# DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang BERLIN, 11. Februar 1938 Heft 6


Alle Rechte vorbehalten.

## Die Erweiterungsbauten des Hafens Thessaloniki (Saloniki).

Von Dipl.-Ing. K. Konstantinou, Chefingenieur des Hafens von Thessaloniki.

### Geschichtliches.

Die Stadt Thessaloniki, die ihren Namen der Frau des Mazedonierkönigs Kassandrus, einer Schwester Alexanders des Großen, verdankt, liegt an der Wurzel des Golfs Thermaïkos, der dank seiner Ausbildung und des Schutzes der Gebirgskette der Chalkidike, sowie des Gebirgsmassivs des Olymp (westlich seiner Mündung) durch keinen übermäßigen Wellengang gestört wird (Abb. 1). Dieser natürliche Schutz des Golfes, unterstützt von den nicht zu großen Tiefen und den Barrenbildungen, besonders im westlichen Teile des Golfes, hat es ermöglicht, daß die Stadt Thessaloniki seit ihrer Gründung, ohne den Bau eines Hafenschutzes, sich zur bedeutendsten Hafenstadt auf der Balkanhalbinsel entwickelt hat. Unterstützt wurde dies noch dadurch, daß die häufigsten und stärksten Winde (Nord- und Ostwinde) von der Stadtseite herkommen und daß die ebenfalls häufigen südwestlichen Winde im Mittel nicht stärker als zwei Beaufort-Grade sind und keine größere Streichlänge als 15 km aufweisen.

Aus diesem Grunde und dank seiner bevorzugten geographischen Lage war Thessaloniki die Hauptstadt Mazedoniens und wurde später die zweite Hauptstadt von Byzanz, der Türkei und seit dem Jahre 1912 des neuen Griechenlands.

Zur Befriedigung der stark gewachsenen Anforderungen der Schiffahrt in der neuen Zeit und zum sicheren und schnellen Verladen und Löschen der Schiffshandelsgüter wurden in den Jahren 1898 bis 1902 durch den türkischen Staat die heute vorhandenen Hafenwerke angelegt, die hauptsächlich aus einem Wellenbrecher von 580 m Länge und zwei Molen von 800 m nutzbarer Kailänge (gegründet auf 8,00 unter MW) bestehen (Abb. 2). Diese Bauten wurden ausgeführt von der zu diesem Zwecke gegründeten französischen Gesellschaft „Société de construction du Port de Salonique", der auch das Vorrecht der Ausnutzung des Hafens auf vierzig Jahre erteilt wurde. Nach der Rückkehr von Thessaloniki zum griechischen Mutterlande hat der griechische Staat dieses Privilegium der französischen Gesellschaft abgekauft und das autonome Hafenkonsortium und die freie Zone von Thessaloniki gegründet. Dabei ist noch zu bemerken, daß für den Transithandel Jugoslawiens eine besondere Freie Zone gebildet wurde, die zur Verfügung des Handels des befreundeten Nachbarlandes steht.

Kurz nach der Fertigstellung der Hafenbauten wurde deren Unzulänglichkeit zur reibungslosen Abwicklung des inzwischen gesteigerten Schiffsverkehrs festgestellt. Der Verkehr im Hafen ist heute auf 850 000 t Güter im Jahre gestiegen, zu denen noch ein Personenverkehr von 90 000 Fahrgästen hinzunehmen ist. Diese Unzulänglichkeit läßt sich aus der nebenstehenden Statistik des jährlichen Güterumschlages in den letzten fünf Jahren feststellen, aus der zu ersehen ist, daß für 40% des Güterumschlages die Kajen nicht unmittelbar benutzt wurden.

Also beträgt die Gütermenge, bei der die Kais nicht unmittelbar benutzt werden, $\frac{337\,500}{835\,000} \approx 40\%$.

Dasselbe wird auch ersichtlich aus der folgenden Statistik für den jährlichen Schiffsverkehr im Hafen, danach müßte die Kailänge etwa auf das Doppelte steigen (bei den gleichen sonstigen Verhältnissen der Ausrüstung), um den Schiffsverkehr völlig zu befriedigen.

Jährlicher Schiffsverkehr
an 179 Tagen . . . = 4 bis 8 Schiffe täglich
„ 111 „ . . . = 9 bis 10 „ „
„ 49 „ . . . = 11 bis 12 „ „
„ 26 „ . . . = 13 bis 16 „ „

### Die neuen Erweiterungsbauten des Hafens.

Nach dem alten Erweiterungsplan soll der Hafen nach Westen mit sechs neuen Becken, die durch den Bau von fünf neuen Molen entstehen, ergänzt werden. Dazu soll noch ein besonderes Becken für Petroleum und Benzin errichtet und, wie es jetzt geplant wird, soll noch östlich des alten Hafens ein Becken für die Segelschiffe geschaffen werden, so daß insgesamt eine neue Hafenfläche von etwa 105 ha entstehen wird, die durch einen neuen Wellenbrecher von 2826 m Länge geschützt wird. Die Sohle des neuen Hafens wird bis 10 m unter MW ausgebaggert.

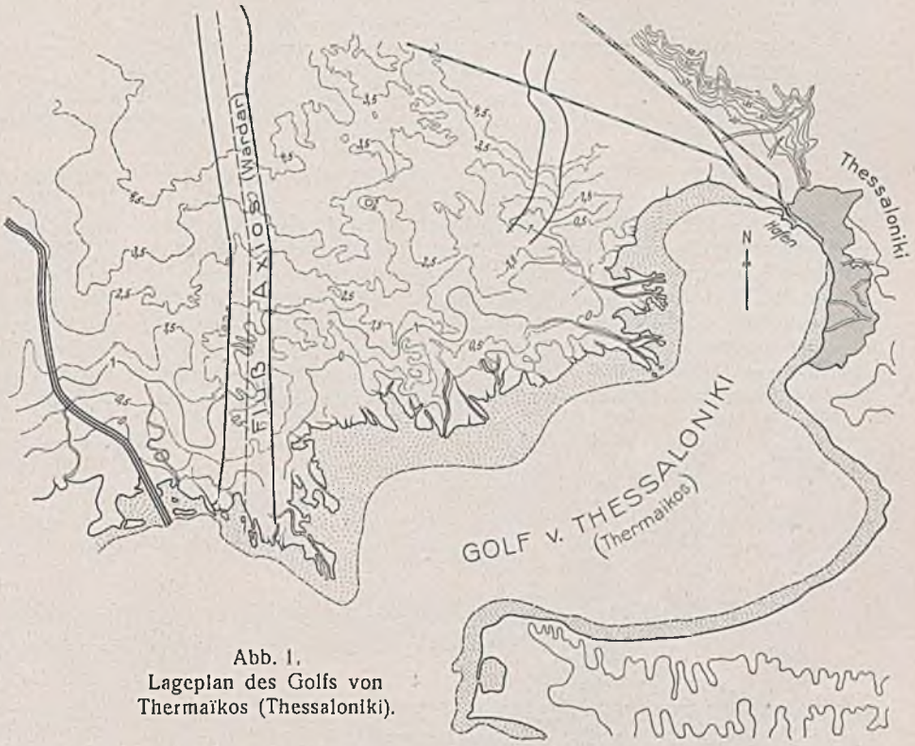



Abb. 1.
Lageplan des Golfs von Thermaïkos (Thessaloniki).

Von den oben erwähnten Bauten, die offenbar noch eingeschränkt werden, hat das Konsortium des Hafens zuerst die Ausführung der schon begonnenen Bauten des ersten Bauabschnitts beschlossen, die hauptsächlich aus zwei Molen von rd. 2000 m nutzbarer Kailänge und einem Wellenbrecher von 647 m Länge bestehen (Abb. 2 u. 3). Die Sohle der umschlossenen Hafenfläche wird bis zu 10 m unter MW ausgebaggert. Die

| | Güter | Güterverkehr in Tonnen | | | Prozentteile des gesamten Güterverkehrs | Güter, bei denen die Kaianlagen nicht unmittelbar benutzt werden |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Einfuhr | Ausfuhr | Summe | | |
| 1 | Erze . . . . . | — | 185 000 | 185 000 | 22,1 | — |
| 2 | Getreide . . . . | 66 500 | 80 000 | 146 500 | 17,5 | Einfuhr = 66 500 |
| 3 | Benzin u. Petroleum | 60 500 | 10 500 | 71 000 | 8,5 | Einf. u. Ausf. = 71 000 |
| 4 | Kohle . . . . . | 56 500 | 1 000 | 57 500 | 6,9 | Einfuhr = 56 500 |
| 5 | Zucker, Reis, Salz | 37 000 | 3 000 | 40 000 | 4,9 | — |
| 6 | Holz . . . . . | 36 000 | 3 500 | 39 500 | 4,7 | Einfuhr = 36 000 |
| 7 | Eisenwaren . . . | 32 500 | 4 500 | 37 000 | 4,4 | 20% × 32 500 = 6 500 |
| 8 | Zement . . . . | 29 000 | 500 | 29 500 | 3,5 | 20% × 29 000 = 5 800 |
| 9 | Tabak . . . . . | 2 000 | 23 500 | 25 500 | 3,1 | — |
| 10 | Brennholz . . . . | 22 500 | — | 22 500 | 2,7 | 80% × 22 500 = 18 000 |
| 11 | Mehl . . . . . | 1 500 | 19 500 | 21 000 | 2,5 | 80% × 19 500 = 15 600 |
| 12 | Öle . . . . . | 20 000 | — | 20 000 | 2,4 | 30% × 20 000 = 6 000 |
| 13 | Obst . . . . . | 17 000 | 500 | 17 500 | 2,1 | 70% × 17 000 = 11 900 |
| 14 | Wein . . . . . | 15 000 | 1 000 | 16 000 | 1,9 | 30% × 15 000 = 4 500 |
| 15 | Leere Fässer . . . | 1 500 | 3 500 | 5 000 | 0,6 | — |
| 16 | Baumwolle . . . | 2 500 | 1 000 | 3 500 | 0,4 | — |
| 17 | Verschiedenes . . | 63 000 | 35 000 | 98 000 | 11,8 | 40% × 98 000 = 39 200 |
| | Insgesamt: | 463 000 | 372 000 | 835 000 | 100 | 337 500 |

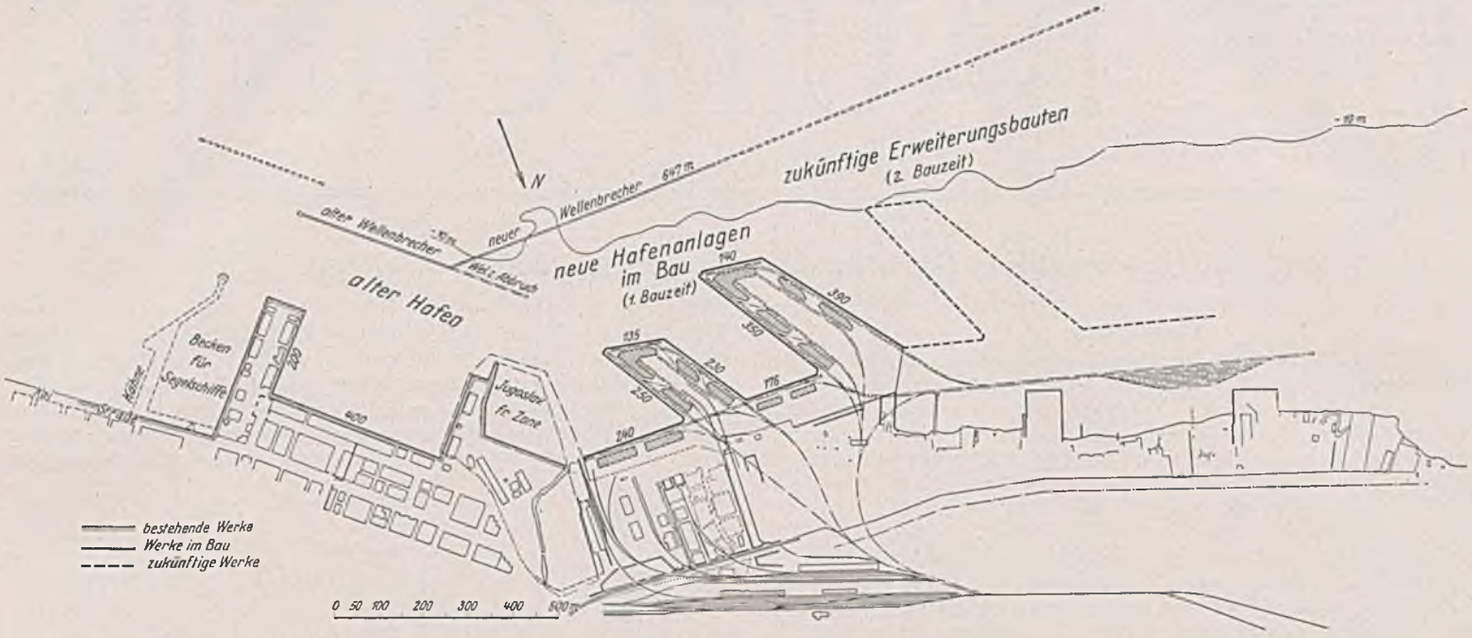



Abb. 2. Lageplan des Hafens von Thessaloniki (Saloniki).

Kaimauern werden bis 10,40 m unter MW gegründet, so daß bei einer mittleren Flutgröße von 0,60 m das Anlegen von Schiffen mit Tiefgang bis zu 9,50 m ermöglicht wird.

Obige Bauten des ersten Bauabschnitts sowie die Ergänzungsbauten (ausschließlich der Kaianlagen und sonstigen Ausrüstungseinrichtungen) sind der griechischen Baufirma Ertha für eine Bausumme von 136 Mill. Drachmen (rd. 3 300 000 RM) in Auftrag gegeben. Ihre Ausführung, die bereits vor sechs Monaten begonnen worden ist, wird etwa vier Jahre dauern.

Bruchsteine bekommen kann. Das höchste Gewicht der Betonblöcke wird mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Baukran auf 100 t begrenzt.

Bei der statischen Berechnung der Kaimauer wurde auch der Einfluß eines Erdbebenstoßes von einer waagerechten Beschleunigung von 50 cm/sek² mit berücksichtigt. Die Druckbeanspruchungen des letzten Blockes auf die Steinbettung betragen beim Erdbebenstoß 2,34 kg/cm² auf die äußere und 1,14 kg/cm² auf die innere Kante des Blockes und ohne Erdbebenwirkung 1,79 und 1,75 kg/cm².

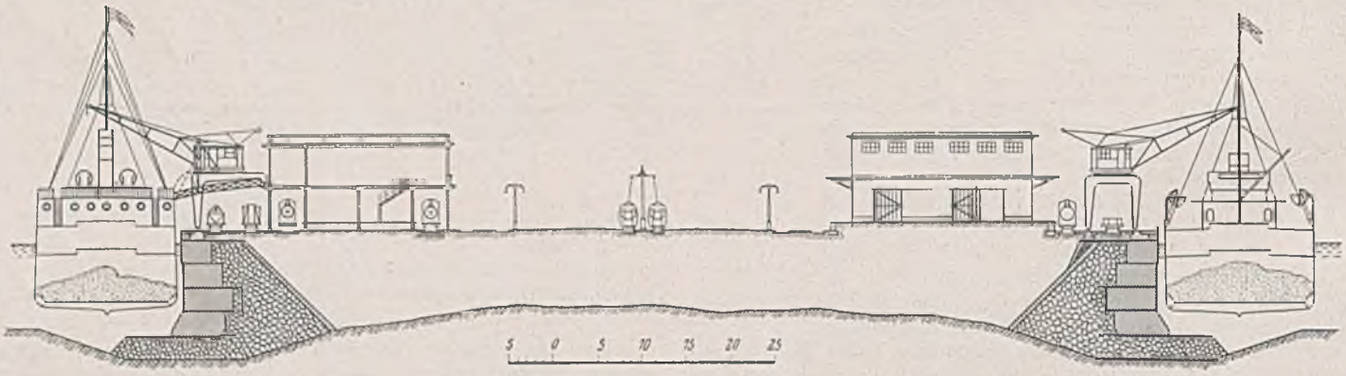



Abb. 3. Querschnitt der neuen Mole.

Die Kai-Anlagen, Schuppen und Speicher von etwa 32 000 m² Grundfläche und die mechanische Ausrüstung des Hafens, etwa 20 fahrbare elektrische Hafenkrane von 2 bis 10 t Tragfähigkeit, ein fahrbarer Wippdrehkran von 30 t und eine Kohlenlöschbrücke, werden den Gegenstand neuer Ausschreibungen und Vergebungen bilden, sobald die begonnenen Hafenbauten fertig sind. Ihr Kostenvoranschlag einschl. der Eisenbahnverbindungen, der Elektrisierung und Bewässerung der neuen Hafenteile wird ungefähr auf die gleiche Höhe kommen wie die im Bau befindlichen Hafenwerke, also auf etwa 3 300 000 RM. Außerdem wird noch die Erneuerung der mechanischen Ausrüstung im Alten Hafen vorgenommen werden.

Als Vorbild für den Bau der Kaimauer sowie des Wellenbrechers haben die noch im besten Zustande befindlichen Bauten des Alten Hafens (etwa 40 Jahre alt) gedient.

So wird die Kaimauer (Abb. 4) aus künstlichen, massiven Betonblöcken hergestellt. Der Beton wird zusammengesetzt aus Schotter und einem Mörtel mit folgenden Mischungsverhältnissen je m³: 130 kg Zement : 0,26 m³ hydraulischen Kalk : 0,12 m³ Sand : 0,89 m³ Puzzolanerde. Bei der Wahl dieser Bauweise spielte die Tatsache eine Rolle, daß Eisen als teuerer, vom Ausland eingeführter Baustoff von vornherein ausgeschlossen werden mußte, und daß reiner Zementmörtel etwa zweimal so teuer kommt als Mörtel aus hydraulischem Kalk und der altbewährten Puzzolanerde von der griechischen Insel Santorini, der bereits von altersher in Griechenland mit ausgezeichneten Ergebnissen bei Hafenbauten zur Verwendung kam. Auch ist zu erwähnen, daß der Golf von Thessaloniki sehr arm an Baustoffen, Kies und Sand ist, während es nördlich der Stadt in einer Entfernung von etwa 10 km Steinbrüche gibt, aus denen man erstklassige

Wegen der bestehenden Bodenverhältnisse der Hafensohle, bei denen der gewachsene Gründungsboden — festgelagerter sandiger Ton mit wenigem Kies in ausreichender Mächtigkeit — sich unter der Höhe von — 13 m findet, wurde es nötig, die genannte aus Lehm bestehende Schicht

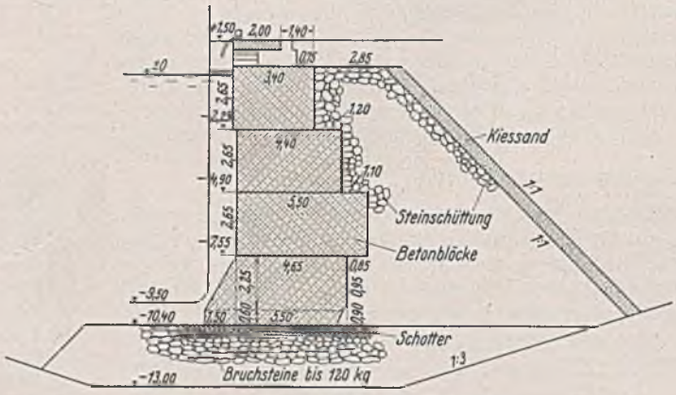



Abb. 4. Querschnitt der Kaimauer.

auszubaggern und die Gründungsrinne mit scharfkantigen Bruchsteinen auszufüllen. Die Ausgleichung der Gründungsbettung wird durch Taucher ausgeführt. Hinter allen Kaimauern wird zwecks Verminderung der Erd- und sonstigen Drücke eine Schüttung von Bruchsteinen vorgesehen, die durch eine Schicht aus Kiessand bedeckt wird.

Die Molen werden so ausgebildet, daß eine unmittelbare Eisenbahnverbindung der Kaianlagen, ohne Drehscheiben, mit dem Güterbahnhof von Thessaloniki und mit dem Betriebsbahnhof des Hafens — der westlich des Hafens und parallel zur Küste vorgesehen ist — ermöglicht wird. Nach dem Voranschlage werden die Kosten der Kaimauer mit Hinterfüllung etwa 50 000 Drachmen (1200 RM) je lfdm betragen.

Nach Beendigung der Bauten wird die Hafeneinfahrt von der östlichen und die Ausfahrt von der westlichen Mündung des Hafens stattfinden. Für die geplante Ausführung des Beckens für Segelschiffe, ostlich des alten Hafens, wie dies sich aus den örtlichen Verhältnissen heraus zwangläufig bestimmt, kommt noch die Ausführung eines neuen Wellenbrechers von 300 m Länge in Betracht, der parallel zum alten und in einer Entfernung von 80 m seewärts von diesem errichtet wird, damit der Schiffsverkehr in der alten Hafenmündung nicht gestört wird, was durch die Motorisierung fast aller Segelschiffe ermöglicht wird.

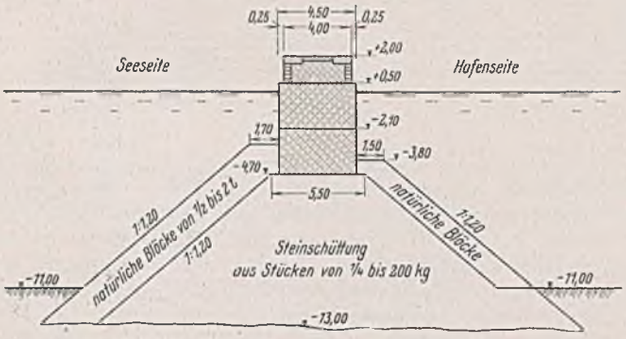



Abb. 5. Querschnitt des Wellenbrechers.

Beim Wellenbrecher (Abb. 5) hat man, abgesehen von bedeutungslosen Änderungen, die Form des alten Wellenbrechers — Steinschüttung als Unterbau, Verkleidung mit Steinblöcken bis — 4,70 m unter MW, und darüber zwei massive Betonblöcke — beibehalten. Man hatte keine Veranlassung, die Steinschüttungsbauweise zu verlassen, zumal sie billiger kommt als die Bauweise aus künstlichen Blöcken in ganzer Tiefe mit senkrechten Wänden, für die auch kein Anlaß vorlag. Dazu paßt sich jene Bauweise viel besser dem nachgiebigen Baugrunde des Hafens an als die mit durchlaufenden künstlichen Betonblöcken.

Der Gründungsboden des Wellenbrechers besteht aus einer Lehmschicht, die von der Sohle bis zur Quote 13 m unter MW reicht und darunter aus festgelagertem sandigen Ton von großer Mächtigkeit besteht. Die Steinschüttung besteht aus scharfkantigen Bruchsteinen von $^1/_4$ bis 200 kg Gewicht und deren Verkleidung aus natürlichen Steinblöcken bis zu 2000 kg Gewicht. Auf die Betonblöcke, die auf die Steinschüttung aufgesetzt sind und bis 0,50 m über MW reichen, wird eine durchgehende Quadermauer in Zementmörtel und mit Zwischenfugen alle 20 m zur örtlichen Einschränkung etwaiger Risse hergestellt. Die Kosten für die Errichtung des Wellenbrechers werden 35 000 Drachmen (833 RM) je lfdm betragen.

Da der vorhandene Wellenbrecher zum Teil den Schiffsverkehr im neuen Hafen hindert, wird es nötig sein, ihn an seinem westlichen Ende in einer Länge von 183 m abzubrechen.

Die früher vorhandene Gefahr der Verschlickung des Hafens sowie der ganzen Bucht durch die Schlickablagerungen des Flusses Axios (Wardarfluß) und in dessen Nebenströmen, kann nicht mehr als bestehend betrachtet werden, seitdem der Griechische Staat vor wenigen Jahren den Axios-Fluß reguliert hat und dessen Ausfluß bis außerhalb des Golfes geleitet hat. So wurde in den letzten Jahren festgestellt, daß die jährlichen Schlickablagerungen im Hafen im Mittel nicht mehr als 15 cm betragen.

Es liegt nicht im Rahmen dieses Berichts, den zukünftigen Verkehr im voraus zu errechnen, der mit der Ausführung der neuen Hafenbauten eintreten könnte. Daß aber dieser Mehrverkehr nicht unbedeutend sein und dazu noch erheblich gesteigert wird, wenn die unmittelbaren Eisenbahnverbindungen Griechenlands mit Bulgarien und Albanien zustandekommen, ist eine Gewißheit, die man leicht beim Studium der Karte der Balkanhalbinsel erkennen kann, für deren größten südlichen Teil der Hafen von Thessaloniki der natürliche Ausgang zum Mittelmeer ist.

Die jetzt im Bau befindlichen Erweiterungen des Hafens (der erste Bauabschnitt) im Zusammenhang mit den schon im alten Hafen bestehenden Anlagen werden, nach unseren Berechnungen, einen jährlichen Umschlagsverkehr von mindestens 1 500 000 t Güter und einen Personenverkehr von etwa 150 000 Fahrgästen, also etwas weniger als den doppelten des vorhandenen Verkehrs, völlig befriedigen können. Man hat Gründe anzunehmen, daß nach der Behebung der jetzigen Unzulänglichkeiten des Hafens der zu bewältigende Mehrverkehr nach nicht allzulanger Zeit eintreten wird, so daß der Hafen von Thessaloniki seine Bestimmung und Bedeutung erlangt, zu der er seiner geographischen Lage nach bestimmt ist. Nicht zuletzt soll hervorgehoben werden, daß der Hafen von Thessaloniki bei einer etwaigen Mobilmachung des Landes die Rolle eines Kriegshafens spielen wird, wie es in der Vergangenheit öfter der Fall war. Auch in dieser Hinsicht werden die neuen Werke die in sie gesetzten Erwartungen durchaus erfüllen.

# Wirtschaftliche Ausbaugröße und bauliche Anordnung von Flußkraftwerken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.-Baumeister A. Schäfer, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 5.)

Von großer Wichtigkeit für die Energieausbeute ist die Beachtung der

Strömungsverhältnisse,

sowohl im freien Fluß als auch am Kraftwerk selbst. Grundsätzlich müssen wir es bei Flüssen mit geringem Sohlengefälle bis zu 1 ‰ vermeiden, auf längere Strecken unterhalb des Kraftwerks Sohlenvertiefungen vorzunehmen, weil diese Verringerung des gesamten Sohlengefälles die Räumungskraft des Flusses bei HW verringert (Abb. 9). In solchen Strecken wird im Laufe der Zeit stets Geschiebe abgelagert. Dagegen hat sich eine gewisse Rückstauhöhe am Kraftwerk zur Verringerung der Fließgeschwindigkeit, die an keiner Stelle 1 m/sek beim Durchfluß der Ausbauwassermenge überschreiten soll, recht gut bewährt. Die Frage, ob größere

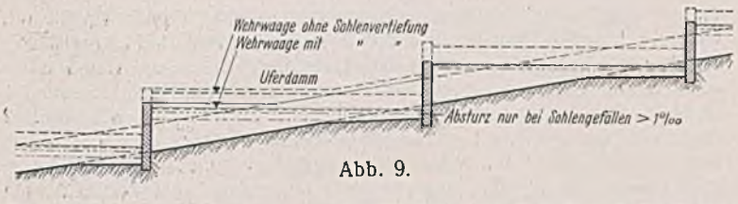



Abb. 9.

Rückstauhöhen zur Verringerung der Fließgeschwindigkeit und damit des Fließgefälles vorteilhaft sind, muß ein Kostenvergleich entscheiden, weil in diesem Falle die Wehrverschlüsse und oft auch die Uferdämme zu erhöhen sind; am besten wird bei dieser Gelegenheit die Frage der Wasserspeicherung mit untersucht.

Allgemein ist zu beachten, daß die Querschnitte des Turbinen-Einlauf- und Auslaufkanals so zu bemessen sind, daß die mittlere Fließgeschwindigkeit von 1 m/sek an keiner Stelle überschritten wird. Der Querschnitt des Recheneinlaufs, dessen lichte Weite zwischen den Rechenstäben am Neckar 50 mm, am Rhein jedoch 100 mm beträgt, wird unter Zugrundelegung einer Durchflußgeschwindigkeit von höchstens 0,7 m/sek ohne Abzug der Stäbe ermittelt.

Große strömungstechnische Mängel weist oft die Wasserzuführung zum und am Rechen des Kraftwerks auf. Eine ungleichmäßige Belastung des Rechens wird stets zu merklichen Gefällverlusten, wenn nicht sogar zu einer ungenügenden Beaufschlagung der Turbine führen, daher ist z. B. die auf Abb. 10 dargestellte seitliche Wasserzuführung, die in der Praxis durch den Druck des strömenden Wassers eine Ausbiegung der Rechenstäbe in der Strömungsrichtung hervorrief, zu vermeiden. Wenn wir den Turbineneinlauf als Senke betrachten, der das Wasser aus allen möglichen Richtungen auf dem kürzesten Wege zufließt, so erkennen wir, daß der Hauptstrom, von dem kürzesten Wege der Wehrseite her, durch eine möglichst lange und dicke Trennwand so umzuleiten ist, daß er senkrecht und über den Querschnitt ausgeglichen die Rechenfläche trifft. Ob hierzu, um eine gleichmäßige Belastung der Rechenanlage und der Turbine zu erreichen, eine Wasserleitwand notwendig ist, wird am besten der vorherige Versuch entscheiden (Abb. 11). Weit

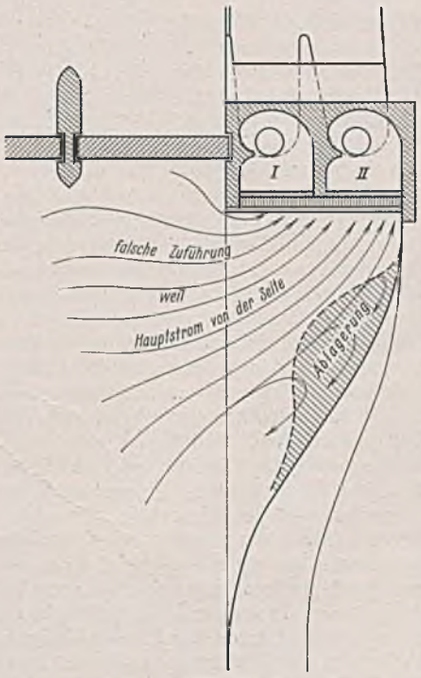



Abb. 10.

einfacher gestalten sich die Strömungsverhältnisse im Unterwasserkanal, wo darauf geachtet werden muß, daß das mit höchstens 1 m/sek Geschwindigkeit den Turbinenauslauf verlassende Wasser nicht durch Querschnittsverengungen zurückgestaut, sondern möglichst rasch dem freien Flusse zugeleitet wird. Aus diesem Grunde ist eine Verdrehung des Saugschlauches dem Flusse zu von Vorteil, auch werden dadurch die Aushubmassen für den Unterwasserkanal verringert. Maßnahmen, die die künstliche Spiegelsenkung des Unterwassers am Kraftwerk durch die lebendige Kraft der bei der Stauhaltung abzuführenden höheren Wasserstände herbeiführen sollen (Gefällvermehrer) sind vorsichtig durch Versuche zu klären, weil oft schädliche Gegenströmungen zu befürchten sind. Kiesschutzschwellen vor dem Kanaleinlauf, wie auch entlang dem vertieften Saugschlauchauslauf, deren Höhe mindestens 40 cm betragen muß, sollten nicht vergessen werden. Neuerdings werden besondere Wasserleitwände im Saugschlauch für überflüssig gehalten.

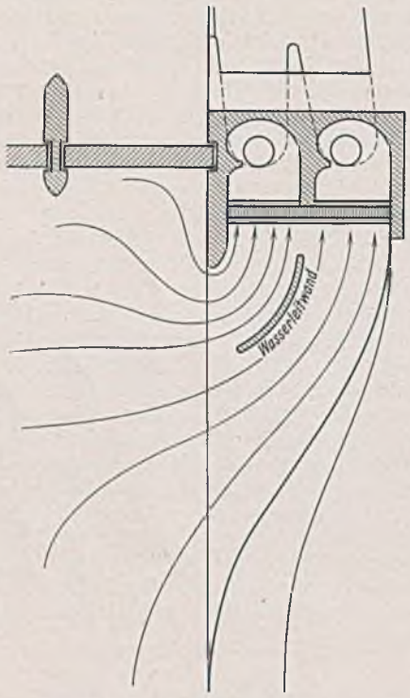



Abb. 11.

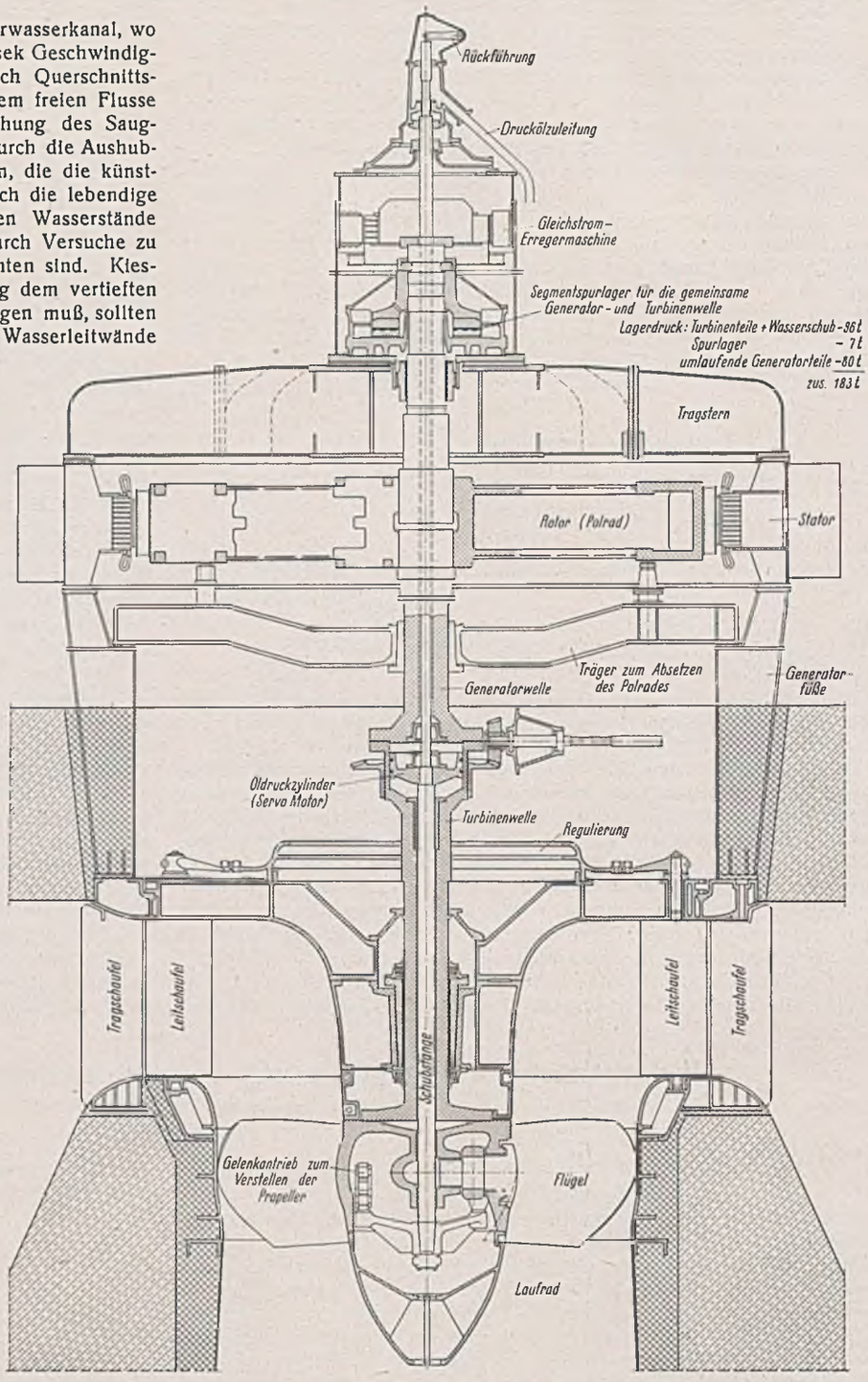



Abb. 12.

## Turbine.

Zum besseren Verständnis des baulichen Teils eines Kraftwerks ist eine kurze Beschreibung der Wirkungsweise einer neueren Kaplanturbine (Abb. 12) am Platze.

Die Verstellung der verstellbaren Laufradflügel geschieht dort durch den Öldruckzylinder (Servomotor), dem das Drucköl über den Ölzuführungskopf durch die hohle Generatorwelle bald von oben bald von unten, je nach der notwendigen Flügelstellung zugeleitet wird. Die Schubstange (Regelstange) des Kolbens überträgt die Kolbenbewegung auf die Kurbeln und Wellen der Laufradflügel. Zur ständigen Überwachung und Herstellung des bestmöglichen Wirkungsgrades der Turbinenbeaufschlagung bei den schwankenden Wassermengen und Druckhöhen sowie zur Geschwindigkeitsregelung bei schwankender Netzbelastung ist die gemeinsame und voneinander abhängige Regelung der Laufradflügel und Leitschaufeln durch den im Maschinenhaus stehenden Doppelregler notwendig. Geht jedoch infolge plötzlicher Entlastung (Schalterauslösung durch Kurzschluß usw.) die Maschine durch, so ist es beim Versagen der Leitradregelung nicht möglich, den Wasserzutritt rasch abzuschließen. Aus diesem Grunde ist auch bei der Kaplanturbine im allgemeinen ein schnell schließendes Einlaufschütz erforderlich. Soll jedoch z. B. wegen zu großer Abmessungen und Kosten dieses Verschlusses oder aus Raummangel auf einen Einlaufverschluß verzichtet werden, so muß eine Notregelung für das Laufrad allein, mit von der Doppelregelung vollkommen getrennter Öldruckerzeugung und Steuerung eingebaut werden. Bei der geheberten Turbine ist selbstverständlich ein Einlaufschütz nicht notwendig, weil durch die Belüftung des Unterdruckraumes der Wasserzufluß zur Turbine rasch gesperrt werden kann. In diesem Falle geschieht die Entlüftung des Unterdruckraumes durch eine einstufige Rotationsvakuumpumpe oder Ejektoren in 15 min und die Belüftung in 30 sek durch zwei Belüftungsventile. Da ein Einlaufverschluß mit Antrieb für eine Turbine von 80 m³/sek Schluckfähigkeit immerhin 60 000 RM kostet, während die obige Anlage nur 15 000 RM erfordert und die Mehrbelastung des Maschinenhausbodens durch den Unterdruck der geheberten Wassersäule wegen einer Entlastung durch die Stützschaufeln nicht so sehr ins Gewicht fällt, entstehen nicht unerhebliche Ersparnisse. Wie Abb. 12 zeigt, wird die gesamte Last der umlaufenden Turbinen- und Generatorteile einschließlich der Wasserauflast (Axialschub) über den Tragstern des Generators und die verlängerten Generatorfüße den Stützschaufeln und damit dem massigen Turbinenauflager zugeleitet. Bei der sofortigen Einbetonierung der Stützschaufeln anläßlich der Herstellung der Maschinenhausplatte können jene auch zur Aufnahme des Eigengewichts der Platte herangezogen werden. Die Entscheidung darüber, ob eine geheberte oder nicht geheberte Anlage zur Ausführung kommen soll, bedarf einer eingehenden Untersuchung, deren wesentliche Gesichtspunkte im folgenden durch den Vergleich zweier Anlagen dargelegt werden.

### Nicht geheberte Turbine (Abb. 13 bis 15).

Das im Jahre 1929 bis 1931 für eine Wassermenge von 80 m³/sek ausgebaute Kraftwerk in Neckargemünd, mit 4,1 m Rohgefälle, liegt am rechten Ufer des Flusses hart am Fuß eines Berghanges. Bei der Planung

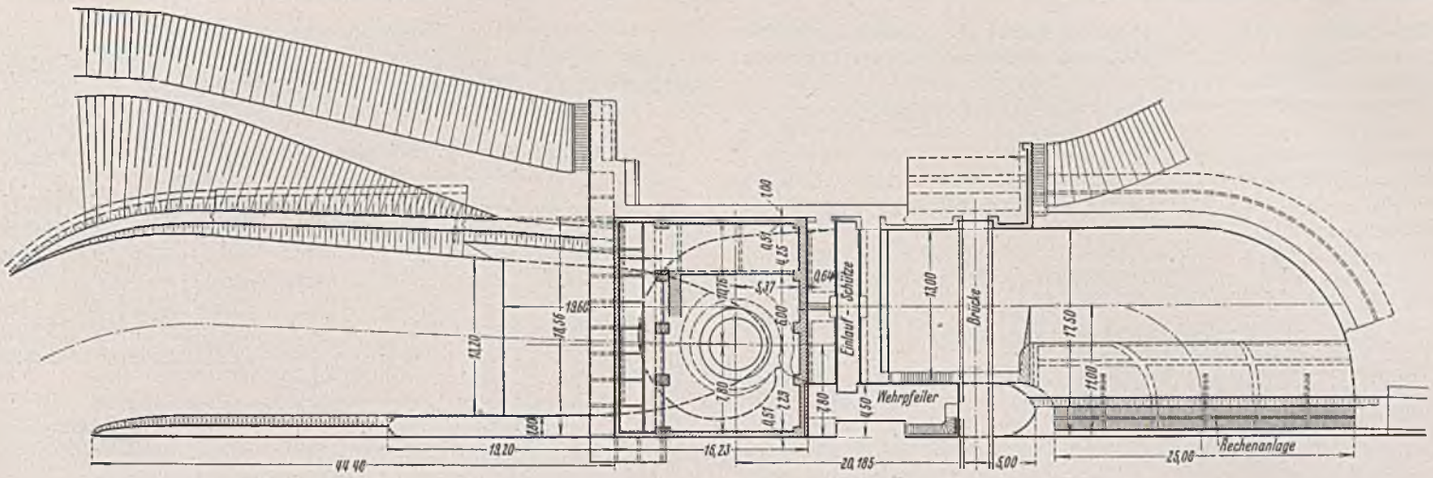



Abb. 13.

der Anlage mußte daher auf eine möglichst schmale Entwicklung Bedacht genommen werden, was zunächst dazu führte, daß die Rechenanlage parallel zur Flußachse gelegt wurde. Eine solche Anordnung ist im allgemeinen wegen ihrer höheren Kosten nicht zu empfehlen. Zur Geschiebeabwehr vor dem Einlauf mußte die Rechenschwelle 60 cm hoch über die Flußsohle gelegt werden, wodurch sich eine geringe Wassertiefe von 5,4 m und daher bei einer Durchflußgeschwindigkeit von 0,6 m/sek,

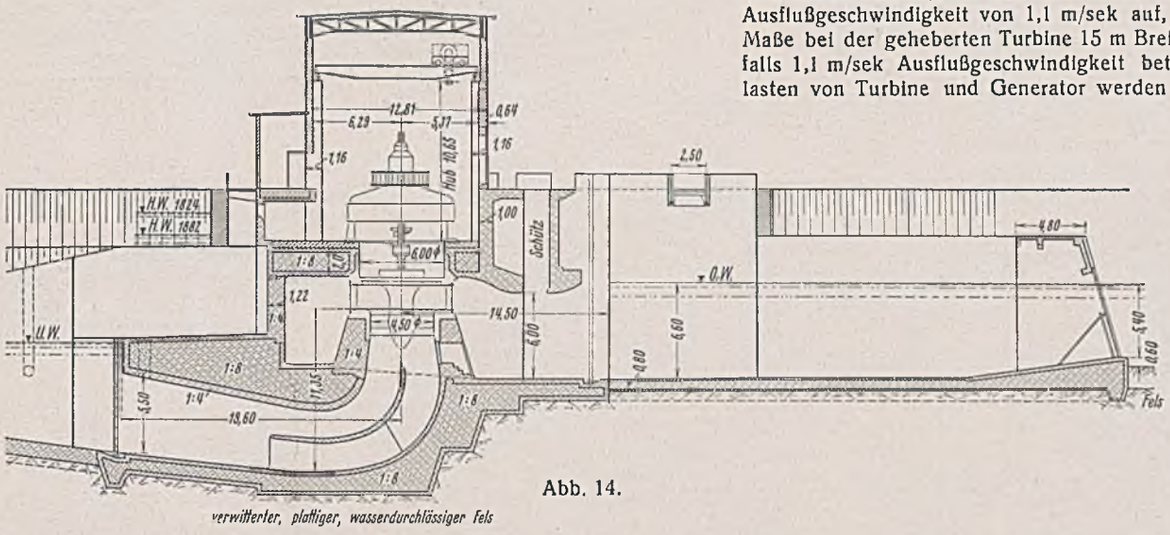



Abb. 14.

ohne Abzug der Rechenstäbe, eine Rechenlänge von 25 m ergab; wegen der Straßennähe wurde die Umsäumung des Zulaufkanals mit hohen Uferstützmauern notwendig. Die Trennwand zwischen dem Fluß und dem Zulaufkanal erhielt eine Dicke von 4,5 m und 20,8 m Länge und dient zugleich als Wehrpfeiler und Stegauflager. Bei einer Breite von 13 m und einer Tiefe von 6,6 m des Zulaufkanals ergibt sich eine Fließgeschwindigkeit von 0,94 m/sek; die größte Breite der Einlaufspirale

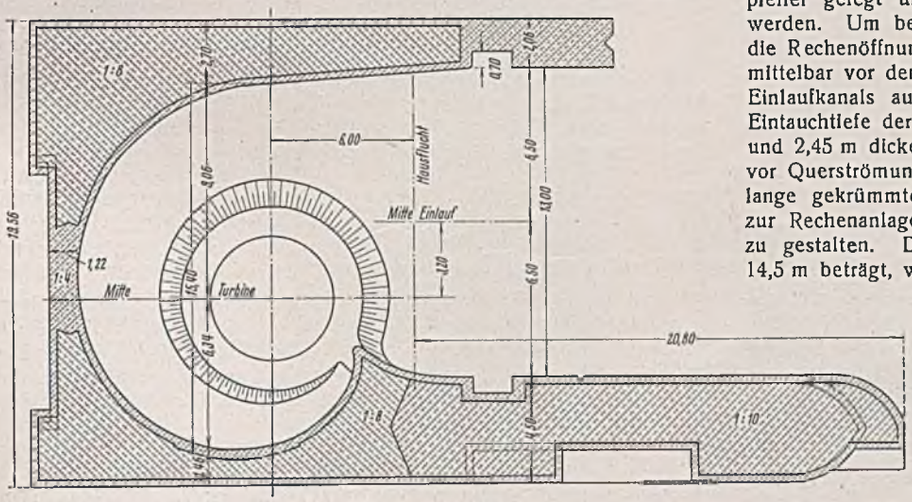



Abb. 15.

beträgt 15,4 m. Um an Aushubtiefe zu sparen bzw. eine hohe Lage der Saugschlauchsohle zu erreichen, mußte die Turbine möglichst hoch gelegt werden, daher wagte man eine natürliche Heberung des OW-Spiegels um 40 cm. Die Abwicklungslänge des Saugschlauches beträgt 27 m und die Höhe des Saugschlauchkrümmers 11,35 m, gegenüber 25 m und 10,7 m für dieselben Bauteile bei der im folgenden zu beschreibenden geheberten Turbine. Der Ausflußquerschnitt des Saugschlauches weist eine Breite von 13,2 m und eine Höhe von 5,5 m und demnach eine Ausflußgeschwindigkeit von 1,1 m/sek auf, während die entsprechenden Maße bei der geheberten Turbine 15 m Breite und 4,8 m Höhe bei ebenfalls 1,1 m/sek Ausflußgeschwindigkeit betragen. Sämtliche Maschinenlasten von Turbine und Generator werden durch die Stützschaufeln am Leitradkranz unmittelbar auf das Turbinenfundament übertragen; dadurch war es möglich, der 2 m dicken Maschinenhausplatte eine ganz einfache Bewehrung zu geben, die von einer 30 cm dicken Feinbetonschicht umhüllt ist. Zum Vergleich dieser Anlage wird der bauliche Teil des ebenfalls für eine Wassermenge von 80 m³/sek bei 4,6 m Rohgefälle in den Jahren 1933 bis 1935 gebauten und mit einer geheberten Turbine (Abb. 16 u. 17) ausgerüsteten Kraftwerks Neckarzimmern gegenübergestellt. Um den ganzen Leitradkranz über den Oberwasserspiegel zu setzen, war eine Heberung um 1,85 m notwendig. Wie bereits erwähnt, kann durch die Belüftung des Unterdruckraums unter der Maschinenhausplatte der Oberwasserspiegel plötzlich wiederhergestellt bzw. der Turbineneinlauf freigelegt werden. Ein rasch schließender Einlaufverschluß war daher nicht notwendig; der Bedienungssteg konnte auf die Oberwasserseite der Wehrpfeiler gelegt und auf die breite Plattform der Rechenanlage geleitet werden. Um bei einer Durchflußgeschwindigkeit von 0,73 m/sek durch die Rechenöffnung ohne Abzug der Rechenstäbe die Rechenanlage unmittelbar vor den Turbineneinlauf legen zu können, mußte die Breite des Einlaufkanals auf 16,75 m und seine Wassertiefe wegen der 1 m hohen Eintauchtiefe der Hebernase auf 7,8 m festgelegt werden. Der 8 m lange und 2,45 m dicke Einlauftrennpfeiler, der hauptsächlich die Rechenanlage vor Querströmungen vom Flusse her zu schützen hat, sowie eine 18 m lange gekrümmte Wasserleitwand haben die Aufgabe, den Wasserzufluß zur Rechenanlage gleichmäßig verteilt und senkrecht zur Rechenfläche zu gestalten. Da die größte Breite der Einlaufspiralengrundfläche nur 14,5 m beträgt, war es leicht möglich, die Auflagernische für den Wehrverschluß im unteren Massiv des Kraftwerks unterzubringen, wodurch ein besonderer Wehrpfeiler erspart werden konnte (s. Abb. 7). Die Gesamtbreite des Kraftwerktiefbaues beträgt 21,45 m gegenüber 19,56 m bei der Anlage Neckargemünd. Die 1,40 m dicke Maschinenhausplatte, die außer ihrem Eigengewicht und der Nutzlast noch einen Unterdruck gleich der Höhe der Heberung + der Höhe der möglichen Absenkung des Oberwasserspiegels, demnach $1{,}85 + 1{,}0 = 2{,}85$ t/m² aufzunehmen hat, wurde aus Eisenbeton 1:5 hergestellt.

Die bauliche Anordnung des Kraftwerks Neckarzimmern darf als Musterbeispiel einer zweckmäßigen und sparsamen Bauweise besonders hervorgehoben werden. Es waren erforderlich:

a) für das Kraftwerkhaus bis Höhe Maschinenhausfußboden (einschl. Einlaufträger)

| | | |
|---|---|---|
| plastischer Beton 1 : 7 | 3200 m³ | |
| plastischer Beton 1 : 5 | 650 „ | |
| Eisenbeton 1 : 5 | 1100 „ | (Bewehrung 40 kg je m³ Beton) |
| Füllbeton 1 : 8 | 180 „ | |
| Eisenbeton 1 : 4 | 60 „ | |
| zusammen | 5190 m³, 1 m³ zu 29 RM + Zuschlag für Kies- und Sandbeschaffung; | |

b) für Uferstützmauern und Sohlenplatte

| | |
|---|---|
| Fundamentbeton 1 : 9 | 600 m³ |
| aufgehender Beton 1 : 9 | 2200 „ |
| Sohlenschutzplatten 1 : 9 | 400 „ |
| zusammen | 3200 m³, 1 m³ zu 18 RM + Zuschlag für Kies und Sand. |

### Vergleichsergebnisse.

Die Gegenüberstellung der Querschnitte Abb. 14 u. 17 zeigt, daß bei der nicht geheberten Turbine der Saugschlauch um 1,60 m zu tief unter den Unterwasserspiegel gelegt werden mußte, ebenfalls erhielt die Maschinenhausplatte, um den Generator über die höchste Hochwasserhöhe zu setzen, eine zu reichliche Dicke von 2 m. Muß daher der Maschinenhausboden wegen der Höhe des Hochwassers oder des anschließenden Ufers besonders hoch gelegt werden oder ist das Herausheben des Saugschlauches samt dem Unterwasserkanal mit den Ufermauern aus dem Untergrunde wegen umfangreichen Felsausbruchs oder zu hohen Wasserandrangs in die Baugrube vorteilhaft, so wird von vornherein eine Anlage mit Heberung erwünscht erscheinen. Durch die Ersparung des Einlaufschützes entsteht eine einfache und geräumige Rechenanlage, auf die der Wehrbedienungsteg geleitet werden kann, auch fällt die häßliche Versperrung der Hausfront des Kraftwerks durch das dauernd hochgezogene Schütz weg. Die Frage, ob bei der Ausführung einer geheberten Anlage wesentliche Ersparnisse gegenüber einer nicht geheberten eintreten, kann im einzelnen Falle nur auf Grund einer eingehenden vergleichenden Kostenberechnung beantwortet werden. Beim geheberten Kraftwerk Neckarzimmern entstand bei den Kosten der baulichen Anlagen eine Ersparnis von 10 % und bei den maschinellen Anlagen von 6 % gegenüber einer nicht geheberten Anlage. Heberungen mit Saugfällen von mehr als 6 m Wassersäule hinter den Laufradflügeln werden bis heute von den Turbinenfirmen wegen der bekannten und gefürchteten Kavitationserscheinungen (Hohlraumbildungen) an den Laufradflügeln bei zu hohem Unterdruck vermieden.

### Schlußbemerkung.

Beim Bau des Neckarkanals ist es gelungen, die Ausbaukosten der Kraftwerke durch verständnisvolles Zusammenarbeiten mit den Turbinenfirmen auf ein Mindestmaß herabzudrücken, so daß sich ein Erzeugungspreis für die kWh ergibt, der den aus dem Neckar gewonnenen Strom zu einem begehrten Erzeugnis macht. Es ist zu wünschen, daß die gesteigerte Kraftnutzung der deutschen Flüsse und Ströme baldmöglichst zur Wirklichkeit wird, doch wird in diesem Falle ein besonderes Augenmerk auf einen planvollen Kraftausgleich durch eine ebenso weitsichtige wie großzügige Speicherung der Wasservorräte, begonnen beim Tagesausgleich für Tag- und Nachtstrom bis zur Hochwasserrückhaltung, zur Notwendigkeit.

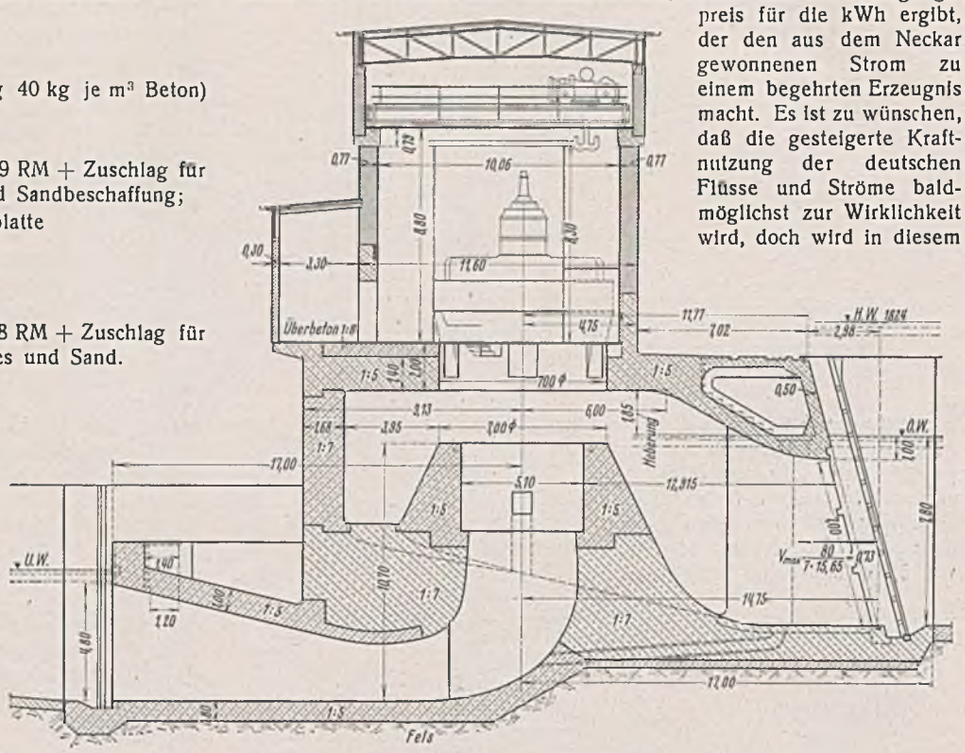



Abb. 17.

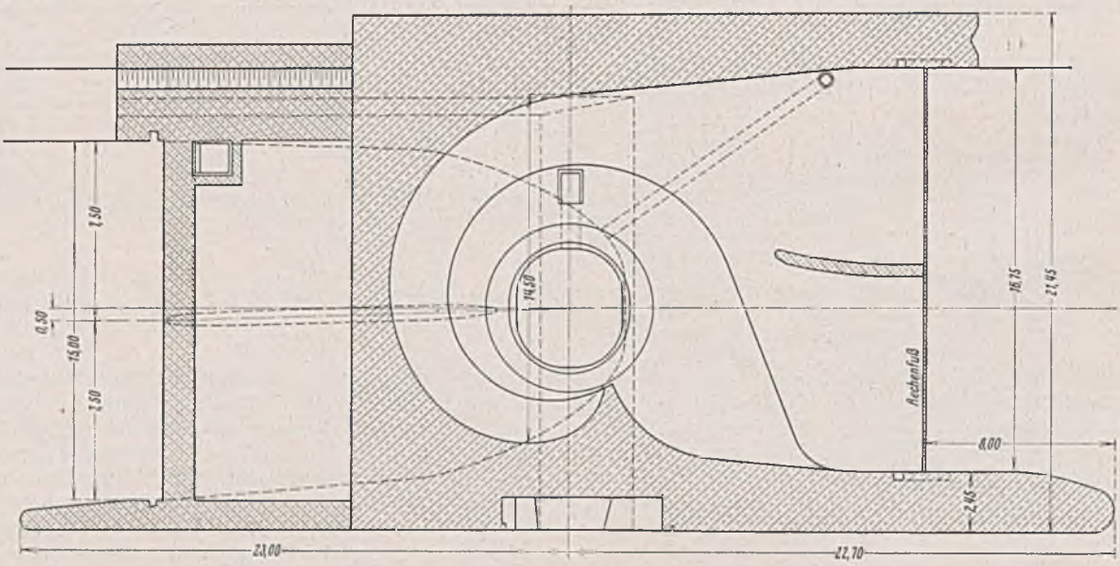



Abb. 16.

Alle Rechte vorbehalten.

## Beitrag zur Bemessung von Ankeraugen.

Von Regierungsbaurat Niebuhr, Reichs- und Preußisches Verkehrsministerium.

Über die Spannungsverteilung in Ankeraugen sind bereits von verschiedenen Forschern[1]) eingehende Untersuchungen angestellt. Insbesondere wurden die Spannungen im Scheitelquerschnitt *bb* und Wangenquerschnitt *aa* untersucht (Abb. 1). Es zeigte sich, daß im elastischen Bereich im Querschnitt *aa* keineswegs eine gleichmäßig verteilte Spannung, wie sie meist den Berechnungen zugrunde gelegt wird, auftritt, sondern daß die wirkliche Spannung von einem Höchstwerte an der Innenseite nach außen auf Null abfällt. Das Verhältnis der größten Spannung zur mittleren Spannung ist je nach Form des Auges, wobei insbesondere das Verhältnis von Scheitelhöhe zur Wangenbreite maßgebend ist, verschieden. Das Verhältnis ist ferner abhängig davon, ob der Bolzen im Auge Spiel hat oder nicht. Mathar hat beispielsweise für drei verschiedene Augenformen dieses Verhältnis ermittelt zu

a) bei Haftsitz 2,48 bis 4,00,

b) bei 1 mm Spiel 3,45 bis 5,75.

Im Scheitelquerschnitt *bb* tritt nach Mathar bis zu einer bestimmten Scheitelhöhe bei Haftsitz nahezu gleichmäßig verteilte Spannung auf. Bei

[1]) Preuß, Z. d. Vdl 1912, S. 1781. — Herbst, Berg- und Hüttenzeitung „Glückauf" 1929, vom 21. September. — Mathar, Forschungsarbeiten Jahrgang 1928, Heft 306 (Vdl-Verlag).

1 mm Spiel verwandelt sich die gleichmäßige Spannung jedoch in eine Biegungsspannung von etwa 3- bis 4facher Größe. Ähnliche Werte hat Preuß gefunden. Preuß gibt beispielsweise an, daß im elastischen Bereich die größte Spannung im Scheitel das 2,1- bis 2,3fache der mittleren Spannung erreicht.

Auf Grund dieser Spannungsverhältnisse sind für die Bemessung von Augenstäben stark voneinander abweichende Bemessungsvorschläge gemacht. Die Vorschläge schwanken für:

1. Querschnitt $aa$ zwischen 0,55 und 0,79 der Schaftbreite (bei Flachstäben),
2. Querschnitt $bb$ zwischen 0,68 und 1,08 der Schaftbreite.

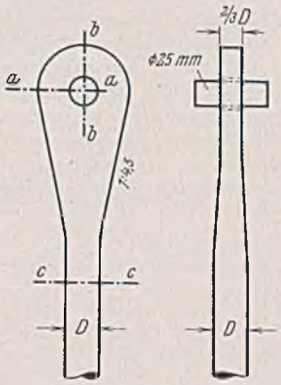


Abb. 1.

Bei wechselnder Belastung und dynamischer Beanspruchung wird das Auge so reichlich zu bemessen sein, daß die Dauerfestigkeit des Baustoffes nicht überschritten wird. Für den Bergbau schreibt deshalb das Grubensicherungsamt für den Wangenquerschnitt bei Annahme gleichmäßiger Spannungsverteilung eine 10fache Sicherheit vor. Für den Scheitel wird auf eine Berechnung völlig verzichtet und nur eine Scheitelhöhe vom 1,3fachen der Wangenbreite gefordert.

Bei ruhender Belastung erscheint eine so reichliche Bemessung nicht erforderlich. Es genügt, wenn in allen Querschnitten gleiche Sicherheit gegen Bruch vorhanden ist. Die von Mathar und Preuß angestellten Untersuchungen beziehen sich auf den elastischen Bereich. Sobald jedoch die Streckgrenze des Werkstoffes an der Innenseite des Auges erreicht ist, ändert sich die Spannungsverteilung. Im Augenblick des Bruches ist nach Preuß die Spannung annähernd gleichmäßig. Herbst schreibt auf Grund mit Laschen durchgeführter Zerreißversuche, daß „die mittlere Bruchspannung im Wangenquerschnitt bei $f_{\text{Scheitel}} \leqq f_{\text{Wange}}$ kleiner als die Bruchfestigkeit und bei $f_{\text{Scheitel}} \geqq f_{\text{Wange}}$ gleich der Bruchfestigkeit ist".

Zur Nachprüfung, wieweit diese Verhältnisse auch für aus Rundeisen geschmiedete Ankeraugen gelten, wurden im Auftrage des Wasserbauamts Gleiwitz mit verschiedenen Modellstücken Zerreißversuche angestellt. Die Ankeraugen wurden aus Rundeisen St 37.12 geschmiedet und erhielten dabei die in Abb. 1 dargestellte Form. Der Wangenquerschnitt $aa$ wurde verschieden groß gewählt von 2,13 cm² bis 4,00 cm². Der Bolzen hatte einen Durchmesser von 25 mm. Der Scheitelquerschnitt wurde jeweils gleich dem 1,2fachen des Wangenquerschnittes bemessen. Die Materialeigenschaften wurden an zwei Probestäben ermittelt. Die Streckgrenze lag im Mittel bei 2670 kg/cm², die Bruchgrenze im Mittel bei 4154 kg/cm². Die Bruchdehnung betrug im Mittel 22,8 %. Demgegenüber ergaben sich aus vier Zerreißversuchen an den Modellstücken im Wangenquerschnitt Bruchfestigkeiten von 3805 bis 4590 kg/cm², im Mittel von rd. 4260 kg/cm². Im Scheitel trat in keinem Falle ein Bruch ein. Die Verstärkung des Scheitelquerschnittes auf das 1,2fache des Wangenquerschnittes ist daher ausreichend. Die etwas größere Bruchfestigkeit gegenüber den Probestäben wird zurückzuführen sein auf eine Verfestigung des Materials infolge Ausschmiedens der Ankeraugen. Jedenfalls war eine Verminderung der Bruchfestigkeit in der Wange nicht festzustellen. Die Angaben von Herbst bestätigen sich daher. Aus Sicherheitsgründen empfiehlt es sich aber, den Wangenquerschnitt um 10 bis höchstens 20 % größer auszubilden als den Schaftquerschnitt. Der Bruch wird dann bei entsprechender Bemessung des Scheitels stets im Schaft und nicht im Auge eintreten.

Für die Bemessung der Ankeraugen der Spundwandverankerungen am Adolf-Hitler-Kanal wurde hiernach folgende Bemessungsvorschrift festgelegt:

1. $f_{aa} = 0{,}6 f_{cc}$;
2. $f_{bb} = 1{,}2 f_{aa} = 0{,}72 f_{cc}$,
   wobei der Querschnitt $f_{bb}$ außerdem auf Biegung bei halber Einspannung zu rechnen ist.
3. Der Übergang vom Schaft zum Auge soll 1 : 4,5 geneigt sein.

---

Alle Rechte vorbehalten.

# Stehblechaussteifungen für genietete Blechträger.

Von Ing. Friedrich Bee, Berlin-Tempelhof.

Durch das früher vielfach üblich gewesene scharfe Kröpfen der Aussteifungswinkeleisen der Stehbleche für genietete Blechträger wurde das Material über die Streckgrenze beansprucht. Es zeigten sich teils sogleich, teils später unter den Betriebslasten vielfach Risse an den Kröpfungsstellen. Die Folge war die Ausschaltung der Kröpfungen, namentlich bei Betriebsbauten. Sie finden vereinzelt nur noch im Stahlhochbau Verwendung bei solchen Blechträgern, die als Unterzüge, Abfangeträger, Abschlußträger usw. im allgemeinen nur ständige Lasten aufzunehmen bzw. zu übertragen haben.

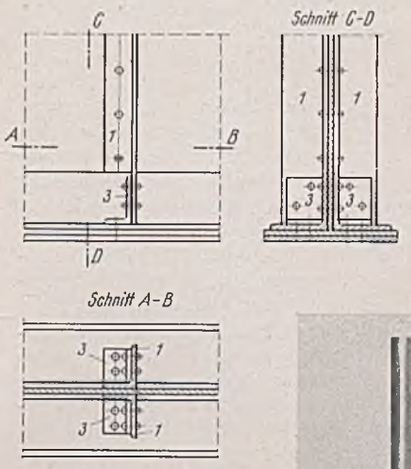


Abb. 1.

Einen scheinbar ausreichenden Ersatz für die Kröpfung fand man bereits in der Verwendung von Keilfuttern; durch diese wird der gewaltsame scharfe Knick im Aussteifungswinkel vermieden und ein allmählicher Übergang vom Gurtwinkel auf das Stehblech erreicht. Diese Ausführung erfordert allerdings, wenn sie einwandfrei sein soll, eine besondere Schmiedearbeit, bei der es auf ein genaues Anliegen des allmählich gekröpften Winkels auf dem Gurtwinkel, dem Keilfutter und dem Stehblech ankommt. Die Kosten dieser einwandfreien Herstellung mit ihrer umfangreichen Schmiedearbeit stellten sich so hoch, daß es sich selbst bei hohen Blechträgern meistens als wirtschaftlicher erwies, die Aussteifungswinkel auf die ganze Länge zwischen den Gurtwinkeln zu unterfuttern. Die erhöhten Materialkosten und die nicht unerheblichen Bearbeitungskosten der Futter blieben dabei immer noch unter den Kosten, die für eine einwandfreie Ausbildung der Keilfutterkonstruktion aufzuwenden waren.

Nicht zuletzt sprachen auch ästhetische Gesichtspunkte für die Unterfutterung der Aussteifungswinkel auf die ganze Länge. Die einfachen zügigen Linien des Blechträgers lassen namentlich im Brückenbau Kröpfungen und Keilfutter als gewaltsame Eingriffe in die einzelnen Bauelemente erscheinen, die bei einer eingehenden Betrachtung des Bauwerks ästhetisch unbefriedigend wirken.

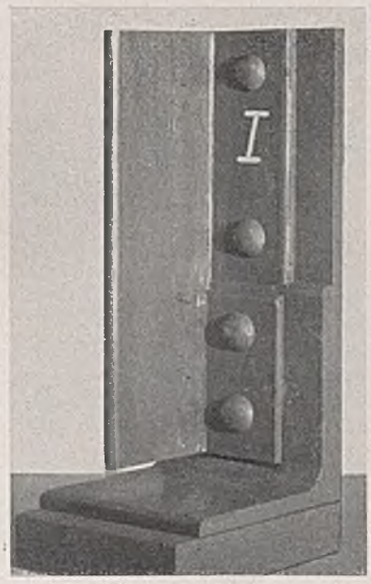


Abb. 2.

Abb. 3.

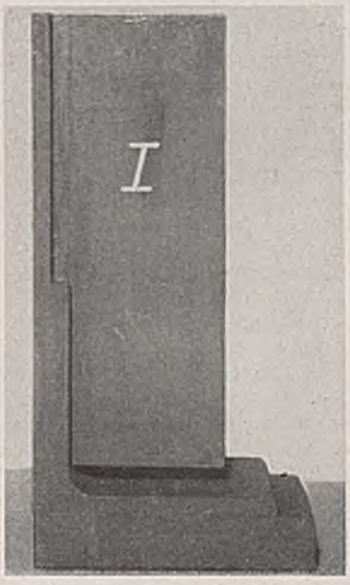


Abb. 4.

Die Durchführung des Vierjahresplans und die in der Rohstoffversorgung aufgetretenen Schwierigkeiten ließen es, wie allgemein bei dem vorliegenden Eisen- und Stahlbedarf, auch im Stahlbau bei der Stehblechaussteifung genieteter Blechträger notwendig erscheinen, die seit vielen Jahren allgemein gültigen Konstruktionsgrundsätze einer Prüfung zu unterziehen.

Unter Berücksichtigung der Notwendigkeit der uneingeschränkten Durchführung wirtschafts- und staatspolitisch wichtiger Bauvorhaben steht dabei die Stahlersparnis im Vordergrunde. Voraussetzung ist jedoch, daß Änderungen in dieser Richtung auch wirtschaftlich vertretbar sind, d. h. daß der Gesamtkostenaufwand unter Berücksichtigung der Material- und Herstellungskosten nicht größer wird, ja womöglich noch finanzielle Ersparnisse bringt.

Aussteifungswinkel hindurchgeschoben und auf beiden Seiten des abstehenden Schenkels des Aussteifungswinkels 1 mit der Gurtung vernietet wird und so eine beiderseitige Verschweißung der Lasche mit dem Aussteifungswinkel möglich ist.

c) Vielfach wird die Ansicht vertreten, daß durch eine Unterbrechung des am Stehblech anliegenden Flansches des Aussteifungswinkels bei dem Übergang auf die Gurtung keine ausreichende Aussteifung des Stehbleches gewährleistet ist. Abgesehen davon, daß nach den Ausführungen von Bleich allein schon das Vorhandensein von ausreichenden Aussteifungen genügt, um ein Ausbeulen des Stahlbleches zu verhindern, ist in Abb. 6 eine Ausführung dargestellt, die auch diesem Einwande begegnet. Dabei wird nach der Ausklinkung des Aussteifungswinkels, wie in Abb. 1, die zwischen der Gurtung und dem abstehenden Schenkel des Aussteifungs-

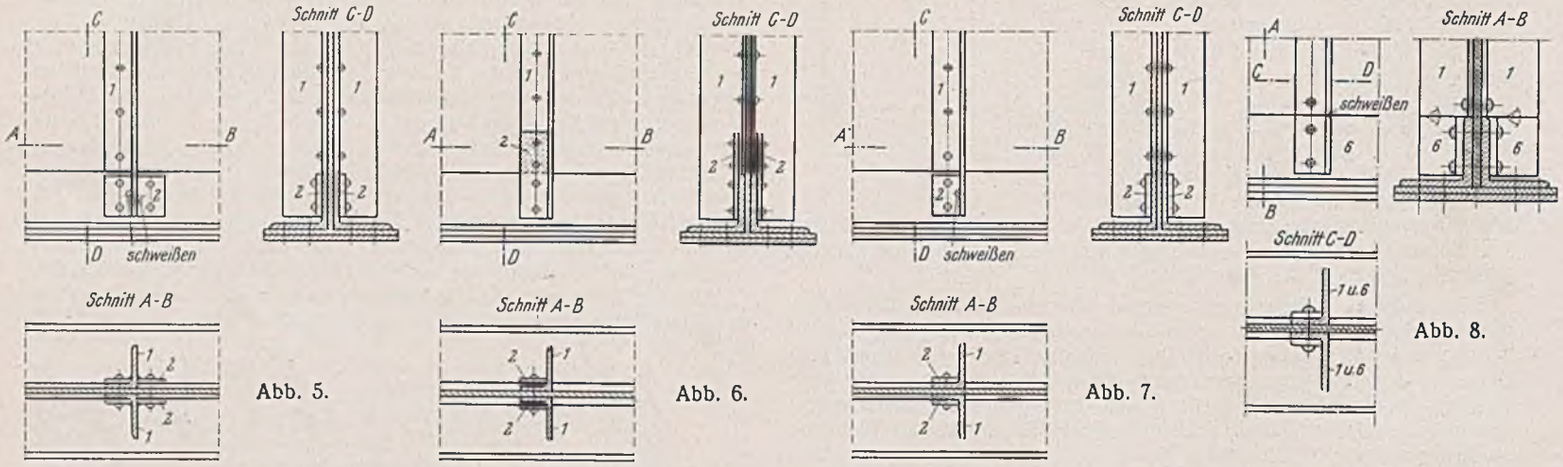



Abb. 5. Abb. 6. Abb. 7. Abb. 8.

Bei den Aussteifungen mußte also eine Lösung gefunden werden, die einmal, und zwar vor allem, Material erspart und anderseits die bereits angegebenen Mängel bei der Kröpfung und bei der Verwendung von Keilfuttern ausschließt.

Der Verfasser hat bereits im Oktober 1936 Untersuchungen in dieser Richtung angestellt und ist dabei zu sehr befriedigenden Lösungen gekommen, bei denen das angestrebte Ziel, nämlich die Stahlersparnis und eine Verbilligung der Ausführung, erreicht worden ist. Die nachstehend angegebenen Ausführungen stehen als Gebrauchsmuster unter Schutz und sind in die Gebrauchsmusterrolle unter Nr. 1395483, Kl. 37b, eingetragen.

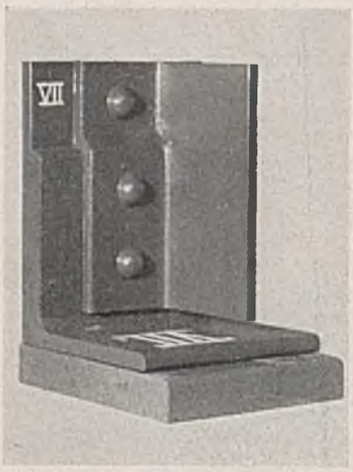



Abb. 9.

Die Vermeidung von Futter und von kostspieligen Bearbeitungen ist hauptsächlich durch Anwendung des neuzeitlichen Schweißverfahrens möglich. Es wird dabei zugleich der von vielen Fachleuten vertretene Grundsatz befolgt, die Schweißung überall dort anzuwenden, wo sie in statischer und konstruktiver Hinsicht vertretbar ist, ihre Herstellung in einwandfreier Ausführung in der Werkstatt möglich ist, wirtschaftliche Vorteile bringt und ästhetisch befriedigend wirkt. Alle diese Voraussetzungen sind hier gegeben.

Bei allen Ausführungen fallen die Ausfutterungen weg. Die Futterstücke liefern nur einen unwesentlichen Beitrag zu dem Trägheitsmoment der Aussteifungen, so daß, sobald die Futter konstruktiv entbehrlich werden, das gleiche Trägheitsmoment — falls erforderlich — mit erheblich geringerem Materialaufwand durch Wahl geeigneter Aussteifungswinkel od. dgl. erzielt werden kann.

Im einzelnen handelt es sich dabei um folgende Ausführungen:

a) Abb. 1 bis 4. Die Stehblechaussteifung besteht aus einem Winkeleisen. Der an dem Stehblech anliegende Aussteifungswinkel wird bei seinem Übergang auf die Gurtung ausgeklinkt. Der abstehende Schenkel des Aussteifungswinkels 1 wird mit der Gurtung durch eine Lasche 2 verbunden, die mit der Gurtung des Blechträgers vernietet wird, während der abstehende Schenkel des Aussteifungswinkels mit der Lasche verschweißt wird. Durch das Anbringen der Lasche wird eine Beeinträchtigung der Gurtung durch die Schweißung vermieden.

b) Die gleiche Ausbildung zeigt Abb. 5, jedoch ist hier die auf der Gurtung liegende Lasche 2 so ausgebildet, daß sie unter dem ausgeklinkten

winkels 1 einzuschiebende Lasche 2 so weit über den unmittelbar am Stehblech anliegenden Flansch des Aussteifungswinkels hinweggeführt, daß sie mit diesem und dem Stehblech durch zwei Niete gefaßt wird. Die etwa vorhandenen unterschiedlichen Dicken zwischen den Gurtwinkeln und den anliegenden Flanschen der Aussteifungswinkel müssen durch dünne Futter ausgeglichen werden. Die Verschweißung des abstehenden Schenkels des Aussteifungswinkels mit der Lasche geschieht wie in Abb. 1.

d) Eine andere Möglichkeit der Ausbildung einer futterlosen Stehblechaussteifung ist in Abb. 7 dargestellt. Der abstehende Schenkel des Aussteifungswinkels wird wieder, wie in Abb. 1, beim Übergang auf die Gurtung ausgeklinkt. Unter Vermeidung einer Schweißung werden die über die Gurtwinkel geführten abstehenden Schenkel der Aussteifungswinkel durch beiderseitige Winkeleisen 3 mit dem abstehenden Gurtflansch genietet verbunden. Gegen diese Ausbildung könnten ästhetische Bedenken geltend gemacht werden, da die Verbindungswinkel 3 eine Unterbrechung der waagerechten Gurtungslinien bedeuten.

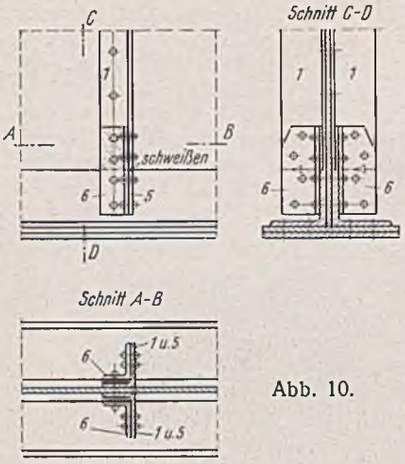



Abb. 10.

e) Eine zweifellos sehr einfache, konstruktiv einwandfreie und auch ästhetisch befriedigende Ausführung ist in Abb. 8 u. 9 gezeigt[1]). Hierbei fällt die Ausklinkung des abstehenden Schenkels des Aussteifungswinkels beim Übergang auf die Gurtung fort. Der am Stehblech unmittelbar anliegende Aussteifungswinkel 1 erstreckt sich nur über das Stehblech bis zum Beginn des Gurtwinkels. Der anliegende Flansch des über die Gurtung sich erstreckenden kurzen Stückes des Aussteifungswinkels wird mit der Gurtung vernietet und der abstehende Flansch 4 mit dem über das Stehblech sich erstreckenden Aussteifungswinkel 1 verschweißt.

f) Sollte wiederum, ähnlich wie in der Ausführung nach Abb. 6, eine Aussteifung durch den anliegenden Flansch des Aussteifungswinkels bei dem Übergang von dem Stehblech auf die Gurtung für notwendig gehalten werden, so ist darauf bei der Ausführung in Abb. 10 Rücksicht genommen worden. Der am Stehblech anliegende Aussteifungswinkel reicht nur bis zum Beginn der Gurtwinkel. Der dabei abstehende Schenkel des Aussteifungswinkels 1 wird mit einer über die Gurtung geführten

[1]) Vgl. auch Bautechn. 1937, Heft 54, S. 720, Abb.

Lasche 5 verschweißt. Durch den Anschlußwinkel 6 werden der abstehende Schenkel des Aussteifungswinkels und die Lasche 5 mit dem Trägergurt und dem anliegenden Flansch des Aussteifungswinkels vernietet. Die etwa vorhandenen unterschiedlichen Dicken zwischen dem Gurtwinkel und dem anliegenden Flansch des Aussteifungswinkels müssen durch Futter ausgeglichen werden.

Bei dieser Ausführung kann auch auf die Verschweißung des abstehenden Schenkels des Aussteifungswinkels 1 mit der Lasche 5 verzichtet werden.

Die Gewichtsersparnisse sind bei den Ausführungsarten Abb. 1 bis 10 durch den Wegfall der Futterstücke beträchtlich. An Hand ausgeführter Brückenbauwerke sind diese Ersparnisse bei Stehblechhöhen von 1,4 bis 4,0 m zu 4,9 bis 8 % des Hauptträgergewichtes bzw. 2,4 bis über 5 % des gesamten Brückenstahlgewichts ermittelt worden. Bei den einzelnen angegebenen Ausführungsarten, bei denen das Futter vollständig wegfällt, sind die Bearbeitungsmehrkosten, namentlich bei den Ausführungen *a* (Abb. 1) und *e* (Abb. 8), so klein, daß sie nur einen geringen Einfluß auf den Gesamttonnenpreis haben und sich somit ein großer Teil der Gewichtsersparnis als Gesamtkostenersparnis auswirkt.

Die Verbesserungsvorschläge gelangen bereits zur Ausführung, beispielsweise bei einer Fußgängerbrücke am Zentralviehhof zu Berlin, bei der Berliner Tor-Brücke in Spandau und teilweise bei der Warschauer Brücke, Berlin.

---

Alle Rechte vorbehalten.

# Vergütung von Bauholz durch künstliches Trocknen.

Der 1930 zusammengetretene Ausschuß für Holztrocknung hat sich die Erforschung der durch künstliches Trocknen erreichbaren Vergütung von Hölzern zum Ziele gesetzt.

Zunächst wurden, als grundlegend wichtig, Untersuchungen über die Bewegung der Feuchtigkeit im Holz während des Trocknens angestellt[1]). Dann wurden die Änderungen des Schwindens und Quellens sowie der Festigkeitseigenschaften deutscher Hölzer durch künstliches Trocknen verschiedener Art untersucht, zunächst an Kiefern- und Fichtenholz[2]). Seit 1933 wurden diese Versuche auch auf Eichen-, Buchen- und Pappelholz ausgedehnt. Der Schlußbericht über die umfangreichen Versuchsreihen liegt jetzt vor[3]).

Durch die Forderungen des zweiten Vierjahresplanes ist größtmögliche und günstigste Ausnutzung des hochwertigen einheimischen Bau- und Werkstoffes Holz allen Holzverbrauchern zur Pflicht gemacht. Gemäß Runderlaß des Reichsforstmeisters ist der Holzeinschlag für 1938 wiederum auf 150 % des normalen Einschlags festgesetzt worden. Um Eisen für dringendere Aufgaben frei zu bekommen, sollen Walzträger und zusammengesetzte eiserne Tragwerke, soweit möglich, durch aus Holz zusammengesetzte von gleicher Tragfähigkeit und Steifigkeit ersetzt werden, wie dies im Bericht über die Holztagung 1937 kürzlich erörtert worden ist[4]). Die Hauptergebnisse des genannten Schlußberichts haben daher zur Zeit erhöhte Bedeutung.

Die gewünschte Vergütung des Holzes ist erreicht, wenn die Änderungen des Feuchtigkeitsgehalts und der Abmessungen unter dem Wechsel der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit wesentlich und für dauernd herabgesetzt werden können, ohne daß die Festigkeitseigenschaften darunter leiden. Im Freien sind erhebliche Änderungen der Holzfeuchtigkeit im Laufe des Jahres zu erwarten, die sich besonders auf dünnere Hölzer stark auswirken. So wurde z. B. in Hohenheim bei Stuttgart für 1930 die aus dem hygroskopischen Gleichgewicht sich ergebende Holzfeuchtigkeit zu i. M. 21 % im Januar und 14 % im Juni ermittelt. Im Innern der Häuser dagegen ist dadurch, daß die relative Holzfeuchtigkeit im Winter dort stark abnimmt, ein scharfes Austrocknen der Hölzer, bis etwa 5 % hinunter, zu erwarten, das im Sommer wieder verschwindet. In beiden Fällen sind starke Raumänderungen des verbauten Holzes unerwünscht und setzen Wert und Anwendbarkeit des Holzes herab. Daß eine Vergütung in diesem Sinne durch sachgemäße Trocknungsverfahren erreichbar ist, wird durch die jetzt abgeschlossenen Versuche für Nadel- wie Laubholz erwiesen.

## Versuchsanordnung.

Für die Versuche an Laubholz wurden Stämme einer Traubeneiche, einer Rotbuche und einer kanadischen Pappel verwendet. Die Länge der Stämme betrug 5,25 bzw. 9,00 und 7,20 m, der mittlere Querschnittsdurchmesser 65 bzw. 68 und 62 cm. Die Teilchenstäbe wurden planmäßig in verschiedener Stammhöhe und in verschiedenem Abstande von der Stammitte entnommen. Dadurch konnte zugleich der Unterschied zwischen Kern- und Splintholz und der Einfluß der Höhenlage im Stamm beobachtet werden. Die nur mit der Kreissäge bearbeiteten Teilstäbe hatten anfangs die Abmessungen 25 · 60 · 550 mm. Nach Entnahme von Feuchtigkeitsproben in 3 cm Abstand von den Außenflächen ging die Länge für den Trocknungsvorgang auf 500 mm herunter; während der Wechsellagerung betrug sie dann, nach Entnahme weiterer Probestücke, nur noch 400 mm. Ein Teil wurde vom grünen Zustande aus künstlich getrocknet wie früher schon die Fichten- und Kiefernstäbe, andere wurden natürlich getrocknet bzw. vorgetrocknet und daher zunächst in einem offenen Schuppen regengeschützt gelagert.

Folgende Behandlungsverfahren wurden untersucht: für alle drei Holzarten: künstliches Trocknen grünen Holzes bei Temperaturen bis 60°, lufttrockenen Holzes bei 60° und 115°; daneben zum Vergleich: natürliches Trocknen; bei Buchenholz außerdem: künstliches Trocknen mit Unterbrechungen; bei Buchen- und Pappelholz ferner: achtstündiges Dämpfen bzw. Kochen bei 115°, anschließend Trocknen bei 60°.

Getrocknet wurde wie bei den Nadelhölzern im Trockenofen. Nach verschiedenen Zeitabständen wurden während des Trocknens die Gewichte und die eingetretenen Breitenänderungen in Stabmitte gemessen. Die Stäbchen blieben dann in einem ungeheizten Raume gelagert, bis ein Gleichgewichtszustand zwischen Holz- und Luftfeuchtigkeit eingetreten war. Dann kamen sie in die Wechsellagerung, d. h. sechsmal abwechselnd je 21 Tage in einen Trockenschrank und dann je 28 Tage in einen feuchten Kellerraum.

Zur Untersuchung der Festigkeit wurden den Stäbchen Stücke von 18 · 20 · 25 mm für die Druckprobe, 13 · 20 · 500 für die Biegeprobe 18 · 20 · 350 für die Schlagbiegeprobe entnommen. Die fettgedruckten Zahlen geben jedesmal die Höhenabmessung an.

## Einzelergebnisse.

Eichenholz. Die mittlere Änderung der Holzfeuchtigkeit während der Wechsellagerung verringerte sich bei Trocknung mit 115° gegenüber natürlich getrocknetem Holz im Verhältnis 0,70 : 1,00, die der Stabbreite (Schwinderscheinung) im Verhältnis 0,57 : 1,00. Für Kiefernholz war dafür ermittelt worden: 0,84 : 1,00 bzw. 0,78 : 100. Nach mehr als 18 Monate langer Dauerlagerung in einem Raum mit 90 bis 95 % Luftfeuchtigkeit blieb der günstige Einfluß des künstlichen Trocknens erhalten. Die mittlere Gesamtzunahme der Feuchtigkeit sank im Verhältnis 0,86 : 1,00, die der Stabbreite im Verhältnis 0,73 : 1,00.

Zum Vergleich wurden aus einer Bohle eines bei Bauarbeiten im Kiesbett des Neckars ausgegrabenen, nach Ansicht der Geologen etwa 10000 Jahre alten Eichenstammes Stäbchen 25 · 60 · 500 mm herausgeschnitten. Nach Entnahme von Feuchtigkeitsproben, ein Jahr nach Beginn der Lagerung, wurden sie der üblichen Wechsellagerung unterworfen. Die Änderung der Feuchtigkeit und der Abmessungen war größer als bei dem künstlich getrockneten, kürzlich gefällten Eichenholz (9,8 gegenüber 6,37 % bzw. 3,57 gegenüber 1,21 %), auch bei Berücksichtigung des weit höheren Raumgewichts, das 0,773 g/cm³ gegenüber i. M. 0,664 betrug, beide bei gleicher Holzfeuchtigkeit von 5 % bestimmt.

Die Druckfestigkeit lag bei den mit 115° getrockneten Hölzern mit i. M. 8 bis 9 % Feuchtigkeit bei 510 bis 710 kg/cm², bei den mit 60° getrockneten mit 11 % Feuchtigkeit bei 460 bis 690, bei den natürlich getrockneten mit 13 % Feuchtigkeit bei 410 bis 620.

Die Prüfung auf Biegefestigkeit ergab ähnlich abgestufte Werte.

Die Schlagbiegefestigkeit hatte nicht gelitten.

Buchenholz. Die Trockendauer war weit kürzer als beim Eichenholz. Für die Trocknung vom grünen Zustande aus betrug sie 130 Stunden gegenüber 285; bei luftvorgetrocknetem, dann bei 60° künstlich getrocknetem Holz 76 Stunden zur Trocknung von 17,0 auf 5,3 % herab gegen 143 Stunden für Trocknen von 17,4 auf 4,7 % herab. Für die bei 115° getrockneten Hölzer waren die Trockenzeiten bei Buche und Eiche aus betrieblichen Gründen gleich groß, rd. 54 Stunden.

Die Zahlenergebnisse nach der Wechsellagerung glichen denen bei Eichenholz.

Künstliches Trocknen mit regelmäßigen nächtlichen Unterbrechungen wurde so ausgeführt, daß die Stäbchen tagsüber rd. 9 Stunden bei 60° getrocknet wurden; dann wurde das Abdampfrohr verschlossen. Während der Nacht trockneten die Stäbchen langsam weiter, solange die mittlere Holzfeuchtigkeit über 10 % lag. Unterhalb 10 % stieg der Feuchtigkeitsgehalt während der Nachtstunden ein wenig; bei unter 6 % nahmen die Stäbchen nachts soviel Feuchtigkeit wieder auf, wie am Tage entfernt worden war. Die Gesamttrockendauer zur Herabsetzung der Feuchtigkeit von 18,1 auf 5,4 % betrug 82½ Betriebstunden, wenig mehr als bei ununterbrochener Trocknung.

In einer weiteren Versuchsreihe wurden die vorgetrockneten Teilstäbe bei 115° in einem liegenden Kessel von 1 m Länge und etwa 30 cm Durchm. 8 Stunden lang gedämpft, dann, nach weiteren 16 Stunden, bei 60° getrocknet. Durch das Dämpfen erhöhte sich die mittlere Holzfeuchtigkeit von 19,4 auf 28,5 %, die Breite um 3,73 %. Die Dauer der sehr schonenden, langsamen Trocknung betrug 167 Stunden, die Feuchtigkeit ging auf 5,5 % herunter, die Breitenabnahme betrug 7,7 %.

Anlaß zu einer Vorbehandlung durch Kochen gab die Vermutung, daß durch Kochen dem Holz Stoffe entzogen würden, die das Schwinden und Quellen unterstützten, und daß zugleich die Festigkeitseigenschaften dadurch vielleicht herabgesetzt würden. Durch achtstündiges Kochen bei 115° in dem gleichen Kessel wie für die Dämpfversuche stieg die Feuchtigkeit von 19,6 auf 94,2 %, die Breite um 7,4 %. Nach 194½ Std. Trocknungsdauer war die Feuchtigkeit auf 5,4 % gesunken, die Breite um 13,2 % verringert.

Nach langer Feuchtlagerung zeigte sich die Vergütung fast unverändert erhalten. Bemerkenswert ist, daß bei Buchenholz die Feuchtigkeitsabnahme und das Anpassen der Abmessungen an den veränderten Feuchtigkeitsgrad viel schneller eintrat als bei Eichenholz.

---

[1]) Forschungsberichte Holz des Fachausschusses für Holzfragen, Heft 1, 1933 und Heft 2, 1934. Berlin NW 7, VDI-Verlag G. m. b. H.

[2]) Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen beim VDI und deutschen Forstverein, Heft 10, 1934, Verfasser O. Graf VDI und K. Egner VDI. Berlin NW 7, VDI-Verlag G. m. b. H.

[3]) Wie zu 2, Heft 19, 1937. — [4]) Bautechn. 1938, Heft 5, S. 63.

Druck- und Biegefestigkeit zeigten wie bei Eichenholz eine kleine Steigerung, die Schlagbiegefestigkeit war nicht beeinträchtigt. Bei den gekochten und gedämpften Buchenstäbchen waren Druck- und Biegefestigkeit etwa ebenso groß wie bei natürlich getrockneten, die Schlagbiegefestigkeit etwas verringert.

Pappelholz. Die Ergebnisse waren ähnlich wie bei Eiche und Buche. Bei dem Versuch mit achtstündigem Dämpfen stieg die Feuchtigkeit von 17,5 auf 28,1 %, um während der 142stündigen Trocknungsdauer auf 4,9 % zu sinken. Die Stabbreite stieg um 1,86 % und sank beim Trocknen um 4,74 %. Durch achtstündiges Kochen stieg die Feuchtigkeit von 23,9 auf 212,0 %, die Stabbreite um 3,70 %. Die sehr schonend durchgeführte Trocknung erforderte hier 273 Stunden; die Feuchtigkeit sank auf 5,0 %, die Stabbreite nahm je nach der Lage im Stammquerschnitt um 7,63 bis 16,17 % ab; dadurch stiegen die Raumgewichte erheblich. Die Ergebnisse nach der Wechsellagerung waren ähnlich wie bei Buchenholz. Das Raumgewicht, i. M. 0,415, erwies sich hier als unabhängig von der Höhenlage im Stamm. In verschiedenen Jahresringzonen dagegen zeigten sich deutliche Unterschiede: die Grenzwerte waren 0,365 und 0,465. Die mittlere Änderung des Feuchtigkeitsgehalts bei der Wechsellagerung betrug 12,6 %, die Zunahme der Stabbreite 3,64 %. Die Vergütung war beim Splintholz wesentlich stärker als beim Kernholz. Nach 18 Monaten Feuchtlagerung ergab sich gegenüber natürlich getrocknetem Holz eine Vergütung im Verhältnis 0,89 bzw. 0,88 : 1,00. Druck- und Biegefestigkeit waren erhöht, durch achtstündiges Kochen nicht verringert. Die Schlagbiegefestigkeit war nicht wesentlich verändert, nur bei den gekochten und gedämpften Hölzern verringert, und zwar stärker als beim Buchenholz.

Zusammenfassung.

Die Wasseraufnahme- und -abgabe sowie die Änderungen der Stabbreiten, d. h. Feuchtigkeitswechsel und „Arbeiten" des Holzes, blieben um so kleiner, je höher die Trockentemperatur war. Auch nach wiederholter Wechsellagerung und nach $1^1/_2$jähriger Feuchtlagerung blieb die Vergütung, besonders bei den mit 115° getrockneten Hölzern, voll erhalten. Die Änderung des Werkstoffes erstreckte sich nicht nur auf die Außenschichten, sondern auf den ganzen Querschnitt, wie an später abgehobelten Stäben festzustellen war. Durch künstliches Trocknen bei 115° wurden Feuchtigkeitswechsel und Schwind- und Quellerscheinungen gegenüber natürlich getrocknetem Holz erheblich vermindert; durch Trocknen bei 60° schon in beschränktem Umfange. Zugleich wurde dadurch der Endhöchstwert der Holzfeuchtigkeit — und zwar bei allen untersuchten Laub- und Nadelhölzern — gesenkt. Diese Tatsache dürfte der wichtigste Erfolg der besprochenen Vergütungsmaßnahmen sein. Dadurch wurde zugleich die Druck- und Biegefestigkeit erhöht, die Schlagbiegefestigkeit durchschnittlich nicht verringert; eine Ausnahme machte gekochtes und gedämpftes Buchenholz. Maßgebend für den Erfolg war nicht die Reihenfolge der Trocknungstemperaturen, sondern nur deren Höchstwert. Durch Kochen und Dämpfen bei 115° wurde das Trockengewicht verringert, aber keine günstigere Wirkung erreicht als durch Trocknen bei 100° oder 115°. Langes Kochen bei 150° verschlechterte die Festigkeit, besonders bei Buchenholz; die nachteilige Wirkung stieg hier mit der Zeitdauer des Kochens. Künstliches Trocknen der Laubhölzer vom grünen Zustande aus bei 60° ergab stärkeres Schwinden als natürliches Trocknen oder künstliches Trocknen von an der Luft vorgetrockneten Hölzern. Durch die dadurch bedingte Zunahme des Raumgewichts und der späteren Änderungen der Wassergehalte und der Breiten wurden die Eigenschaften der Hölzer ungünstig beeinflußt, eine Vergütung im ganzen trat daher, im Gegensatze zu den Nadelhölzern, nicht ein. Künstliches Trocknen mit nächtlichen Unterbrechungen zeigte beim untersuchten Buchenholz keine wesentlich anderen Ergebnisse als ununterbrochenes Trocknen. Durch Betriebsrücksichten bedingtes Beschränken des Trocknungsvorganges auf die werktäglichen Betriebstunden scheint demnach der Vergütung keinen Abbruch zu tun.

Friedrich Leiter, Regierungsbaumeister a. D.,
Berlin-Friedrichshagen.

Alle Rechte vorbehalten.

# Über Viehrampen.[1]

1. Zwischentüren in den Buchten. Soweit die Buchten nicht durch einen Seitengang miteinander verbunden sind, empfiehlt es sich, in den Zwischenwänden Türen, wie in Abb. 1 mit *x* bezeichnet, einzubauen, damit ein Austausch der Tiere von einer Bucht zur anderen möglich ist.

2. Lage des Ganges. Wo ein Gang neben den Buchten angelegt werden soll, empfiehlt es sich meist besser, ihn auf der Gleisseite als auf der Straßenseite der Buchten anzulegen, weil dann mit Hilfe des Ganges die Tiere bequem aus jeder Bucht an jeder beliebigen Stelle der Rampe in Eisenbahnwagen geladen werden können. In Abb. 2 ist der Weg der Tiere durch eine punktierte Linie gekennzeichnet.

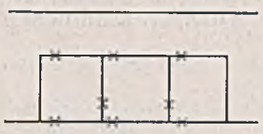


Abb. 1.

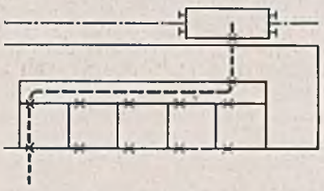


Abb. 2.

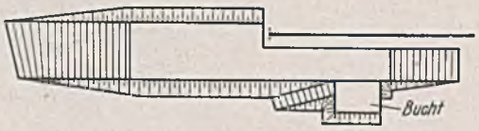



Abb. 3.

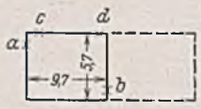



Abb. 4.

3. Buchten für Rindvieh. Die in den früheren Aufsätzen beschriebenen Buchten sind hauptsächlich für Kleinvieh, besonders Schweine, bestimmt. Die Bucht wird etwa 20 m² groß gemacht, bei kleinen Anlagen genügen auch 12 bis 15 m². Da Schweine im Sommer häufig unter Einwirkung starker Sonnenhitze während des Transports sterben, ist es zweckmäßig, die für sie bestimmten Buchten entweder alle oder wenigstens zum größten Teil zu überdachen. Rindvieh ist nicht so empfindlich gegen Hitze. Daher braucht man die für Rindvieh bestimmten Buchten nicht unbedingt mit kostspieligen Überdachungen zu versehen. Abb. 3 u. 4 zeigen die hauptsächlich zur Verladung von Rindvieh dienende Anlage des Bahnhofs Gr.-Holzhausen. Es ist nur eine einzige Bucht von 54 m² Grundfläche vorhanden. Die Tiere, die auf eigenen Füßen ankommen, gelangen durch die Tür *a* (s. Abb. 4) in die Bucht, die auf Landfuhrwerk herangefahren werden, durch die Tür *b*. Sie werden dann durch die Türen *c* und *d* in die Eisenbahnwagen gebracht. Da diese Türen einen Abstand von etwa 9 m haben, kann man bequem gleichzeitig in zwei Eisenbahnwagen verladen. Obwohl die Anlage sehr einfach und billig ist, da keine kostspielige Überdachung und nur unter der Tür *b* ein Stück senkrechte Wand vorhanden ist, während die Buchten sonst mit Erdböschungen begrenzt sind, hat sich die Anlage gut bewährt und kann zur Nachahmung empfohlen werden. Da die Bucht so groß ist, daß gleichzeitig Tiere für drei Wagenladungen in ihr untergebracht werden können, reicht die Anlage für mittleren Verkehr aus. Für großen Verkehr würde man eine zweite Bucht (punktiert gezeichnet) daneben anlegen.

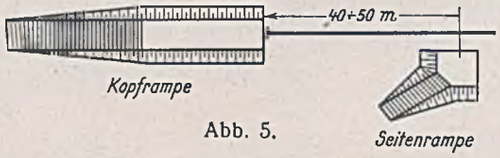



Abb. 5.

4. Verbindung von Kopf- und Seitenrampe. Wenn man zwei Rampengleise hat, kommen Lösungen nach Bautechn. 1928, Heft 19, S. 256, Abb. 3, und 1932, Heft 45, S. 601, Abb. 8, in Frage, wo ein Gleis zur Bedienung der Kopframpe und das andere zur Bedienung der Seitenrampe dient, oder nach Bautechn. 1928, Heft 19, S. 256, Abb. 1, wo ein Gleis für die Seitenrampe dient und an dem anderen die Kopframpe und ein Stück Seitenrampe hergestellt wurde. Es ist aber auch möglich, Kopf- und Seitenrampe an einem Gleis anzulegen, um so eine Weiche zu sparen. Die bisher dafür übliche Lösung wie auf Bahnhof Gr.-Holzhausen (Abb. 3) und auf Bahnhof Gr.-Garz, Bautechn. 1932, Heft 45, S. 600, Abb. 5, ist aber nicht günstig, weil man die Wagen nicht an der Rampe vorbeischieben und daher nur so viele Wagen aufstellen kann, wie an der Rampe Platz haben. Daher ist die Lösung nach Abb. 5 vorzuziehen. Kopf- und Seitenrampe sind 40 bis 50 m voneinander entfernt angebracht. Diese Anlage wird auch billiger. Man kann die Seitenrampe in der billigen Bauart nach Bautechn. 1932, Heft 45, S. 600, Abb. 4, herstellen. Die Kopframpe wird auch billiger, da man nur einen schmalen Streifen von etwa 3 m Breite mit Pflaster zu befestigen braucht. Fahl.

[1]) Ergänzungen zu den Aufsätzen in Bautechn. 1928, Heft 19, S. 256 u. 257, und 1932, Heft 45, S. 599 bis 601.

# Vermischtes.

**Deutsche Gesellschaft für Bauwesen.** Im Auftrage des Amtes für Deutsche Roh- und Werkstoffe wird die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen E. V. im NS.-Bund Deutscher Technik in der Woche nach Pfingsten eine Kundgebung im Reichstagssaal (Krolloper Berlin) veranstalten, mit deren Durchführung ihre Abwasserfachgruppe betraut worden ist. Die Tagung, verbunden mit einer Sonderschau, soll den beteiligten Kreisen der Reichs-, Landes- und Gemeindebehörden, der Industrie und der Landwirtschaft die ständig steigende Bedeutung des Abwasserwesens in seinen vielseitigen Beziehungen zu den Fragen der Roh- und Werkstoffbeschaffung vor Augen führen.

**5. Lehrgang über Baustoff- und Bauwirtschaftsfragen im Vierjahresplan** am 15. und 16. Februar 1938 in Düsseldorf im Vortragssaal der 3. Muster- und Modellschau „Neue Baustoffe — Neue Konstruktionen" in den städtischen Ausstellungshallen am Rhein, veranstaltet von der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen. Leitung der Vorträge Dipl.-Ing. Hermann Goebel, Vorsitzender des Fachausschusses für Baustoffkunde in der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen. — Dienstag, 15. Februar, ab 9 Uhr pünktlich werden folgende Vorträge gehalten: „Forderungen des Vierjahresplanes auf dem Gebiete der Baustoffe": Oberingenieur Dipl.-Ing. Hermann Goebel, Berlin; „Baugrunduntersuchungen und Gründungen":

Reg.-Baurat Dr.-Ing. Loos, Berlin; „Der heutige Stand der Eisenforschung": Dr. Schonrock, Rheinhausen; „Neuere Fragen auf dem Gebiete der Verwendung von Zement": Prof. Dr. Richard Grün, Düsseldorf; „Arbeitseinsatz und Bauwirtschaft": Regierungsrat Dr. Stothfang, Berlin; „Stetigkeit in der Bauwirtschaft": Dr. Günther Kühn, Berlin. — Mittwoch, 16. Februar, ab 8,30 Uhr pünktlich finden folgende Vorträge statt: „Baustoffe und Baupolizei": Regierungsrat Wambsganz, Berlin; „Anwendungsgebiete genormter Baugerüste": Oberingenieur Dipl.-Ing. Klingenberg, Ludwigshafen; „Die Bedeutung der Baustofffrage auf dem Gebiet der Abwasserbeseitigung": Mag.-Oberbaurat Dr.-Ing. Schreier, Düsseldorf; „Abdichtungen im Hoch- und Tiefbau, insbesondere im Brückenbau": Prof. Dr.-Ing. Bösenberg, Braunschweig; „Die verschiedenen Arten von Leichtbeton, ihre Herstellung und Eigenschaften": Dr.-Ing. F. Schneider-Arnoldi, Köln; „Die Anstrichtechnik im Vierjahresplan": Dr.-Ing. Kurt Herberts, Wuppertal-Barmen. — Im Anschluß an den Lehrgang finden Werkbesichtigungen statt. Teilnehmergebühr für den Lehrgang 10 RM, die der Besichtigungsfahrt nach Oberhausen 2,50 RM. Die Teilnehmerkarten berechtigen auch zum Besuch der Vortragsreihe für das Bauhandwerk an der gleichen Stelle am 17. Februar ab 9 Uhr. Anmeldungen sowie Einzahlungen bis zum 12. Februar 1938.

**Zum Drahtleimfilm-Verfahren.** In dem Bericht über die Holztagung 1937 in Bautechn. 1938, Heft 5, wird auf S. 64 u. a. auch das neue Drahtleimfilm-Verfahren erörtert. Das dort erwähnte Verfahren, die Schmelz- und Abbindewärme innerhalb der Leimmittelschicht durch elektrische Heizung mittels eingefügter Metallkörper, z. B. Drahtgitter, die an Heizstrom angelegt werden, zu erzeugen, beruht, wie uns ergänzend mitgeteilt wird, auf einem Vorschlage der Herren Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Bäseler und Ingenieur Dietrich beim Reichsbahn-Zentralamt München. Die Schwierigkeiten der Holzvorbehandlung (vorgeschriebene Trockenheit) bei Naßleimverfahren von dickwandigen Körpern, wie z. B. die Verleimung von stoffsparenden Schwellenformen gelegentlich der Versuche des Reichsbahn-Zentralamtes München, gaben den Anstoß dazu. In Zusammenarbeit mit der Goldschmidt AG wurde das Verfahren in deren Laboratorium entwickelt.

**Verteil- und Stampfeinrichtung für bituminösen Belag auf Böschungen.** Nachdem sich nicht nur zur Sicherung, sondern auch zur Abdichtung von Sohlen und Böschungen beim Wasserbau die Asphaltbauweise als zweckmäßig erwiesen hatte, sind Einrichtungen zum Auftragen und Verdichten des bituminösen Belages auf den Böschungen entwickelt worden, die eine wirtschaftliche Herstellung im Großbetrieb ermöglichen. Außer durch Walzen[1]) kann das Verdichten in Anlehnung an die Vorbilder beim Straßenbau auch durch Stampfen geschehen. Bei Bitumentränkdecken z. B., für deren Aufbau gebrochenes Gestein dient, ist das Stampfen die beste Verdichtungsart. Die Stampfeinrichtungen sind auch Großgeräte, mit denen das Verteilen und Verdichten des Belages auf Böschungen wirtschaftlich ausfällt.

Das Verteilen und Stampfen der bituminösen Mischung führt bei einer solchen Einrichtung (der Dinglerwerke AG) ein Arbeitswagen aus, der in einen Brückenträger fährt (Abb. 1). Der Brückenträger ruht oben und unten parallel zur Böschung auf zwei Fahrgestellen, die entsprechend der Streifenbauweise in der Arbeitsrichtung durch Handkurbeln um jeweils eine Streifenbreite verfahren werden. Im Brückenträger fährt außerdem noch ein Zubringerwagen, der das Mischgut zu dem Arbeitswagen bringt. Beide Wagen werden durch Seilzüge verfahren, deren Winden im unteren Auflagerwagen untergebracht sind. Bei diesem Beispiel wird das Mischgut auf der Sohle angefahren. Die Aufgabe des Mischgutes kann aber bei einer anderen Anordnung auch von der Böschungskrone aus geschehen.

Der Arbeitswagen (Abb. 2) enthält einen Aufnahmebunker, unter dessen Auslauf sich zwei sich drehende Austragwalzen zum Vermeiden der Brückenbildung im Bunker befinden, eine in der Höhe verstellbare Abgleicheinrichtung mit einem Wasserdruckbehälter, eine Wasservernebelung und einen regelbaren Federstampfer. Ferner sind eine Hubvorrichtung für den Wagen und eine Fangvorrichtung eingebaut. Der Stampfer, die Austragwalzen und die Hubvorrichtung werden durch einen Elektro- oder Dieselmotor von 4 PS Leistung angetrieben. Der Federstampfer (120 Schläge/min) ist mit einer Auflage aus poliertem Hartmessing versehen. Mit der Fangvorrichtung wird der Arbeitswagen bei etwaigem Seilbruch in seiner Lage sofort festgehalten.

Beim Aufbringen der Streifen wird der Zubringerwagen durch Muldenkipper auf der Sohle beschickt und fährt dann durch Einschalten der zugehörigen Seiltrommel mit einer Geschwindigkeit von 25 m/min bis über den Arbeitswagen, wo er seinen Inhalt durch einen Rollboden selbsttätig an den Aufnahmebunker des Arbeitswagens abgibt. Darauf schaltet der Bedienungsmann, der im Arbeitswagen sitzt, die Seiltrommel zum Arbeitswagen ein, so daß der Wagen die Böschung hinauffährt, das Mischgut verteilt und stampft. Bei der Ankunft am oberen Ende der Böschung wird der Antriebmotor für die Austragwalzen und den Stampfer auf die Hubvorrichtung umgeschaltet, so daß sich der Wagen von der Böschung abhebt und im Brückenträger über den fertigen Streifen zurückrollen kann. Darauf wird der Brückenträger um 1,45 m seitlich verfahren. Diese Strecke ist um 5 cm geringer als die Streifenbreite von 1,5 m, damit der neu zu legende Streifen einen glatten Anschluß an den vorhergehenden findet. Zum Beladen des Zubringerwagens fahren die Muldenkipper auf eine einfache Schiebebühne auf. Der Brückenträger kann auf den beiden Abstützwagen senkrecht gehoben und gesenkt und dadurch der Böschungslinie angepaßt werden.

Außer dem Bedienungsmann im Arbeitswagen sind noch zwei Leute nötig. Zum Versetzen des Brückenträgers ist etwa 1 min nötig. Die Leistung der Einrichtung beträgt dann 800 bis 1000 m²/8 h. R.—

[1]) Bautechn. 1937, Heft 37 u. 39 („Neue Versuche mit Asphaltbauweisen . . .").

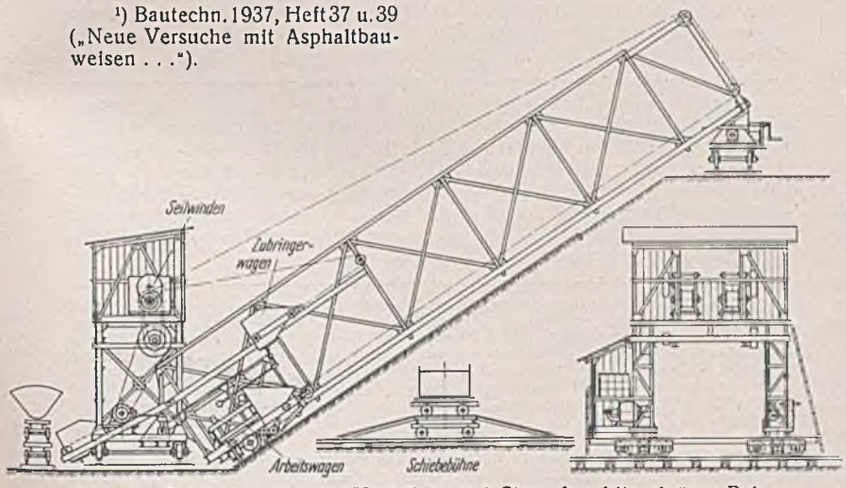
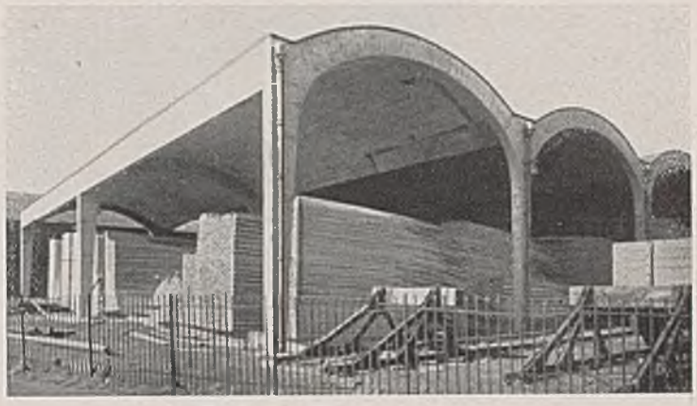



Abb. 1. Brückengerät zum Verteilen und Stampfen bituminöser Belage auf Kanalböschungen.

**Ein englischer Eisenbetonschuppen.** Die London, Midland u. Schottische Eisenbahn hat auf einem ihrer Bahnhöfe in der Nähe von Liverpool kürzlich einen offenen Schuppen zur Lagerung von Holz errichtet, dessen Bauart bemerkenswert erscheint. Der Schuppen bedeckt



Englischer Eisenbetonschuppen.

eine Fläche von 106,14 × 33,55 m, die in der Tiefenrichtung von elf Gewölben überspannt wird, von denen die neun mittleren eine Spannweite von 9,6 m bei 1,75 m Stich haben (s. Abb.). Die lichte Höhe des Schuppens beträgt im Scheitel der Gewölbe 8,08 m. Die Gewölbe werden an den Enden und in der Mitte von Steifrahmen gestützt, so daß neben den Säulen an den Stirnen nur eine Mittelreihe von Säulen vorhanden ist. Die Schalengewölbe sind nur 7,6 cm dick, nur über den mittleren Rahmen ist die Dicke auf 11 cm verstärkt. In den Kehlen zwischen den Gewölben bilden diese 30,5 cm hohe V-förmige Träger, die über die zwei von den drei Rahmen gebildeten Felder durchlaufen und den Gewölben, zugleich deren Schub aufnehmend, die nötige Steifigkeit verleihen. An die Stelle dieser Träger treten

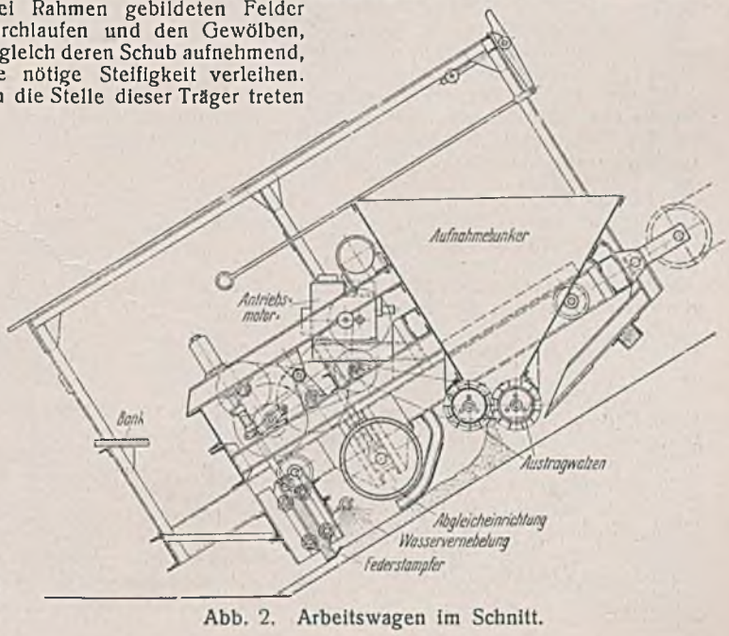



Abb. 2. Arbeitswagen im Schnitt.

bei dem ersten und dem elften Gewölbe an der Außenseite rechteckige Randträger.

Die Bewehrung der Schalengewölbe besteht aus fünf Reihen von Rundeisen von im allgemeinen 8 mm ⌀; nur in der Nähe der Kehlen liegen stärkere Einlagen, und zwar auch in engerem Abstande. Die erste Lage dieser Rundeisen verläuft in Längsrichtung der Gewölbe und geht über die ganze Länge durch. Die zweite Reihe liegt schräg zur ersten und folgt dem Verlauf der Hauptspannungen. Die dritte Reihe liegt in der Querrichtung der Gewölbe, also rechtwinklig zur ersten. Die vierte und die fünfte Reihe haben dieselbe Richtung wie die erste und die zweite. Besondere Vorkehrungen zur Aufnahme der durch Wärmewechsel verursachten Spannungen sind nicht getroffen; die Tragfähigkeit der Gewölbe reicht ohne solche Vorrichtungen zur Aufnahme dieser Spannungen aus.

Beim Bau wurden je fünf Gewölbe auf einmal hergestellt. Nachdem der Beton für die Gründungen eingebaut war, wurde der Aufbau in fünf Stufen ausgeführt, die in den gleichzeitig bearbeiteten Feldern in je einer Woche Abstand aufeinander folgten. In der ersten Woche wurde im ersten Felde die Schalung aufgestellt; während in der zweiten Woche weiter die Schalung im zweiten Felde aufgebaut wurde, wurden im ersten Felde die Eiseneinlagen verlegt. In der dritten Woche folgte dann das Einbringen des Betons im ersten Felde, das Verlegen der Eiseneinlagen im zweiten und das Aufbauen der Schalung im dritten. Während der vierten Woche ließ man den Beton im ersten Felde erhärten, wobei er in den ersten vier Tagen dreimal täglich angenetzt wurde, und in der fünften Woche wurden das Gewölbe im ersten Felde ausgeschalt; in diesen beiden Wochen wurden die weiteren Arbeiten in den anderen Feldern mit je einer Woche Abstand ausgeführt. Infolgedessen war auch der Kehlträger je eine Woche alt, ehe er belastet wurde. Da in der fünften Woche die Schalung des ersten Feldes frei wurde, brauchte man nur vier Satz Schalung.

Der Auswahl der richtigen Betonmischung gingen eingehende Versuche zur Ermittlung des günstigsten Verhältnisses der Bestandteile voraus. Für die Säulen, Rand- und Kehlträger wurde ein Beton 1 : 2,4 : 3,6, für die Gewölbe ein Beton 1 : 3 : 3 verwendet.

Die Gewölbe wurden mit einer doppelten Schicht Dachpappe bedeckt, die mit Mastix aufgeklebt wurde. Wkk.

## Patentschau.

**Dehnbarer Mantel für Ortbetonpfähle.** (Kl. 84c, Nr. 618 490 vom 31. 5. 1932 von Dipl.-Ing. Feodor Hornlimann in Berlin.) Um auf der ganzen Länge des Mantels einen bestimmten hohen Seitendruck gegen das Erdreich auszuüben, wird ein dehnungsfähiger Mantel, z. B. aus Leinen oder Gummi in ein Bohrloch gestellt; der Mantel hat prismatische Form mit Längs- und Querfaltung, ist an beiden Enden geschlossen und mit einem Anschlußstutzen zum Einführen des Druckmittels versehen. Infolge des beliebig steigerbaren, auf das Erdreich ausgeübten Druckes stellt der z. B. mit Preßbeton ausgefüllte Mantel einen Betonpfahl dar, an dessen Umfang das Erdreich einen Gegendruck ausübt, der dem Druck des Preßbetons innerhalb des Mantels entspricht. Hat der Blechkörper z. B. sternförmigen Querschnitt (Abb. 1 u. 2), so kann der Mantel möglichst eng gefaltet werden, so daß der Querschnitt des noch nicht ausgedehnten Körpers möglichst klein ist, aber die Abwicklung sämtlicher Falten einen möglichst großen Umfang ergibt, sobald der Körper durch ein Druckmittel ausgedehnt wird. Das obere Ende des Preßkörpers wird durch eine steife Haube *a* überdeckt, so daß es bei nachgiebigem Boden vor Überbeanspruchungen geschützt bleibt. Sind die Körper in das Erdreich eingebracht, und haben sie sich unter dem Druck eines Druckmittels ausgedehnt, so können sie z. B. bei Pfählen am Kopf aufgeschnitten werden, so daß in den Körper Beton eingebracht werden kann, nachdem das im Körper etwa vorhandene Wasser herausgepumpt oder der Beton im Körper unter Wasser eingebracht wurde.

Abb. 1.

Abb. 3.

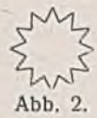


Abb. 2.

**Einrichtung zur Herstellung von Ortpfählen mit auffaltbarem Mantel.** (Kl. 84c, Nr. 618 955 vom 31. 5. 1932 von Dipl.-Ing. Feodor Hornlimann in Berlin; Zusatz zum Patent 618 490.) Um die Schwierigkeiten bei der Herstellung des Blechmantels nach dem Patent 618 490 zu beheben und das Einschleusen des Betons zu erleichtern, wird der untere Abschluß des sich nicht verjüngenden Mantels durch einen Betonpfropfen gebildet. Der gefaltete, unten offene Blechmantel *a* besitzt als oberen Abschluß noch eine Spitze *b* und wird mittels eines Vortreibrohres in das Erdreich eingebracht. Das Druckmittel wird durch ein Rohr *d* eingeführt, auf dem eine Schleuse *e* mit Verschlüssen *f* und *g* aufgesetzt ist. Das Druckmittel wird durch die Leitung *h* mit den Abzweigungen *i* bzw. *k* zugeführt, in die Dreiwegehähne *l* bzw. *m* eingebaut sind, durch die einerseits die Zufuhr von Druckluft abgesperrt und anderseits die Druckluft aus der Schleusenkammer *n* bzw. aus dem Raum *o* nach außen abgelassen werden kann. Das Druckwasser befindet sich vor der Zuführung von Druckluft in dem Raum *o* auf der Höhe *y*. Zunächst seien die Hähne *f*, *l*, *m* geschlossen und in die Schleusenkammer *n* sei bei offener Klappe *g* Zementmörtel *z* eingeführt worden. Hierauf öffnet man den Hahn *m*, Druckluft tritt in *o* ein und drückt das Grundwasser unten heraus. Hierauf schließt man den Hahn *m*, die Klappe *g*, öffnet die Hähne *f* u. *l*, wobei die Druckluft Mörtel aus der Kammer *n* in den Raum *o* drückt, der sich am unteren Ende des Mantels *a* ansammelt und einen dichtenden Abschluß *p* bildet. Zwecks Einbringens von Mörtel in die Kammern *n* schließt man den Hahn *f* und stellt den Dreiwegehahn *l* so, daß die Leitung *h* abgestellt bleibt, während die Luft der Kammer *n* nach außen ins Freie gelangt. Ist der Mörtel bei offener Klappe *g* eingefüllt, so schließt man diese; der Hahn *l* wird so gestellt, daß Druckluft zugeführt wird, und der Hahn *f* geöffnet. Der zugfeste Anschluß des Mantels *a* an das Rohr *s* kann z. B. mittels einer Gummidichtung *v* gebildet werden; das Rohr ist an der Schleuse *u* befestigt. Um einen Ueberblick über die Ausdehnung der Mäntel *a* im Erdreich zu gewinnen, wird ein Draht *F* am Mantel bei *A* befestigt und am gegenüberliegenden Punkte *B* über eine Rolle und von hier an die Erdoberfläche geführt, wo er z. B. die Schleuse *u* bei *C* mit einer dichtschließenden Stopfbüchse durchdringt. Der Draht wird über eine Rolle *D* gelegt und durch ein Gewicht *E* angespannt. Beim Ausdehnen des Mantels vergrößert sich der Durchmesser, wobei das Gewicht *E* um ein entsprechendes Maß nach oben steigt.

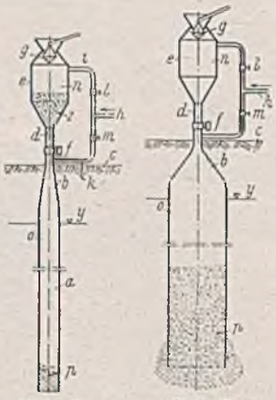


Abb. 1. Abb. 2.

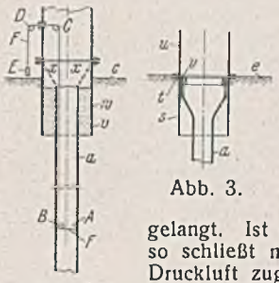


Abb. 3.

Abb. 4.

## Personalnachrichten.

**Deutsches Reich.** Deutsche Reichsbahn. Reichs- und Preußisches Verkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen. Im Ruhestand verstorben: Reichsbahndirektor Cornelius und Reichsbahnoberamtmann Rechnungsrat Eugen Jaeger.

Betriebsverwaltung: Ernannt: zum Direktor bei der Reichsbahn: die Reichsbahnoberräte Wist, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Münster (Westf.), Kado, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Frankfurt (Main), Julius Boettcher, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Stettin; zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Siegmund, Vorstand des Betriebsamts Schweidnitz, Lay, Dezernent der RBD Karlsruhe, Reuschle, Vorstand des Neubauamts Halle (Saale), unter Versetzung als Dezernent zur RBD Wuppertal, Karl Meyer, Vorstand des Messungsamts Nürnberg; zum Reichsbahnrat: Reichsbahnbauassessor Erich Martin, Vorstand des Betriebsamts Chemnitz 2; zum Oberlandmesser auf wichtigerem Dienstposten: die Oberlandmesser Sülzen in Köln, Wilhelm Gerlach in Stuttgart.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Lewerenz, Dezernent der RBD Hamburg, Franz-Joseph Waldmann, Dezernent der RBD Augsburg, und Classens, Vorstand des Betriebsamts Saalfeld (Saale), als Dezernenten zur Reichsbahnbaudirektion München, Abels, Dezernent der RBD Oppeln, als Dezernent zur RBD Erfurt, Paul-Friedrich Schulz, Vorstand des Betriebsamts Rostock, als Dezernent zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Stettin, Fritz Ebel, Dezernent der RBD Nürnberg, als Dezernent zur RBD Breslau, Albrecht Wagner, Vorstand des Betriebsamts Wittenberg, als Dezernent zur RBD Hannover, Siegert, Vorstand des Betriebsamts Zittau, als Vorstand zum Betriebsamt Magdeburg 2, Diehl, Vorstand des Betriebsamts Rheine, als Vorstand zum Betriebsamt Frankfurt (Main) 1, Karl Eitel, Vorstand des Betriebsamts Köln-Deutz 2, als Dezernent zur RBD Mainz, Engelhard, Vorstand des Betriebsamts Cottbus 1, als Dezernent zur RBD Köln, Dr.-Ing. Johannes Hartwig, Vorstand des Betriebsamts Gerolstein, als Dezernent zur RBD Oppeln, Endler, Vorstand des Betriebsamts Döbeln, als Dezernent zur Reichsbahnbaudirektion Berlin, Behnes, Dezernent der RBD Wuppertal, als Dezernent zur RBD Münster (Westf.), Ernst Richter, Dezernent der RBD Münster (Westf.), als Dezernent zur RBD Hannover.

**Berichtigung.** In Bautechn. 1938, Heft 4, S. 43, sind die beiden Abb. 6 u. 7 versehentlich miteinander verwechselt und zudem auf den Kopf gestellt worden. In der Unterschrift von Abb. 6 sind die Worte zu streichen: „mit tragender Fahrbahn", in der Unterschrift von Abb. 7 ist zu streichen das Wort „tragender". Im übrigen verbleiben die Unterschriften an ihrem Orte. — Wie der Verfasser, Prof. Dr.-Ing. Eiselin, uns außerdem mitteilt, beabsichtigt er, demnächst eine Fortsetzung seines Aufsatzes zu veröffentlichen.

**INHALT:** Die Erweiterungsbauten des Hafens Thessaloniki (Saloniki). — Wirtschaftliche Ausbaugröße und bauliche Anordnung von Flußkraftwerken. (Schluß.) — Beitrag zur Bemessung von Ankeraugen. — Stehblechaussteifungen für genietete Blechträger. — Vergütung von Bauholz durch künstliches Trocknen. — Über Viehrampen. — Vermischtes: Deutsche Gesellschaft für Bauwesen. — 5. Lehrgang über Baustoff- und Bauwirtschaftsfragen im Vierjahresplan. — Zum Drahtleimfilm-Verfahren. — Verteil- und Stampfeinrichtung für bituminösen Belag auf Böschungen. — Ein englischer Eisenbetonschuppen. — Patentschau. — Personalnachrichten. — Berichtigung.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.