Gebiete des Wehr-, Talsperren- und Schleusenbaues hat er vielfach maßgeblich zur Auffindung der zweckmäßigsten und besten Lösung beigetragen. Sein Vorschlag zur Verminderung der Wehrklappenschwingungen mittels „Zahnrand“ ist bis heute noch das sicherste Mittel, die Schwingungen zu verhüten. Seiner Gründlichkeit ist es zu verdanken, daß die Entwürfe, die auf Grund seiner Berechnungen oder seiner Modellversuche zur Ausführung kamen, stets den Voraussagen entsprachen und sich bestens bewährten.

Ganz besonderer Beliebtheit erfreut sich Böss als Hochschullehrer. Auf der Hochschule wie auch auf den Fachtagungen werden seine Vorträge besonders beachtet.

Alle seine Freunde wünschen dem Jubilar an seinem Ehrentage, daß es ihm vergönnt sei, noch viele Jahre seiner Arbeit dem Wohle des engen deutschen Raumes und dem Fortschritt der Wissenschaft und Forschung zu widmen.

F. K a r t e n b e c k.

Unterwasserstraßentunnel in USA*).

In Pasadena, Texas, ist kürzlich ein zu 8,1 Mill. Dollar veranschlagter Unterwasserstraßentunnel fertiggestellt worden. Die Gesamtlänge zwischen beiden Gefällbrüchen beträgt 1154,75 m, zwischen beiden Portalen 895,50 m. Die Rampen haben eine Neigung von 6%. Der Tunnelscheitel liegt 13,75 m unter dem Wasserspiegel des Houstonschiffahrtskanals.

Den Querschnitt der überwölbten Rampenteile und der Tunnelröhre veranschaulicht Abb. 1. Das gesamte Bauwerk besteht aus, vom südlichen Ende her gesehen, einer 161,50 m langen offenen Zufahrtsrampe, an die sich ein 219 m langer überwölbter Querschnitt anschließt, einer 457,48 m langen kreisförmigen Betonröhre unter dem Kanal, an die sich dann wiederum ein 219 m überwölbter Querschnitt und eine 99,15 m lange offene Auffahrtsrampe am Nordende anschließen.

Die Bauausführung erfolgte im Einschnittverfahren. Uferquerschnitte und Rampen konnten in offenen tiefen Gräben im Trockenen ausgeführt werden. Der Kanaltunnelquerschnitt besteht aus 4 je 114,37 m langen vorfabrizierten Stahlröhren mit 8,55 m lichtigem Durchmesser und 0,60 m dicken, bewehrtem Betonring. Diese 4 Tunnelrohrstücke wurden in einen ausgebaggerten Graben versenkt und dort abgedichtet.

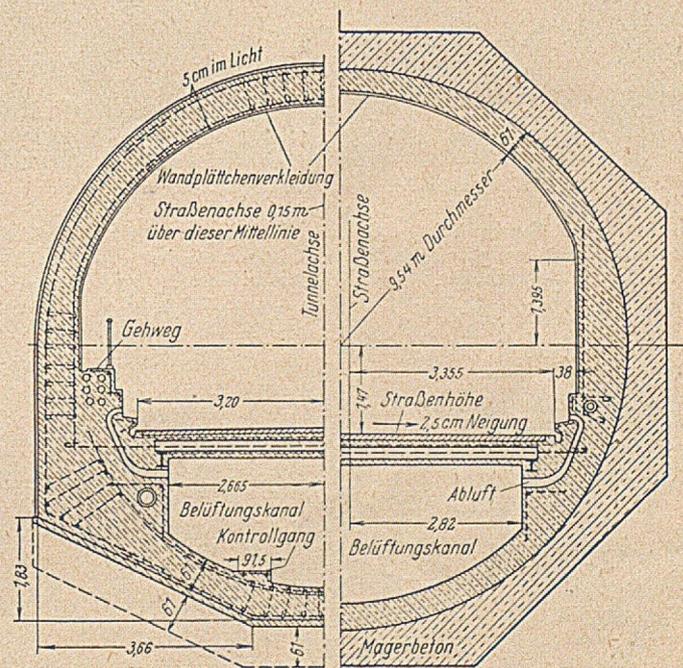


Abb. 1. Querschnitt der Tunnelröhre (links) und überwölbten Zufahrtsrampe (rechts).

Die hierfür erforderlichen 4 Stahlröhren wurden in einem von der Baustelle 560 km entfernten Werk hergestellt und auf dem Wasserwege nach der Einbaustelle befördert. Der innere Stahl-

* Auszug aus Rds. Strs. 92 (1949), Juli, S. 52—54 u. 78.

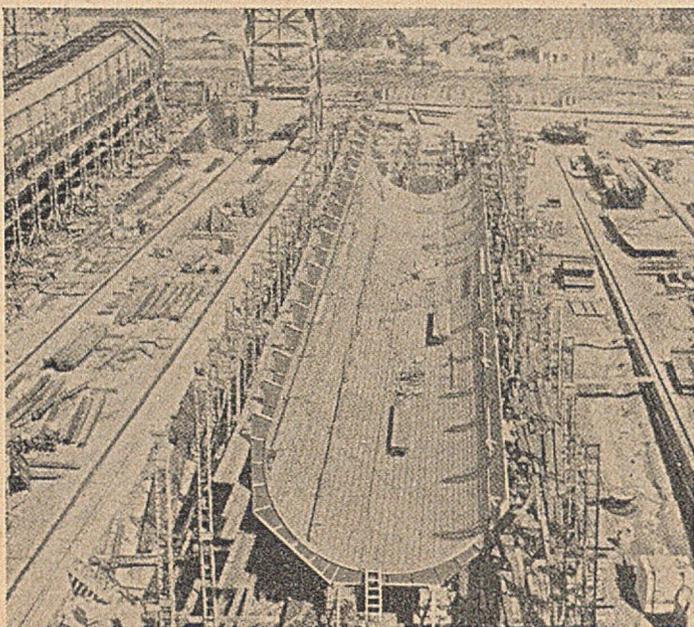


Abb. 2. Schalung der Tunnelröhren.

Hilfe von 2 Schwimmkranen unter entsprechender Auslastung mit rd. 20 t Magerbeton auf 2 zuvor ausgeführte Stahlpfeiler versenkt (Abb. 4). Nach genauer Ausrichtung erhielten die Röhrenstücke bis zu 80 t Betonauflast. Die als Ringe mit Feder und Nute ausgebildeten Fugen wurden mit einer dicken Magerbetonschicht ummantelt und anschließend endgültig abgedichtet.

Vor Ausführung der Stahlbetongründung und des Straßenkörpers der überwölbten Zufahrteile wurden auf den natürlichen Untergrund eine 0,10 m dicke Sandschüttung aufgebracht und in bestimmten Abständen tiefe Keilnuten angeordnet, um ein Abgleiten des Tunnelgewölbes in der Gefällrichtung zu verhindern. Die Betonbodenplatte dieser Zufahrteile wurde durch eine aus 8 Lagen Gewebe und Teer zusammengesetzte Decklage gegen aufsteigendes Wasser gedichtet. In ähnlicher Weise geschah die Abdichtung des Gewölberückens.

Die Tunnelbelüftung vollzieht sich praktisch selbsttätig. Jeder der 3 im Ventilatorengewölbe untergebrachten Ventilatoren ist mit einem 300 PS-Motor für hohe Geschwindigkeit und einem kleineren Motor für die Belüftung mit geringerer Geschwindigkeit ausgestattet. Jeder dieser Ventilatoren hat eine größte Leistung von 9687 m³/Minute. Der jeweilige Belüftungszustand im Tunnel wird durch elektrische Prüfvorrichtungen überwacht, die Kohlenstoffmonooxydkonzentration auf 0,4 Teile/10 000 Teile Luft gehalten.

Zur Beleuchtung dienen fluoreszierendes Deckenlicht und zusätzliche stärkere Leuchten in der Nähe der Tunnelgänge. An jedem Tunnelmund ist eine Pumpstation erbaut, um das bei starken Regenfällen von den offenen Rampen abfließende sowie das an der tiefsten Stelle im Tunnelinnern sich ansammelnde Wasser zu entfernen.

Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Haller.

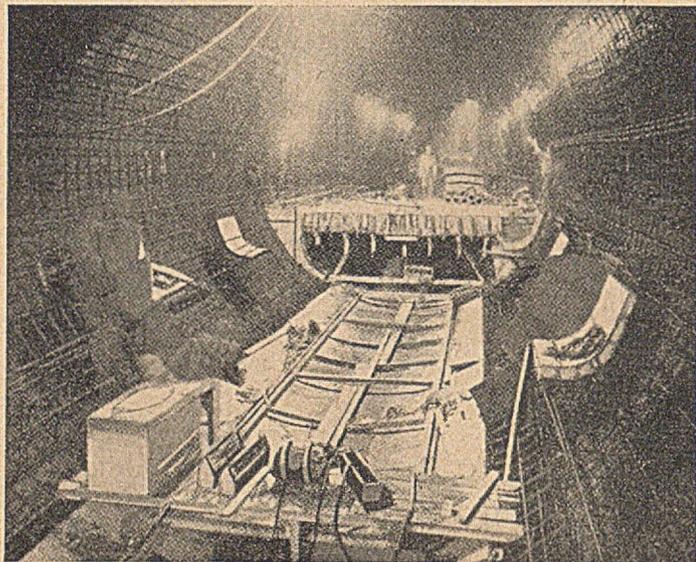


Abb. 3. Blick ins Innere während des Betonierens.

Betonring mit Straßenkörper, Gehweg, Lüftungs- und Kabelkanälen wurde an Land vollständig in 5 Abschnitten betoniert (Abb. 2 u. 3). Durch eine entsprechende wasserabdichtende Vorrichtung konnte die

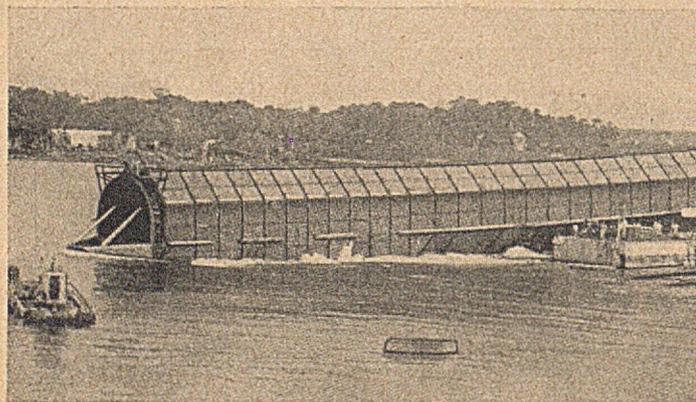


Abb. 4. Abschleppen eines fertigen Röhrenstückes.

Ausfüllung aller Hohlräume bei dem unter Druck eingebrachten Beton für den Gewölbeschluss gewährleistet werden. Die einzelnen Tunnelröhrenstücke wurden nach ihrer Fertigstellung seitlich mit Tauen geführt, an ihren Bestimmungsort gefahren und dort mit

Erdrutsch in Westschweden.

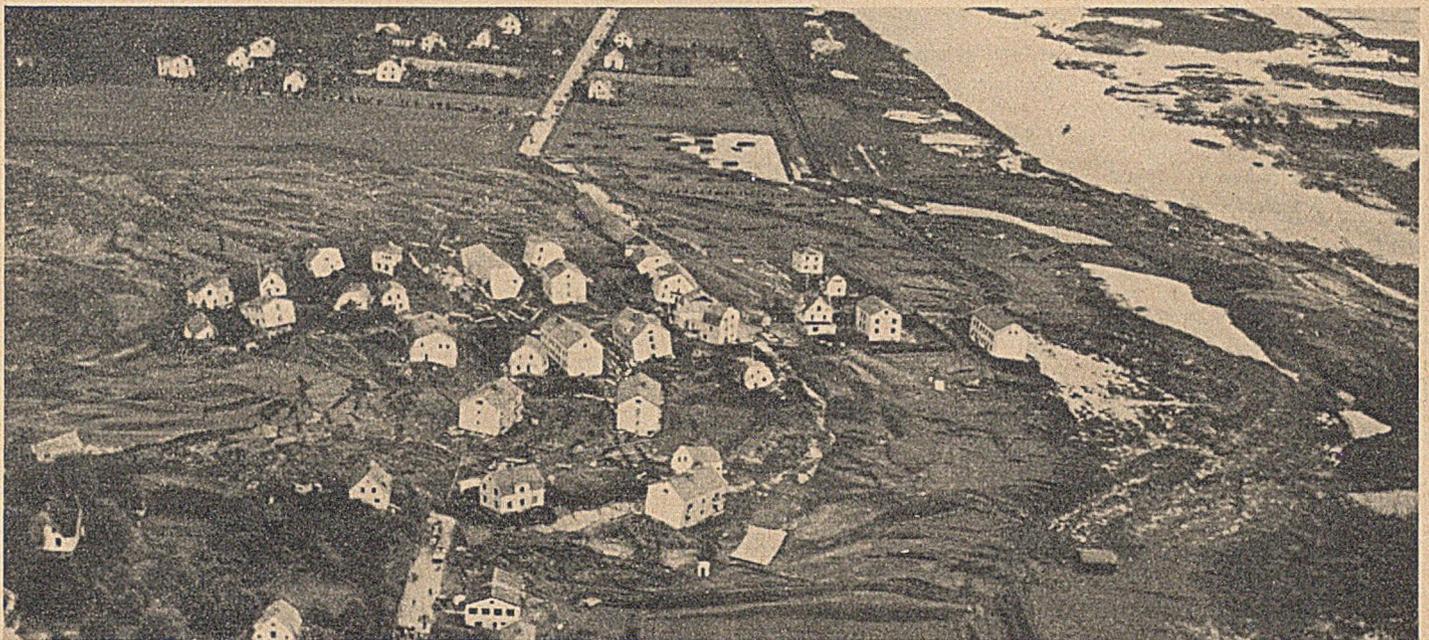
In Skandinavien finden sich in verschiedenen Landesteilen Gebirgs- und Bodenarten, die einer ständigen Rutschgefahr in einem Ausmaße und einer Weise ausgesetzt sind, die in Deutschland wahrscheinlich unbekannt ist. Es sei nur an die gewaltigen Felsbrüche des Ramnefjället in Norwegen am 13. September 1936 erinnert.

Zu den allerunsichersten Böden gehören gewisse Tonarten in Norwegen und besonders in Schweden. Hier ist am meisten das Tal des Göta-älv vom Vänensee bis Göteborg dafür bekannt, in dem auch die Wasserfälle Trollhättan liegen. Göteborgs Hafen ist diesen Gefahren stark ausgesetzt gewesen; Rutschungen bei Sanne²rdshamn 1911, Stigbergskaj 1916 und zuletzt an der Volvofabrik in Hisingen sind zu nennen. Bei Lilla-Edet liegt eine Rutschstelle neben der anderen, ebenso beim Bahnhof Kåhög. Auch an anderen Stellen in Schweden hat es ähnliche Katastrophen gegeben: Getå Oktober 1918 ist noch in frischer Erinnerung, wo ein ganzer Eisenbahnzug verschwand und es 45 Tote gab. Damals wurde von der Generaldirektion der schwedischen Staatsbahnen eine weit über Schwedens Grenzen bekanntgewordene Kommission eingesetzt, die 1922 ihr Schlußprotokoll veröffentlichte. Die gewonnenen Erkenntnisse veranlaßten Prof. Wollmar Fellenius, seine bekannte Theorie über Zylinderleitflächen zu schreiben, die zu den Ecksteinen der Geotechnik gehört¹⁾. Bekannt ist auch eine Rutschkatastrophe vom 7. Oktober 1648 südlich Trollhättan, wobei 85 Menschenleben in den 12 m hoch aufgestauten Wassermassen verloren gingen.

Im September vorigen Jahres fiel in Westschweden eine so reichliche Regenmenge, daß die Ernte schwer gelitten hat. Als am 29. September um 8.07 Uhr morgens der Arbeiterzug nach Göteborg mit etwa 900 Fahrgästen den Bahnhof Surte - Södra verließ, sahen die Fahrgäste des letzten Wagens, wie sich die Häuser von Surte in Bewegung setzten. Da andere Augenzeugen als Zeitpunkt der Katastrophe 8.08 Uhr morgens angeben, ist anzunehmen, daß der Rutsch durch den schweren Eisenbahnzug ausgelöst wurde, wofür außer den genannten

Beispielen noch andere in Schweden bekannt sind. Mehrere Milli-

¹⁾ Fellenius, Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen, 4. Aufl. Berlin 1948. Wilh. Ernst & Sohn.



Flugbild von Surte, Westschweden, über Mitte die verschobene Landstraße, rechts davon die Eisenbahnlinie (dunkel) und ganz rechts der halbverdämmte Göta-älv, ganz rechts das verrutschte Bahnhofsgebäude. Links oben die Abrißkante.

onen bhm Erde kamen in Bewegung, unterbrachen den Bahndamm und eine Landstraße auf einer Strecke von über 500 m, verdämmten den Göta-älv auf 400 m Länge fast vollständig und warfen 34 Gebäude durcheinander, machten 278 Menschen obdachlos und forderten, zum Glück, nur ein Todesopfer. Zur Bildung einer Fahrerinne im Göta-älv müssen 160 000 cbm gebaggert werden, damit 30 000 t Waren nach Göteborg geschifft werden können, die aus den Eisenwerken in Värmland unterwegs waren. Der Schaden wird mit 2 964 000 S-Kronen angegeben. Da die Gebäude in Holz gebaut waren, wurden sie nur umgeworfen, bis auf eines, das in zwei Teile gespalten wurde.

Sofort nach der Katastrophe wurden umfangreiche geologische und geotechnische Untersuchungen ins Werk gesetzt, die noch nicht abgeschlossen sind. Sie versprechen jedoch sehr wertvoll zu werden, da man genaue Daten über die Gestaltung vor dem Rutsch besitzt. Nach den vorläufigen Erhebungen handelt es sich um einen regelrechten zylinderförmigen Bruch mit einer Tiefe von 20 bis 30 m. Er begann an einer Stelle, wo die Geländeneigung 1 : 11 war. Die größte Verschiebung in Rutschrichtung betrug 140 m, seitlich ist eine Verschiebung von 30 bis 40 m festzustellen. Im oberen Teil, 50 m östlich von

der Landstraße beginnend, bestand der Boden aus einem Ton, der hier Quickton genannt wird. Sonst war es ein gewöhnlicher Götterborger Blauton. Der Boden scheint infolge des Regens von Wasser übersättigt gewesen zu sein, das in den Sandschichten anscheinend unter Ueberdruck stand und so sehr labile, fast friktions- und kohäsionslose Flächen bildete. Es genügt erfahrungsgemäß eine geringe Ueberbelastung oder Erschütterung, um in solchen Tonböden eine Rutschung auszulösen.

Man hat in den Gärten der Siedlung Surte vor dem Rutsch beobachtet, daß Wasser aus dem Boden strömte — also eine Einwirkung des Regens unverkennbar war. Jedoch hat der Göta-älv kein Hochwasser geführt.

Bei der Regierung sind vom Statens Geotekniska Institut und den Geologiska Undersökningar 20 000 S-Kr. zur Durchführung der wissenschaftlichen Arbeiten beantragt worden. Wertvolle Resultate sind zu erwarten, da die besten Sachkenner auf diesem Gebiete, wie die Ziv.-Ing. Bert Jakobson, Sten Odenstad, Bror Fellenius, Dozent Carl Caldenius u. a. sich zur Verfügung gestellt haben.

Prof. Dr. E d u a r d W e i s s, Stockholm.

Neuerungen an hydraulischen Hebeböcken.*)

Durch die hydraulischen Hebeböcke, bei denen die Last nicht mit dem Stempel, sondern mit dem Zylinder gehoben wird, lassen sich beim Brückenbau und ähnlichen Arbeiten große Lasten auf beträchtliche Höhen in ununterbrochenem Arbeitsgang innerhalb kurzer Zeit heben. Durch das Hochgehen des Zylinders gibt der Hebebock den Raum für sein eigenes Fundament selbsttätig frei, so daß die Last durch wechselweises Unterklotzen des Zylinders und des Stempels immer in Verbindung mit dem Hebebock und der Unterklotzung bleiben kann und nicht nach jedem Hubspiel abgefangen werden muß.

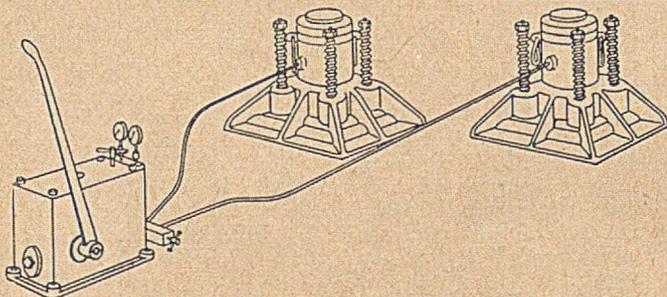


Abb. 1. Hebeböcke mit vier Außen-Rückzugfedern und getrennter Druckpumpe.

Um im Anschluß an ein Hubspiel nach dem Oeffnen des Abbläventiles den Kolben wieder in die Anfangsstellung zu bringen, sind vier Federn

angebracht (Abb. 1). Der Widerstand, den die Federn überwinden müssen, setzt sich aus dem Gewicht des Kolbens, dem Flüssigkeitswiderstand des Druckmittels und der Reibung zwischen Kolben und Zylinderwand zusammen. Die Reibung ist am kleinsten, wenn die Federn den Kolben mit gleicher Kraft, ohne zu ecken, in den Zylinder ziehen. Da eine gleiche Kraft an den vier Federn schon durch ungleiches Anziehen der Muttern auf den Feder-Stehbolzen praktisch nicht möglich ist, müssen die Federn zum Ueberwinden der durch das Ecken verursachten, zusätzlichen Reibung entsprechend kräftiger sein. Außerdem wurden die Federn und Federbolzen auf dem Transport durch Stöße und Schläge leicht verbogen und gaben dann Anlaß zu Betriebsstörungen. An der neuen Bauart sind daher die ursprünglichen vier Federn durch nur eine Feder ersetzt worden (Abb. 2), deren Wirkungsweise durch äußere Anlässe nicht beeinträchtigt wird. Durch das Wegfallen der vier Außenfedern ist außerdem der Platzbedarf beim Ansetzen des Hebebockes kleiner als vorher.

Die Druckpumpe kann getrennt vom Hebebock angebracht oder auch mit diesem zu einer Einheit vereinigt sein. — Normal wird der Hebebock für Tragfähigkeiten von 20, 50, 100, 200, 300 und 500 t gebaut. Dipl.-Ing. Riedig.

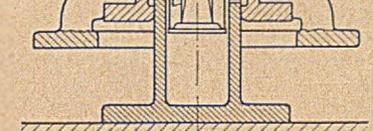


Abb. 2. Hebebock mit einer Rückzugfeder im Inneren im Schnitt.

*) Hersteller: Heinrich de Fries, GmbH., Düsseldorf.

Zuschriften an die Schriftleitung

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Schultze, Der Erddruck aus einer Linienlast. Bautechn. 27 (1950), Heft 1, S. 7.

Der Verfasser rechnet mit realen Gleitflächen. Gleitflächen können aber nicht beliebig geführt werden, sie müssen mit den in der Natur möglichen wenigstens annähernd übereinstimmen. Wenn statt der wirklich beobachteten gekrümmten Gleitflächen ebene Gleitflächen gesetzt werden, so wird das allgemein als eine zulässige Vereinfachung angenommen. Nicht zulässig ist es aber, mit solchen Gleitflächen zu rechnen, die in Wirklichkeit gar nicht entstehen können. Das ist z. B. der Fall, wenn man eine „Gleitfläche“ vom Fuß der Wand zu einem Punkt der Erdoberfläche führt, der zwischen dem Lastpunkt und dem Schnittpunkt der Eigengewichtsgleitfläche mit der Erdoberfläche liegt (Abb. 6 des Aufsatzes — „Maßgebende Gleitlinie für eine Last $P = G$, die im Punkte 2 angreift“). Eine Linienlast ist in der Natur durch eine auf die Erdoberfläche aufgesetzte belastete Messer- oder Spatenschneide darzustellen. Ein Versuch wird leicht überzeugen, daß man durch Aufbringen einer großen oder kleinen Last auf eine solche Schneide niemals eine Gleitfläche hinter der Last erhält. Die konsequent durchgeführte Benützung solcher Gleitflächen in Schultzes Ableitungen führt zu dem unmöglichen Ergebnis, daß die durch die Einzellast erzeugte zusätzliche Erddruckspannung unterhalb einer gewissen Tiefe negativ wird (was von mir bereits gelegentlich des im gleichen Heft 1 abgedruckten Meinungsstreits mit Prof. Schultze festgestellt wurde). Um dieses unmögliche Ergebnis zu umgehen, verläßt Sch. die bis dahin konsequent verfolgte Linie und erklärt: „Vermutlich wird also zwischen D und U der Winkel ϑ_a nicht überschritten, so daß unterhalb von D alle Gleitlinien einander parallel sind“ (Abb. 7). Das bedeutet aber, daß der Einfluß der Einzellast P sofort unterhalb des Punktes D verschwindet und nicht erst in „unendlicher Tiefe“, wie Sch. in dem gleichen Abschnitt 6 behauptet. Denn für alle Gleitflächen unterhalb D ist

$$E_{a+P} = \left(\frac{1}{2} \gamma h^2 \text{ctg } \vartheta_a + P \right) \text{tg } (\vartheta_a - \rho),$$

also die Spannung

$$\frac{d(E_{a+P})}{dh} = \gamma h \text{ctg } \vartheta_a \cdot \text{tg } (\vartheta_a - \rho) + 0.$$

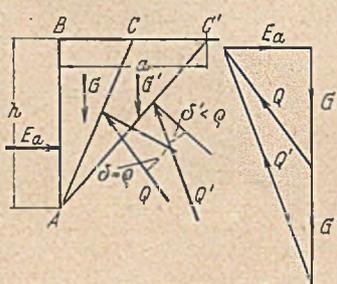
Hiermit bestätigt Sch. das aus meiner Theorie¹⁾, die er in zwei Zuschriften bekämpft, zwanglos erhaltene Ergebnis. Damit widerlegt er aber auch selbst seine Konstruktion der Culmann-Linie: die Gleitlinien A—1 in Abb. 2 u. C—2, C—3 in Abb. 6 sind ja steiler als eine durch den Lastpunkt unter dem Winkel ϑ_a gehende ($\vartheta_2 > \vartheta_a$), sind also nicht möglich. Gleichzeitig liegt hierin auch ein Beweis für meine Feststellung, daß für wandwärts der Coulombschen Eigengewichtsgleitfläche stehende Lasten diese Gleitfläche maßgebend ist und nicht ein vom Lastpunkt strahlenförmig ausgehendes Gleitflächenbündel, wie in Abb. 7 gezeichnet.

Trotz der willkürlichen Korrektur des aus der folgerichtigen Anwendung der Gleitflächenlehre erhaltenen Ergebnisses bekommt Sch. in einem gewissen Bereich — unterhalb K und M auf Abb. 8 — Erddruckspannungen, die bei Vorhandensein einer Linienlast in A kleiner sind als die vom Eigengewicht der Hinterfüllung herrührenden. Das bedeutet, daß die zusätzlich aufgebrauchte Linienlast in gewisser Tiefe negative Spannungen hervorruft. Die von Sch. vorgenommene gewaltsame Korrektur genügt also nicht, um ein physikalisch mögliches Ergebnis zu erzwingen.

Bei Anwendung der Gleitflächenlehre im Falle einer landeinwärts der Coulombschen Eigengewichtsgleitfläche stehenden Last (Punkt J der Abb. 8) kann es sich bei einer gewissen Größe der Linienlast P ergeben, daß $E_{a+P} = E_a$. Man könnte demnach die Wand für die Aufnahme des Erddrucks E_a bemessen im Glauben, die Last P übe keinen Einfluß auf den Erddruck aus.

In Wirklichkeit steht es damit aber so: während des Hinterfüllens weicht die für E_a bemessene Wand zunächst soweit aus, daß die

Coulombsche Gleitfläche AC entsteht (s. die nebenstehende Skizze). Das ist die Fläche, in der der innere Reibungswiderstand voll zur Wirkung kommt, Gleichgewicht also gerade noch besteht. Der Gegendruck Q ist dann unter dem Reibungswinkel $\delta = \rho$ zur Normalen auf die Gleitfläche gerichtet. Für eine beliebige Prüffläche AC' ergibt sich dann $\delta' < \rho$. Das ist der Ausgangszustand vor Aufbringen



der Last P. Setzt man jetzt diese Last im Punkte C' auf die Erdoberfläche, so erhält man den zusätzlichen Erddruck $E_p = P \lambda_a h/a$ und den Gesamtdruck $E_a + E_p$. Da die Wand nur für E_a bemessen ist, wird sie weiter ausweichen. Es ist nun möglich, daß sie wieder zum Stehen kommt, wenn sie soweit hat nachgeben können, bis AC' zu einer Gleitfläche geworden ist ($\delta' = \rho$). Dann ist aber inzwischen AC zu einer Rutschfläche geworden, in der das Gleichgewicht bereits gestört ist, wo also eine tatsächliche Verschiebung des Erdkörpers A B C längs A C stattgefunden hat. Da die Aufgabe einer Stützwand darin besteht, die Hinterfüllung im Gleichgewicht zu halten, ist es klar, daß sie für die Kraft $E_a + E_p$ zu bemessen ist, wenn man sich nicht mit einer geringeren Sicherheit begnügen will. Warum sollte man aber bei einer Einzellast weniger Sicherheit fordern als bei einer verteilten Belastung? Die Anwendung der Gleitflächenlehre nach Schultze bietet demnach keine Gewähr dafür, daß die Wand unter dem Einfluß einer Linienlast ausreichend standsicher ist.

In Punkt 12 behandelt Sch. den Fall einer unnachgiebigen Wand. Da hier Gleitflächen gar nicht entstehen können, sieht er sich veranlaßt, die Gleichungen für den elastisch-isotropen Halbraum zu verwenden. Das von ihm erhaltene Ergebnis, daß der Gesamterddruck geringer ausfällt als im Gleitzustand, ist sehr überraschend. Sollte in der Gleichung (12) für e_{a+P} das Raungewicht der Hinterfüllung wirklich ganz fehlen? Der Gesamterddruck ist doch fraglos nicht nur von P und a, sondern auch von γ abhängig!

Zusammenfassend stelle ich fest: 1. Die Gleitflächenlehre ist für die Berechnung des Erddrucks durch Einzellasten nicht anwendbar, 2. das von Sch. empfohlene Näherungsverfahren für große Lasten kann auch nicht als praktische Vereinfachung hingenommen werden, es ist wesentlich umständlicher als das von mir entwickelte¹⁾. 3. Das letztere ist keine „unzulässige Vereinfachung“, wie Prof. Schultze in der Einleitung zu seinem Aufsatz behauptet, sondern ein neuer Weg zur Lösung des Problems „Erddruck durch Einzellasten“, der auf der folgerichtigen Anwendung der Lehre vom Gleichgewicht beruht und zufällig auch den Vorzug größter Einfachheit besitzt.

Prof. Dr.-Ing. eh. E. Jacoby.

Erwiderung.

1. Wie ich bereits erwähnt habe, wird die Gleitflächenlehre seit jeher für die Berechnung des Erddrucks aus Einzellasten angewendet, so z. B. von Müller-Dreslau, Krey, Terzaghi usw.
2. Es kommt nicht nur darauf an, ob ein Verfahren weniger umständlich ist, sondern zuerst einmal darauf, ob es richtig ist.
3. Da der Erddruck bekanntlich eine statisch unbestimmte Aufgabe ist, lassen sich ohne Berücksichtigung der Formänderungen unendlich viele Gleichgewichtszustände angeben, von denen aber nur einer richtig ist. Die Lehre vom Gleichgewicht ist zwar eine notwendige, aber keine hinreichende Bedingung zur Behandlung von Erddruckfragen.
4. Daß der von Jacoby angegebene Gleichgewichtszustand nicht der richtige ist, haben Ohde und ich in unseren Zuschriften zum Aufsatz Jacoby nachgewiesen²⁾. Es erübrigt sich daher, hierauf nochmals einzugehen.
5. In der Mechanik werden allgemein kleine Flächenlasten durch Einzel- oder Linienlasten wiedergegeben. Sie brauchen also keine Messer- oder Spatenschneiden zu sein, die kraft ihrer Kerbwirkung in das Erdreich eindringen. Diese hat nichts mehr mit der hier betrachteten Frage zu tun.
6. Es dürfte der Aufmerksamkeit von Jacoby entgangen sein, daß das Vorhandensein negativer Spannungen im Erdreich infolge einer Einzellast nicht zuerst von mir festgestellt wurde, sondern sich bereits bei Krey findet. Dieser schreibt auf S. 97 und 100 seines Buches³⁾ wörtlich: „Die Begrenzung der Erddruckfläche schneidet die γT -Linie der Erddruckfläche ohne Einzellast und nähert sich asymptotisch der γT -Linie, während die Neigungswinkel der Gleitfläche sich allmählich dem Winkel ϑ wieder nähern“. „Unterhalb 4,5 m Tiefe nimmt der Gleitwinkel ϑ allmählich wieder bis auf die normale Größe von $54 \frac{1}{3}^\circ$ ab. Die Gleitfläche geht nicht mehr durch den Fußpunkt der Last P. Die Begrenzungslinie der Erddruckverteilungsfläche nähert sich asymptotisch der γT -Linie. Der Einfluß der Einzellast ist hier negativ, weil der Gleitwinkel ϑ größer ist als bei unbelasteter Hinterfüllung ($54 \frac{1}{3}^\circ$). Praktisch ist der Einfluß so gering, daß er von 4,5 m Tiefe ab gleich Null gesetzt werden kann“.

Die zugehörige Abb. 66 zeigt den von mir erwähnten, im Negativen asymptotischen Verlauf der Erddrucklinie. Ich habe also keine Veranlassung, dieses Ergebnis als unmöglich anzusehen und es „durch willkürliche Korrekturen“ zu umgehen.

¹⁾ Bautechn. 27 (1950), Heft 1, S. 28.

²⁾ Krey, Erddruck, Erdwiderstand und die Tragfähigkeit des Baugrundes. 5. Aufl. Berlin 1936, Wilt. Ernst & Sohn.

³⁾ Jacoby, Der von Einzellasten (Linien- und Punktlasten) bewirkte Erddruck. Bautechn. 25 (1948), Heft 8, S. 176.

7. Wenn ich darauf aufmerksam gemacht habe, daß vermutlich aus den in meinem Aufsatz erwähnten kinematischen Gründen der Winkel ϑ_a zwischen D und U (Abb. 7) nicht überschritten wird, so hat das weder mit irgendwelchen Korrekturabsichten noch mit Willkür etwas zu tun. Ich wüßte auch nicht, auf welchen Satz meiner Ausführung diese Behauptung gegründet werden könnte. Das Ergebnis ist im übrigen — wie oben auch Krey feststellt — in seiner Größe so unwesentlich, daß man diesen Hinweis, der nur der Vollständigkeit halber gebracht wurde, ohne weiteres streichen kann.
8. Keinesfalls geht es aber an, die Tatsache, daß in Abb. 7 zwischen D und U der Winkel ϑ_a vermutlich nicht überschritten wird, weil dann zusätzliche Arbeit durch Anheben der in diesen Abschnitt fallenden Bodenkeile (die gemäß Abb. 7 nach oben breiter werden) geleistet werden müßte, dahin zu verallgemeinern, daß überhaupt der Winkel ϑ_a nicht überschritten werden kann, und mich dadurch zum Kronzeugen für die von mir für fehlerhaft erachteten Überlegungen Jacobys zu machen. In dem von Jacoby angeführten Fall wandwärts von der Eigengewichtslinie stehender Lasten können ohne weiteres steilere Gleitlinien eintreten, ohne daß zusätzliche Arbeit geleistet werden muß.
9. In der Gl. 12 ist ein Schreibfehler stehen geblieben. Es muß nicht $e_{(a+p)}$, sondern $e_{(p)}$ heißen.
10. Um nun noch ein unbeteiligtes Urteil zu hören, das vor allem dem Leser die Orientierung in dieser — wie alle Erddruckprobleme — leicht unübersichtlich werdenden Frage erleichtern soll, habe ich Ing. J. Ohde um eine Stellungnahme gebeten. Des weiteren weist Griebmüller, München, darauf hin, daß im Abschnitt 12 der bis dahin nach der Schreibweise von Krey gebrauchte Winkel ϑ zwischen dem Fahrstrahl und der Waagerechten durch das von Fröhlich benutzte Komplement ersetzt werden muß, das in diesem Fall zum Unterschied gegen den Winkel von Krey besser mit $\vartheta' = \text{Winkel zwischen dem Fahrstrahl und der Senkrechten}$ bezeichnet wird. In den Gleichungen des Abschnittes 12 ist also ϑ durch ϑ' und x durch x' zu ersetzen, wobei $x' = 1/x = \text{tg } \vartheta' = a/y$ ist. An dem Diagramm (Abb. 12) ändert sich hierdurch nichts.

Edgar Schultze, Aachen.

Stellungnahme zu vorstehender Zuschrift und Erwiderung.

Zu den vorstehend aufgeworfenen strittigen Fragen läßt sich ergänzend folgendes sagen, wenn die einzelnen Punkte nacheinander aufgeführt werden:

1. Die von Prof. Schultze in Anlehnung an Krey nach den Grundsätzen der Coulombschen Erddrucklehre durchgeführten Berechnungen führen für Einzellasten geringerer Größe auf Gleitflächen, die im Gelände zwischen dem Lastpunkt und der Eigengewichtsgleitfläche ausmünden. Prof. Jacoby wendet ein, daß versuchsmäßig immer nur Gleitflächen unmittelbar hinter der Last, niemals in einem gewissen Abstände hinter der Last erhalten werden können. Dieser Einwand ist jedoch nicht stichhaltig. Denn man kann schon ohne Versuche einsehen, daß z. B. eine sehr kleine Einzellast noch keine steilere Gleitfläche zu erzwingen vermag. Erst mit wachsender Größe der Einzellast wird die untere Gleitfläche — nicht sprunghaft, sondern stetig — steiler werden, bis sie von einer bestimmten Größe der Belastung an schließlich durch den Lastpunkt geht. Die Berechnungen Schultze's entsprechen diesen Forderungen, nicht aber der Standpunkt Jacoby's.
2. Die Berechnungen von Krey und Schultze führen unterhalb des eigentlichen Einflußbereiches zu geringen Pressungsminderungen gegenüber dem Erddruck aus dem Eigengewicht der Hinterfüllungserde. Jacoby nennt diese „negativen“ Erddruckspannungen — leider ohne nähere Begründung — ein „unmögliches Ergebnis“. Es handelt sich hier aber um eine sekundäre Wirkung von untergeordneter Bedeutung, die ohne weiteres negativ sein darf. Man kann leicht ähnliche Beispiele anführen, wo seitlich neben der Hauptdruckwirkung geringe Entlastungsspannungen auftreten, z. B. beim nachgiebig gebetteten langen Träger. Da die von Schultze erhaltenen Entlastungsspannungen unter Beachtung des Grenzgleichgewichtes einwandfrei nachzuweisen sind und vorstehend auch gefühlsmäßig erklärt wurden, so ist der gegenteilige Standpunkt von Jacoby m. E. nicht zu rechtfertigen.
3. Da unterhalb des Gleitstrahlenbündels durch den Lastpunkt die Gleitflächen nach Coulomb wieder stetig flacher werden, so daß Gleitkeile entstehen, deren Dicke zum Gelände hin zunimmt, nahm Schultze in seinem Aufsatz an, daß diese konischen Gleitkeile beim Vorkippen der Stützwand ein geringes Anheben des darüberliegenden Erdkörpers bewirken, und vermutete deshalb für den unteren Wandbereich Abweichungen der wirklichen Gleitflächen von den theoretisch erhaltenen. Mit einer gewissen Be-

rechtigung stellt Jacoby hierzu fest, daß Schultze die bis dahin konsequent verfolgte Linie hier verlassen habe. Es läßt sich nun aber zeigen, daß die erwähnte einschränkende Bemerkung von Schultze ganz unnötig ist, da in Wirklichkeit bei einem Vorkippen der Wand und dem entsprechenden Nachgleiten der Hinterfüllungserde kein Anheben des oberen Erdkörpers erfolgt, sondern nur ein Anheben relativ zur Richtung der untersten Gleitfläche (Abb. 1). Das hat aber keinerlei Zwängungen zur Folge; jede Gleitung kann sich vielmehr ungezwungen und unabhängig von den tieferen Gleitflächen ausbilden, und das Erdreich rutscht nach wie vor auch längs der Wand nach abwärts. Hiernach sind die von Krey und Schultze erhaltenen Gleitlinienbilder ohne jede Einschränkung für eine vorkippende Wand gültig, und die Bemerkungen Jacoby's zu diesem Punkt werden hinfällig.

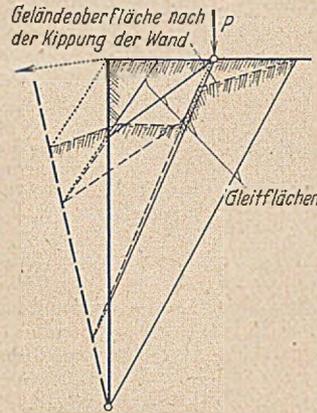


Abb. 1. Gleitverzerrung der nachrutschenden Erde bei Belastung durch eine Linienlast P.

Der Hinweis von Jacoby, eine Linienlast physikalisch als Messer- oder Spatenschneide darzustellen, ist abwegig (wie auch Schultze feststellt), weil eine Einzellast nur eine die Rechnung vereinfachende Annahme für eine begrenzte Streckenlast darstellt. Immerhin sollte man die Zulässigkeit dieser Vereinfachung in jedem Falle überschlägig prüfen und bei schweren Einzellasten lieber mit der begrenzten Streckenlast rechnen. Z. B. muß man für eine Last von 10 t/lfdm. mindestens eine Fundamentbreite von 1,0 m, besser von 1,20 m vorsehen, wodurch natürlich der Gelände- und Strahlenpunkt A des Strahlenbündels der Gleitlinien um 0,5 bis 0,6 m erdwärts verschoben wird. Einen Überblick über die Erddruckverteilung aus einer begrenzten Streckenlast gibt Abb. 2

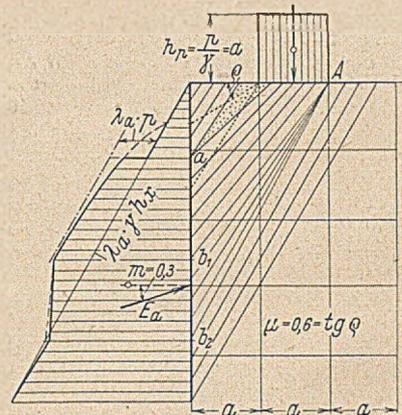


Abb. 2. Gleitflächen und Erddruckverteilung für eine Streckenlast.

Erddruckverteilung aus einer begrenzten Streckenlast gibt Abb. 2 (von mir 1942 durchgerechnet), worauf ich in meiner Aufsatzreihe über Erddruck zurückkomme.

5. Der in der Zuschrift Jacoby an Hand einer Skizze betrachtete Grenzfall E_{a+p} für (AC) = E_a (für AC) hat m. E. kaum eine baupraktische Bedeutung, zumal bei schweren Einzellasten erdwärts der Eigengewichtsgleitfläche die Annahme ebener Gleitflächen nicht mehr zulässig ist, wie schon Müller-Breslau durch Versuche nachgewiesen hat. Es genügt in diesem Falle die Anmerkung, daß höhere Erddruckwerte einer unrichtigen Theorie noch keinen Beweis abgeben für die Unrichtigkeit der niedrigeren Coulombschen Werte.
6. Für die Einzellast-Erddruckverteilung auf eine starre Wand findet Schultze nach der Druckverteilungslehre etwa den gleichen Gesamterddruck wie nach der Gleitflächenlehre, nicht einen kleineren Wert, wie Jacoby meint. Nur sind die Pressungen nach der Gleitflächenlehre weniger stark verteilt und daher örtlich größer. Mit dem Raumgewicht γ haben diese Zusatzpressungen nichts zu tun, da in der Elastizitätslehre jeder Spannungszustand für sich besteht und die Gesamtwirkung durch einfache Überlagerung erhalten wird. Indessen gilt auch die Druckverteilungslehre nicht genau, weil die plastischen Verformungen in der Nähe der Belastungsfläche unberücksichtigt bleiben.
7. Nach Vorstehendem ist die Meinung von Prof. Jacoby unzutreffend, daß — abgesehen von unnachgiebigen Wänden — der Erddruck aus Einzellasten nicht nach der Gleitflächenlehre berechnet werden könne. Das Verfahren von Jacoby leidet nachgewiesenermaßen an der unrichtigen Annahme, daß der Neigungswinkel δ' in der „Prüffläche“ AC sich durch Hinzutreten von P nicht ändere (wie groß P auch sein mag!). Da sich aber bekanntlich beim Hinzukommen einer stärkeren Auflast alle bis dahin wirksamen Spannungen und Spannungsrichtungen ändern

(wie sollte sonst das neue Gleichgewicht zustande kommen?), so ist die erwähnte Annahme von Jacoby fehlerhaft und damit auch das Ergebnis der hierauf aufbauenden Theorie.

Joh. Ohde, Neuenhagen bei Berlin.

Die vorstehende Zuschrift und Erwidern lösten noch eine Auseinandersetzung zwischen Jacoby und Ohde über die Frage der Aenderung des Neigungswinkels δ aus. Während Ohde nachweist, daß die Entwicklungen Jacobys stillschweigend voraussetzen, daß der Winkel δ keine Aenderung erfährt, erklärte Jacoby, bereits früher mitgeteilt zu haben, daß nachträglich eine Aenderung des Winkels δ eintreten kann, wenn die Wand eine zusätzliche Bewegung vollführt.

Hiermit schließen wir die Aussprache. Die Schriftleitung.

Bücherschau

van Rinsum, Anton: Der Abfluß in offenen natürlichen Wasserläufen. (Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung Heft 7.) 2. Aufl. VIII, 80 S. mit 44 Textabb. und 4 Abb. im Anhang. Berlin 1950, Will. Ernst & Sohn. Geh. 7,50 DM.

Der durch seine hydrometrischen Veröffentlichungen in der Fachwelt bekannte Verfasser teilt in dieser Schrift sehr anregende Betrachtungen über verschiedene hydrometrische Auswertungen, die in der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde in München durchgeführt wurden, mit. Die grundlegenden Forschungen von Jasmund werden kritisch bewertet und gewürdigt, der Vorschlag von Dr.-Ing. van Rinsum, an Stelle der von Jasmund eingeführten Logarithmus-Linie der Geschwindigkeitsverteilung in einer Lotrediten eine Viertel-Ellipse zu wählen, scheint wohl erfolgversprechend zu sein. — Bemerkenswert ist insbesondere das Bestreben, bei der Bestimmung der mittleren Fließgeschwindigkeit den Einfluß der Querschnittsform des Flusses durch Hinzunahme besonderer Beiwerte $\beta < 1$ und $\alpha > 1$ zu berücksichtigen.

Es ist nicht zu verkennen, daß manche Darlegungen in der vorliegenden Schrift noch als Streitfragen offen bleiben, indessen wird dadurch der wissenschaftliche Wert der Arbeit nicht beeinträchtigt, denn jede Anregung zur forschenden Prüfung ist an sich schon wertvoll und anerkanntenswert.

Winkel.

Richtlinien für die vergleichende Beurteilung der relativen Wirtschaftlichkeit von Wasserkraftvorprojekten. Genehmigt und in Kraft gesetzt vom Ausschuß des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes in seiner Sitzung vom 27. Sept. 1949. Verbandschrift Nr. 28. 24. S. mit 5 Tab. u. 1 graph. Darstellung. Zürich 1949. Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband. Geh. 6,— Fr.

Um den Vergleich von Wasserkraftentwürfen zu erleichtern und zu vereinheitlichen, hat der Ausschuß des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes unter Mitarbeit hervorragender Fachleute in einer 24 Seiten umfassenden Schrift Richtlinien zusammengestellt. Im 1. Kapitel werden die Definitionen gegeben, im 2. Kapitel Empfehlungen für die Aufstellung von Vorprojekten, unterteilt nach Projektberichten und -Plänen, Wasserwirtschaft, Energieerzeugung, Anlagekosten und Jahreskosten. Der 3. Abschnitt enthält die eigentlichen Richtlinien der Beurteilung der relativen Wirtschaftlichkeit von Wasserkraftprojekten mit dem Verfahren und dem Bewertungsquotienten und der Marktbewertung der Energie. — Die kurze und übersichtlich gehaltene Schrift ist jedem Wasserkraftler sehr zu empfehlen. Es wäre nur zu wünschen und zu begrüßen, wenn andere Länder sich dem Vorgehen des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes anschließen und ebenfalls derartige Richtlinien herausgeben würden.

Press.

Dehnert, Hans: Verkehrswasserbau. I. Entwurfsgrundlagen. Flußregelungen. 103 S. mit 52 Textabb. II. Flußkanalisierungen und Schiffahrtskanäle. 94 S. mit 60 Textabb. III. Schleusen und Hebewerke. 98 S. mit 70 Textabb. (Sammlung Götschen Bd. 585, 597, 1152). Berlin 1950, Walter de Gruyter & Co. Je Bd. DM 2,40.

Das große Gebiet des Wasserbaues zerfällt in die Teilgebiete Wasserwirtschaft, Verkehrswasserbau und Hafenbau. Die Bezeichnung Verkehrswasserbau ist ein Sammelbegriff für die Ingenieuraufgaben, die bei der Errichtung und Unterhaltung von Binnenschiffahrtsanlagen auftreten. Nachdem im Jahre 1927 das erste Werk über Verkehrswasserbau von Franzius erschienen ist, hat es der Autor unternommen, die seit dieser Zeit eingetretene erhebliche Weiterentwicklung auf diesem Gebiet in dem vorliegenden Werk zusammenfassend darzustellen. Der 1. Band beschreibt das Binnenwasserverkehrsnetz Europas und gibt die notwendigen technischen Einzelheiten über Fahrzeuge und den Ausbau natürlicher Wasserstraßen. Der 2. Band behandelt die künstlichen Wasserstraßen mit Einschluß der Stromkanalisierungen, während der 3. Band der Beschreibung der Wasserbauanlagen, vor allem der Schleusen und

Hebewerke gewidmet ist. Zahlreiche Abbildungen, ein Stichwortverzeichnis und eine ausführliche Literaturangabe vervollständigen den Text. Dem Verfasser ist es gelungen, auf dem wenigen verfügbaren Raum einen zeitgemäßen Überblick über die neuesten Gesichtspunkte, Konstruktionsgedanken und Ausführungsbeispiele von Anlagen und Bauwerken der Binnenschiffahrt zu geben. Das vorliegende Werk wird nicht nur dem Studenten eine nützbringende Hilfe sein, sondern auch dem praktischen Ingenieur bei der Ausführung und Unterhaltung von Wasserstraßen wertvolle Ratschläge vermitteln.

Lorenz.

Frank e, P.: Berechnung der Wasserspiegellage für die stationär ungleichförmige Strömung in offenen Gerinnen. 55 S. mit Abb. Stuttgart 1950, Franck'sche Verlagsbuchhandlung. Geh. 5,60 DM.

Es muß dankbar anerkannt werden, daß hier die einer Sache dienenden Formeln geordnet und deren Wert erkennbar gemacht wurden. Selbstverständlich von der für die genauen Werte maßgebenden und auf Bernoulli fußenden Urformel ausgehend, hat es der Verfasser verstanden, für alle später entstandenen Formeln die Rechenansätze und weitere Hilfsmittel zu geben und auf den Wert hinsichtlich der Genauigkeit hinzuweisen. Denn mit ihnen ist wohl oft einfacher als mit der Urformel, aber immer auf Kosten der Genauigkeit zu rechnen. So ist nicht nur ein guter Wegweiser für jeden Geschaffenen, der mit den Formeln zu arbeiten hat. Es ist auch die Grundlage zu manch' weiterer Bearbeitung gegeben, beispielsweise einmal zunächst ein Beispiel mittlerer Art nach allen Formeln durchzurechnen und die Abweichungen gegenüber der Urformel festzustellen.

Beger, Dresden.

Graf, Otto: Die Eigenschaften des Betons. Versuchsergebnisse und Erfahrungen zur Herstellung und Beurteilung des Betons. XII, 318 S. mit 359 Textabb. u. 63 Zahlentaf. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1950. Springer-Verlag. Geh. 36,— DM.

In beträchtlicher Erweiterung einer früheren Buchveröffentlichung gibt der Verfasser im vorliegenden Werk — vorherrschend auf Grund eigener Erfahrungen und Beobachtungen — eine systematische Darstellung der Eigenschaften des Betons. Nach eingehender Behandlung der Betonkomponenten Zement, Zuschlagstoffe und Anmachwasser werden alle technisch wichtigen Eigenschaften des gewöhnlichen Betons (Festigkeiten, Formänderungen, physikalische Eigenschaften, chemisches Verhalten) in Abhängigkeit von der Zusammensetzung und den Umweltbedingungen mit großer Gründlichkeit verfolgt. Im Anschluß daran wird der Leichtbeton in seinen verschiedenen Spielarten in ähnlicher Weise behandelt. Ein Schlußkapitel befaßt sich mit der Auswertung der Erkenntnisse für die praktische Anwendung. In zahlreichen Fußnoten ist an eine Auswahl grundlegender Arbeiten fremder Forscher angeknüpft, soweit diese nach Auffassung des Verfassers die Problemstellungen befruchtet haben und Beiträge zur Klärung der Zusammenhänge lieferten. Den klaren Darlegungen sind ausgezeichnete Strichzeichnungen und Photographien beigegeben. Das Buch stellt einen zusammenfassenden Rechenschaftsbericht über einige Jahrzehnte eigener Forschungstätigkeit dar und ist für den Wissenschaftler wie für den Praktiker ein unentbehrliches Nachschlagewerk, dem wir bei ferneren Aufträgen noch ein alphabetisches Sachregister im Anhang wünschen.

A. Hummel-Aachen.

Emil Mörsch †.

Am 29. Dezember 1950 verschied Professor Dr.-Ing. ehr., Dr. sc. techn. h. c. Emil Mörsch. Eine ausführliche Würdigung seiner Persönlichkeit und seiner Bedeutung für die Entwicklung des Stahlbetons werden wir im nächsten Heft veröffentlichen.

Die Schriftleitung.

INHALT: Die Bauarten der Niederdruck-Wasserkraftanlage. — Neuere Talsperrenbauten in der Schweiz. — Zur Berechnung der Verbund-Fachwerkträger. — Konsultative und baustatische Aufgaben beim Bau von Wasserkraftanlagen. — Vermischtes: Georg Ernst †. — Hundert Jahre Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Dr.-Ing. e. h. Fritz Polensky 75 Jahre. — Professor Dr.-Ing. Paul Böss 60 Jahre. — Unterwasserstraßentunnel in USA. — Erdsturz in Westschwedens. — Neuerungen an hydraulischen Hebeböcken. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Bücherschau. — Emil Mörsch †. — 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. Post-scheckkonto: 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:
E P P A G, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2.
Auslieferung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.
Druck: Oskar Zsch. o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.



Am Vorabend des hundertjährigen Bestehens seines von ihm fast 50 Jahre geleiteten Verlages verschied am 31. Dezember 1950 nach kurzer, schwerer Krankheit der Begründer der Fachschrift für den Bauingenieur „Die Bautechnik“, der

Verlagsbuchhändler
Dr.-Ing. ehr. Georg Ernst

Sein bis zum letzten Tage unermüdliches Schaffen ist uns Vorbild und Verpflichtung, in seinem Geiste weiter zu arbeiten.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn
und
Gropius'sche Buch- und Kunsthandlung
Wilhelm Ernst & Sohn
Geschäftsleitung, Arbeiter und Angestellte

Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Es wird gebeten, von Beileidsbesuchen abzusehen. Auf Wunsch des Entschlafenen hat die Trauerfeier in aller Stille am 6. Januar 1951 im Krematorium Berlin-Wilmersdorf stattgefunden.

Bautenschutzmittel

Dichtungsmittel für Mörtel und Beton / Abbindebeschleuniger, Frostschutzmittel / Schutz- und Farbanstriche / Belagmassen und Fugenkitte / Konservierungs- und Imprägnierungsmittel / Sika-Keramik



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

KARL STÖHR

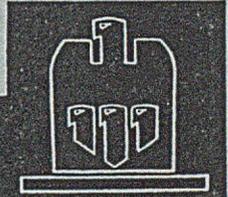
Unternehmung für Hoch-, Tief-,
Stahlbeton- und Straßenbau

MÜNCHEN / FRANKFURT a. M.

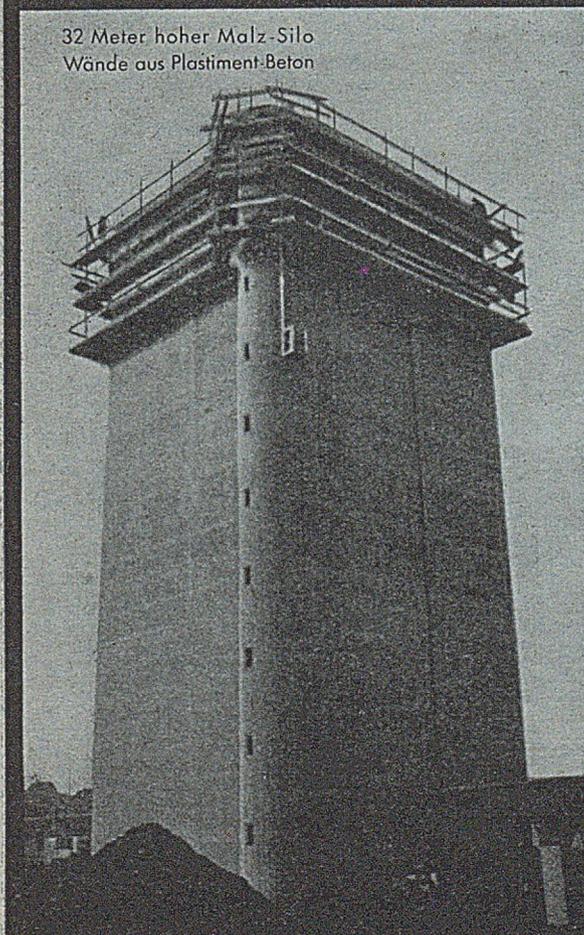
Vergleiche Abhandlung von Dr. Fiesinger auf Seite 12 ff.

Der unentbehrliche Schutz der Bauwirtschaft

ALLIANZ BAUWESEN-VERSICHERUNG



32 Meter hoher Malz-Silo
Wände aus Plastiment-Beton



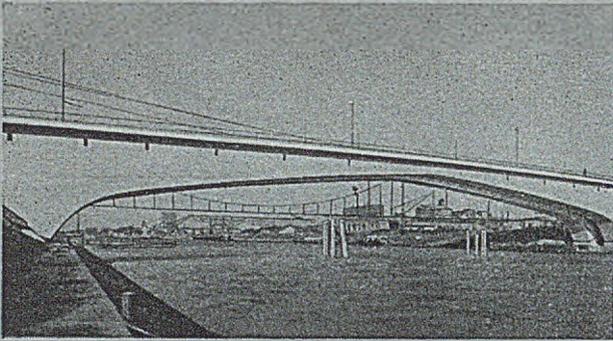
DURCH
PLASTIMENT
ZUM
QUALITÄTSBETON



★ **PLASTIMENT**

G. M. B. H.
KARLSRUHE

DURCH
PLASTOCRETE
ZUM
LUFTPORENBETON



Bogenscheibe $l = 107,80$ m, Vorspannung
mit Seilen und nachträglichem Verbund

Wayss & Freytag A. G.
Frankfurt am Main
Neue Mainzer Straße 59

NIEDERLASSUNGEN IN:

Berlin
Bremen
Düsseldorf
Essen



Hamburg
Hannover
Heilbronn
Karlsruhe

Kiel — Mannheim — München
Neustadt a. d. Hdt. — Nürnberg — Stuttgart

Aus Anlaß des 100 jährigen Bestehens
des Verlages von Wilhelm Ernst & Sohn
1. 1. 1851 — 1. 1. 1951

erscheint soeben

KATALOG

über

alle zur Zeit lieferbaren und
für 1951 in Vorbereitung
befindlichen Veröffentlichungen,
der allen Interessenten auf Verlangen
zur Verfügung steht

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
(1) BERLIN - WILMERSDORF
Hohenzollerndamm 169 (West-Berlin)

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

Januar/Februar 1951 erscheint:

Schenck

DER RAMMPFAHL

Neue Erkenntnisse aus Theorie und Praxis

Mit Anhang: **Rammpfahltabellen**

DIN A 5. Etwa VIII, 120 S. mit rund 100 Textabbildungen
und 15 Tabellen.

Geheftet etwa DM 10.— Ganzleinen etwa DM 12.50

Diese Arbeit bringt eine Fülle neuer Ergebnisse, die durch praktische Versuche untermauert und für Praktiker und Theoretiker mit Fug und Recht als neu zu bezeichnen sind. Das Werk zeigt, wie bei Stahlrammpfählen neuerdings zahlreiche Fragen einwandfrei beantwortet werden können, die bisher völlig ungeklärt waren und meist falsch beurteilt wurden. Sein hoher wissenschaftlicher Wert steht außer Frage. Darüber hinaus bietet es praktische Handhaben zur Ermittlung der Tragfähigkeit von gerammten Einzelfählen und Pfahlgruppen.

*Wer künftig Pfahlgründungen auszuführen hat,
wird ohne diese Neuerscheinung nicht auskommen.*

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)

Januar 1951 erscheint:

„HÜTTE“ HILFSTAFELN

Ein Hilfsbuch
zur Ermittlung von Räderübersetzungen

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

6. unveränderte Auflage

Format 12×18 cm. VIII, 202 Seiten. Preisspan etwa 8.—

Aus dem Vorwort:

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

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

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