

DAS KRAFTWERK RYBURG-SCHWÖRSTADT.

Von Dr.-Ing. Becher, Wiesbaden.

Übersicht: Es wird das Kraftwerk in seinen Einzelheiten unter besonderer Berücksichtigung der Eisenwasserbauten beschrieben.

In der Reihe der Anlagen, die auf der deutsch-schweizerischen Rheinstraße liegen, schließt sich das Kraftwerk Ryburg-

die gleichzeitig auch allen Anforderungen auf die Abführung von Schwemmsel, Geschiebe, Treibeis usw. gerecht werden.

Die Anlage selbst besteht aus dem auf der linken konvexen Uferseite angeordneten Wehr von 111 m Länge, in dessen geradliniger Fortsetzung sich das etwa 116 m lange Krafthaus anschließt, das dadurch selbst einen Teil der Wehranlage bildet (Abb. 3). Bekanntlich ist diese Anordnung — wenn man von den etwas höheren Gründungskosten absieht — auch in bezug auf Wasserführung die günstigste, da das zu verarbeitende Wasser auf geradem Wege die Turbinen erreicht und in derselben Richtung verläßt. Die Gefälleverluste sind somit auf ein Mindestmaß beschränkt.

Das Wehr weist vier Öffnungen von je 24 m Lichtweite mit dazwischenliegenden Pfeilern von 5 m Stärke auf (Abb. 4 und 5).

Die größte Stauhöhe beträgt 12,50 m. Die Verschlüsse sind als sogenannte Hakenschützen nach den Patenten und Plänen der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Mainz-Gustavsburg, erbaut. Sie bestehen aus den unteren normalen Schützen und den oberen mit hakenförmigem Querschnitt, die sich mittels Rollen an die unteren anlehnen. Dieses System erlaubt die größtmögliche Absenkbarkeit, da sich die obere Schütze, die nur einen oberen Riegel besitzt, vor der untere vorschieben läßt. Dadurch wurde bei der Ryburger Anlage eine Absenkung von 5 m bei 12,5 m Stau erreicht, und zwar ohne Eintiefungen in der Sohle und bei Wahrung des Grundsatzes, daß sämtliche Konstruktionsteile, vornehmlich die großen Riegel, nach der Unterwasserseite zu legen sind. Abb. 6 stellt einen Querschnitt durch das Schützensystem dar. Man ersieht daraus auch die hydraulisch günstige Form des Überfallrückens,

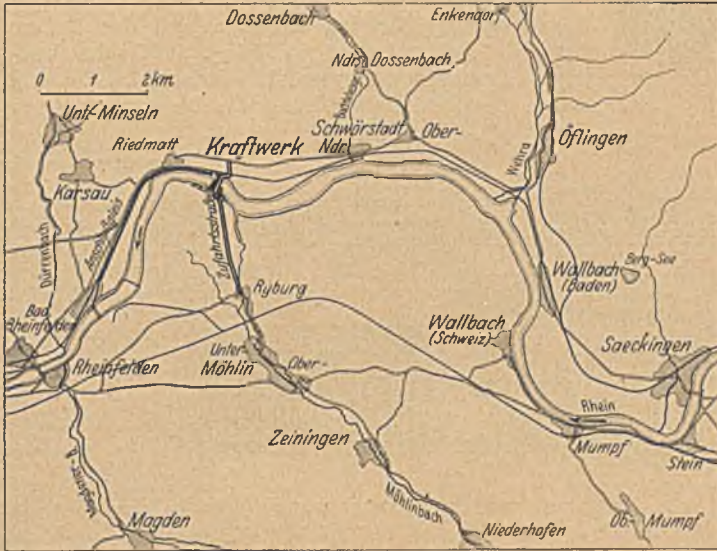


Abb. 1. Übersichtskarte

Schwörstadt an das Rheinfeldener Kraftwerk — das erste oberhalb Basel — an (Abb. 1). Von den an deren auf dieser Strecke erbauten Werken unterscheidet sich jedoch das Schwörstadter durch das deutliche Bestreben nach großen Einheiten sowohl bezüglich der Maschinensätze als auch der Wehrverschlüsse. Wie aus dem Lageplan Abb. 2 ersichtlich, ist die Anlage ein Flußkraftwerk mit lediglicher Ausnutzung des Staugefalles, also ohne Umleitungskanal. Diese Lösung, die das Verarbeiten der größten verfügbaren Wassermenge erlaubt, wurde hier ermöglicht einerseits durch die günstigen topographischen Verhältnisse der Ufer und das verhältnismäßig starke Gefälle des Rheins auf dieser Strecke, andererseits jedoch auch durch den Umstand, daß es nach dem heutigen Stand des Eisenwasserbaues möglich war, große einheitliche Verschlüsse von beträchtlicher Lichtweite und Lageplan. Höhe zu erstellen,

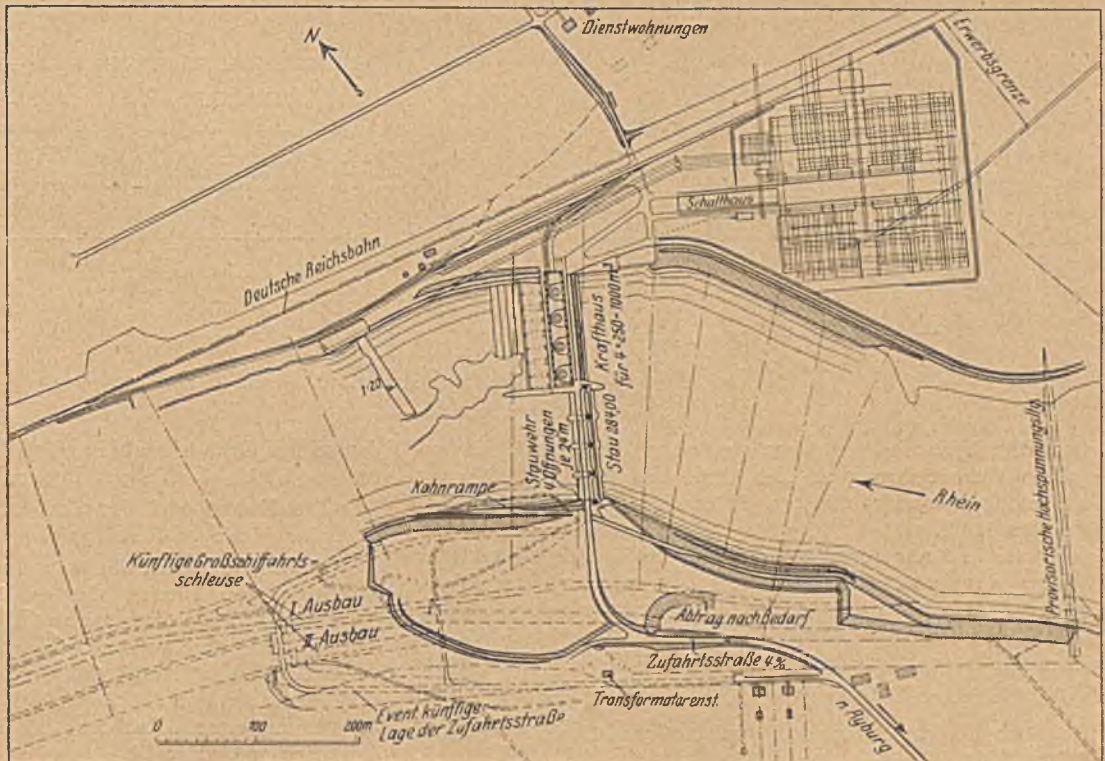


Abb. 2. Lageplan.

der die Abführung der gewaltigen Wassermassen bei geringster Wasserauflast ermöglicht. Die genaue Bestimmung der Form ist das Resultat einer langen Reihe eingehender Versuche, die im Wasserbaulaboratorium des Werkes Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. ausgeführt wurden.

auch was die Form des Überfallrückens anbelangt, bei der Planung der Schwörstädter Verschlüsse verwertet, nachdem es sich bei Kachlet herausgestellt hatte, daß durch eine zweckentsprechende Form des oberen Verschußkörpers die Wasserauflast auf etwa die Hälfte reduziert werden kann. Sonst hat das neuere System die Vorzüge des älteren beibehalten, namentlich insofern, als für die obere und untere Schütze nur eine Laufbahn erforderlich ist, wodurch an Nischentiefe und somit an Pfeilerbreite bedeutend gespart werden kann. Die Schützen sind vermittelst Kipplager auf Rollenwagen gelagert, derart, daß die Rollen von den Formänderungen der Riegel nicht beeinflusst werden und den evtl. Unebenheiten der Laufbahn frei folgen können. Durch diese statisch bestimmte Lagerung können die auf die einzelnen Rollen entfallenden Drücke einwandfrei ermittelt werden. Mit Rücksicht auf die hier auftretenden Rollendrücke (220 t pro Rolle) ist, wie auch bei der Anlage Donau-Kachlet (200 t pro Rolle), Stahlwalzenlagerung für die Achsen gewählt worden, die Reibung wurde dadurch auf ein Mindestmaß reduziert. Aus



Abb. 3. Blick auf die Anlage von Oberwasser.

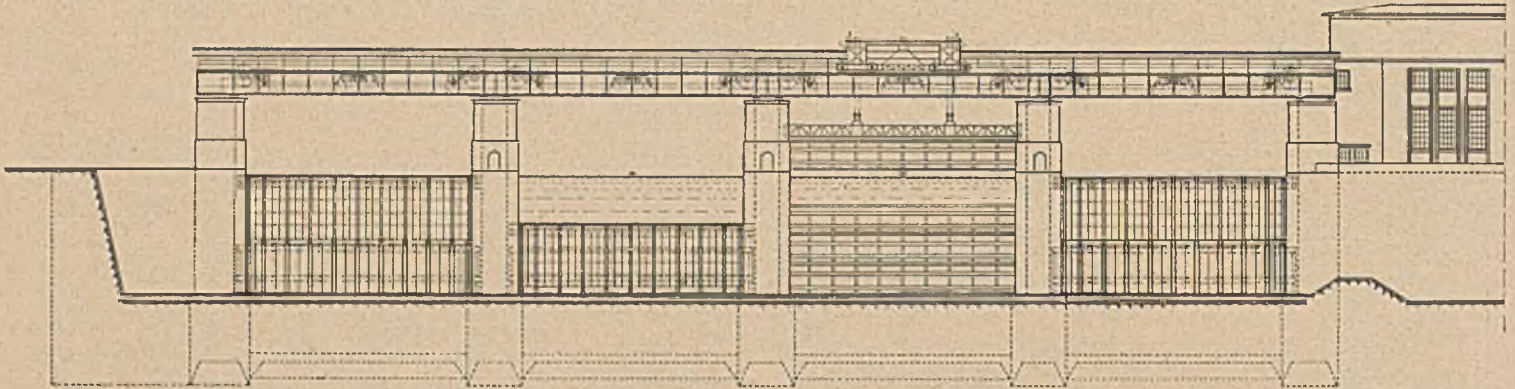


Abb. 4. Ansicht des Wehres.

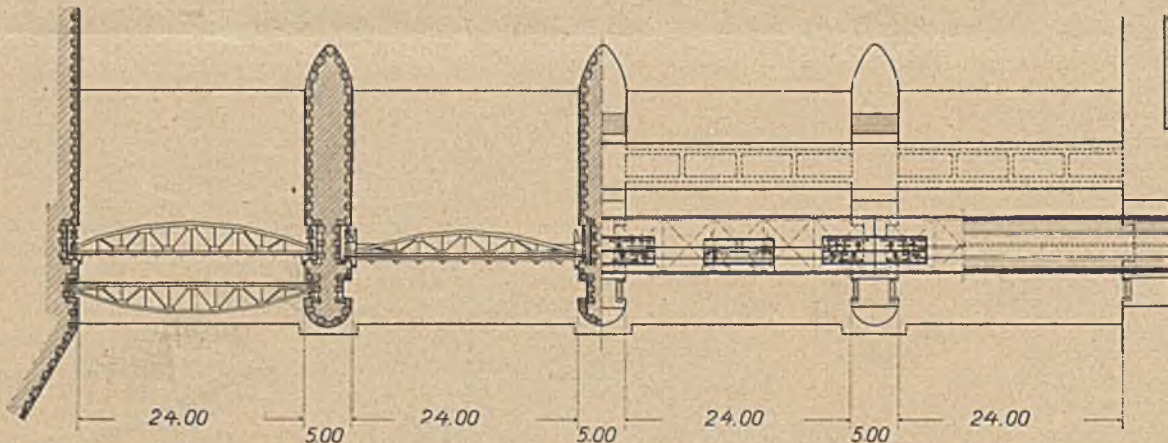


Abb. 5. Grundriß des Wehres.

Neben den hydraulischen Vorzügen einer der Strahlform angepaßten Wasserführung ist die Form auch für die Abführung von Treibeis besonders günstig, da es ohne Stoß darüber hinweggleiten kann.

Es sei hier noch erwähnt, daß das vorliegende System der Schützen insofern einen Fortschritt gegenüber demjenigen von der MAN bei dem großen Donaukraftwerk der Kachletstufe bei Passau angewandten bedeutet¹ als das dortige Schützensystem eine Absenkbarkeit um nur etwa $\frac{1}{4}$ der gesamten Stauhöhe erlaubte. Überhaupt wurden die Erfahrungen an Kachlet,

demselben Grunde mußten für die Laufbahn besonders angefertigte Stahlgußschienen angewendet werden.

Die Hauptriegel der Schützen wurden in Stahl 48, die restlichen Teile in Stahl 37 ausgeführt.

Die Bewegung der oberen und unteren Schütze erfolgt mittels getrennter Windwerke, die es ermöglichen, daß gleichzeitig die obere Schütze abgesenkt und bei beliebiger Lage derselben die untere Schütze angehoben werden kann. Bekanntlich wirken dabei der Überfallstrahl und der Grundstrahl energieverzehrend und vermeiden den Angriff auf die Sohle, die übrigens durch die Anordnung einer „Rehbockschen Zahnschwelle“ vor stärkeren Angriffen geschützt ist.

¹ Über die dort befolgten allgemeinen Grundsätze siehe Becher, Neuere Eisenwasserbauten. Bauingenieur 1925, Heft 24/25.

Die in tiefster Lage abgesenkten vier Schützen ermöglichen eine Abfuhr von 2700 m³, somit im Verein mit den bis zu 1000 m³ verarbeitenden Turbinen 3700 m³. Da das normale Hochwasser des Rheins kaum 3000 m³ übersteigt, wird sich die Notwendigkeit für das Anheben der unteren Schützen nur selten ergeben. Die Windwerke sind über den Pfeilern in einem über die

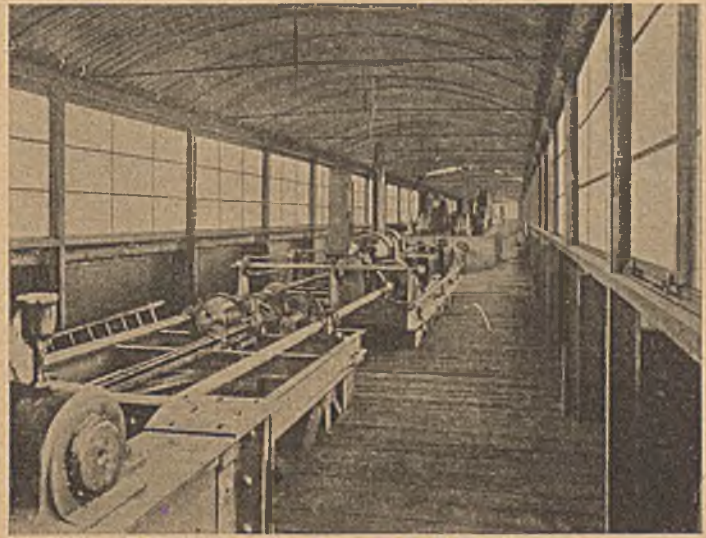


Abb. 7. Windwerksraum.

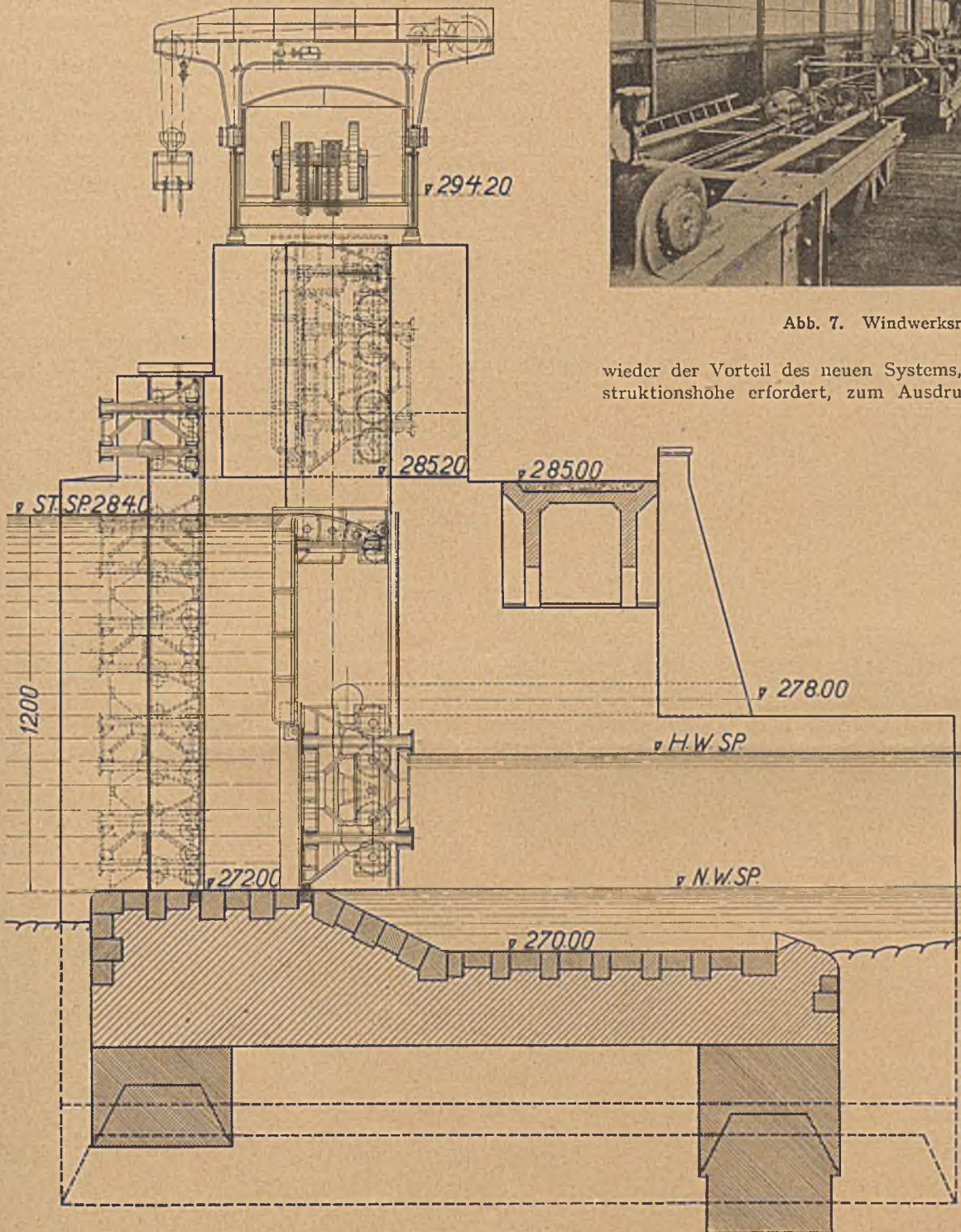


Abb. 8. Querschnitt durch das Wehr².

wieder der Vorteil des neuen Systems, das die geringste Konstruktionshöhe erfordert, zum Ausdruck kommt. Die Wind-

werke, die für die Gesamthubkraft von 370 t bemessen wurden, sind mit gekapselten Drehstrommotoren von 37 kW bzw. 22 kW ausgestattet und ermöglichen, sowohl die unteren als auch die oberen Schützen mit einer Geschwindigkeit von 0,2 m/min zu bewegen. Zur vollständigen Freilegung der Öffnung ist somit bei einer Hubhöhe von 13,4 m eine Hubzeit von 67 Minuten erforderlich, die die Steiggeschwindigkeit des Rheins bei Hochwasser an dieser Stelle bei weitem übertrifft. Außer dem elektrischen Antrieb ist in Mitte Wehrbrücke ein Handantrieb mit vier Kurbeln vorgesehen (Abbildung 7). Als Huborgane dienen MAN - Gelenkasketten, die sich auf dreiteilige Ritzel abstützen und dadurch die Gelenkbolzen in günstigster Weise belasten.

ganze Wehranlage sich erstreckenden Windwerkshaus eingebaut. Ihre Höhenlage ist bestimmt durch die Lage der zusammengeschobenen Schützen über dem höchsten Hochwasser, wobei

² An Stelle der hier angedeuteten Senkkästen erfolgte die Gründung, wie weiter unten erwähnt, in offener Baugrube.

Die waagerechte Dichtung zwischen den beiden Verschlusskörpern in Staustellung erfolgt mittels einer Gummileiste. Sie ist bereits bei anderen Anlagen in ähnlicher Ausführung erprobt und hat sich bei den bisher erfolgten Versuchsfahrten als allen Anforderungen entsprechend erwiesen.

Für reichliche Belüftung des durch den Überfallstrahl abgegrenzten Raumes unterhalb des Überfallrückens ist durch Anordnung von Belüftungsschächten in den Pfeilern gesorgt (Abb. 6).

Die Wehrverschlüsse werden ergänzt durch einen Satz Dammbalken, der das Verschließen einer Öffnung bis zum Stau-

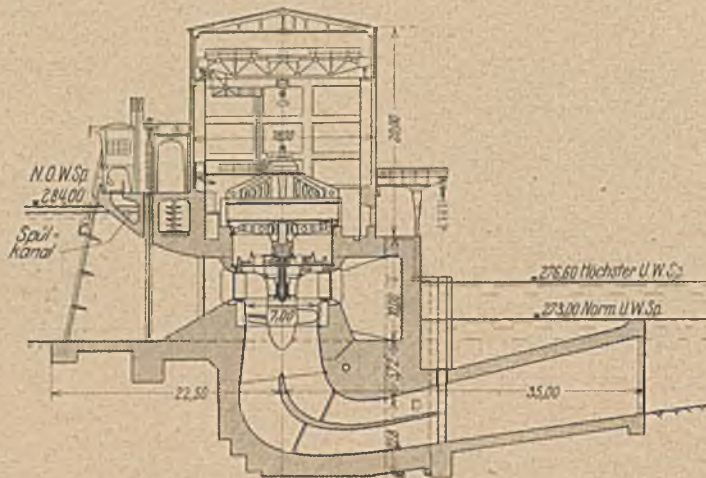


Abb. 8. Querschnitt durch das Krafthaus.

ziel gestattet. Der Dammbalkenverschluß wird aus vier schützenartigen Körpern gebildet, wovon jeder außer Gebrauch über einer Wehröffnung auf den Pfeilervorköpfen ruht (Abb. 6 u. 9).

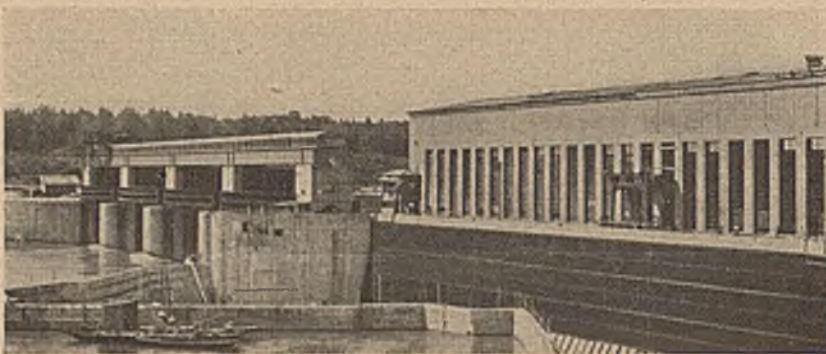


Abb. 9. Wehr und Krafthaus.

Dadurch ist ein besonderer Lagerplatz außerhalb des Wehres überflüssig. Das Einsetzen der Dammbalken erfolgt durch einen Kran von 75 t Tragkraft mit Auslegern, der auf den Obergurten der Windwerksbrücke läuft (Abb. 6). Zum Fassen der Dammbalken dient ein an dem elektrisch betriebenen Kran hängender sogenannter „Zangenbalken“ (ebenfalls in Abb. 6 ersichtlich), der in den Nischen geführt ist und ein zwangsläufiges Ein- und Aushaken der Verschlußkörper sowohl über als auch unter Wasser gestattet.

Dieser Kran ist außerdem mit einer I-Schiene von drei Seiten umsäumt, auf der zwei Elektroflasenzüge laufen, die für das Heben und Befördern kleinerer Lasten, etwa angeschwommener Baumstämme, dienen.

Das an die Wehranlage sich anschließende Krafthaus ist mit vier Kaplan-Turbinen mit verstellbaren Flügeln von 250 m³/s max. Schluckfähigkeit ausgestattet (Abb. 8). Sie vermögen bei 11,8 m Bruttogefälle eine Leistung an der Generatorwelle von 35 000 PS zu erzeugen. Über den Turbinen liegen, mit diesen direkt gekuppelt, die Drehstromgeneratoren.

Der ganze Maschinenraum wird von zwei Montagekränen von je 150 t Tragfähigkeit bestreicht.

Dem Krafthaus ist in der ganzen Ausdehnung ein Feinrechen vorgelagert, der mit einer elektrisch betriebenen Rechenputzmaschine reingehalten wird (Abb. 9). Die von der Rechenharke geförderten Schwemmsel werden unmittelbar in einen nach dem Unterwasser führenden Spülkanal geschüttet. Die Rechenstäbe haben einen der Stromlinienform angepaßten Querschnitt und sind mit Rücksicht auf die geringere Empfindlichkeit der Propellerturbinen mit 15 cm Spaltweite angeordnet.

Besondere Schnellschlußschützen oder ähnliche Vorrichtungen vor den Turbinen wurden nicht angeordnet, da die verstellbaren Flügel der Kaplan-Turbinen im Notfalle mittels Servomotors in die gegen Durchfluß geschlossene Stellung gebracht werden, wodurch die Maschinen zum Stillstand kommen.

Die Einläufe für jede Turbine sind durch drei Notverschlußschützen von 7,1 m l. W. und 9,45 m Höhe verschließbar, die nur für eine Kammer vorhanden sind und durch einen fahrbaren Kran eingesetzt und herausgehoben werden können. Diese Schützen sind der Höhe nach geteilt, und zwar ist die obere als Rollschütze ausgebildet, um unter Stau bewegt werden zu können, während die untere, die bei ausgeglichenem Wasserspiegel bewegt wird, eine Gleitschütze ist.

Die Saugrohre sind nach dem Unterwasser zu durch Gleitschützen verschließbar, die in entsprechende Schächte mittels fahrbaren Krans eingesetzt werden können. Damit jedoch diese Schächte keine Unterbrechung in der Kontinuität des Saugrohres bilden und seine Wirkung beeinträchtigen, werden für den normalen Betrieb Rahmen aus Eisenkonstruktion eingesetzt, die die Saugrohrwände vollständig ersetzen.

Die unterwasserseitigen Notverschlüsse ermöglichen im Verein mit den oberwasserseitigen das vollständige Trockenlegen der Turbinenkammern.

Das Wehr und das Krafthaus konnten auf den freiliegenden Felsboden aufgesetzt werden. Die Gründung erfolgte in offener Baugrube hinter Betonfangdämmen, und zwar in vier Bauabschnitten. Das Flugbild Abb. 10 veranschaulicht den letzten Abschnitt. Die Fangedämme wurden durch Sprengungen entfernt. Hand in Hand mit den Tiefbauarbeiten ging die Montage der Schützen, die auf besonderen Gerüsten erfolgte. Die Montage hat am 23. IV. 1928 begonnen und war programmgemäß am 1. VIII. 1930 beendet.

Mit Rücksicht auf den geringen Schiffsverkehr,

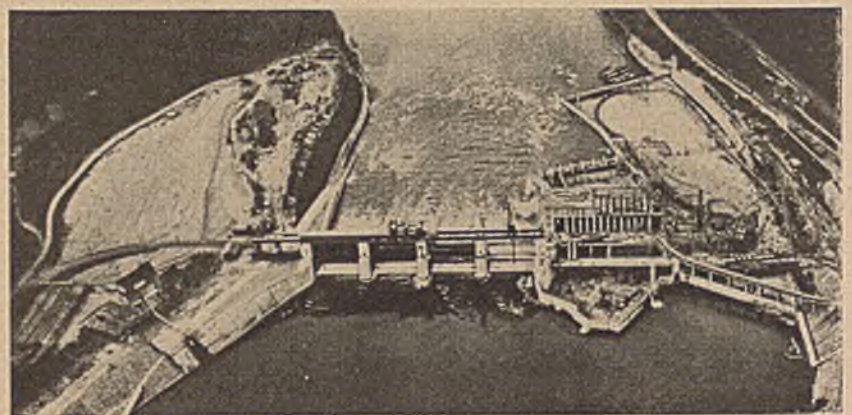


Abb. 10. Flugbild der Anlage.

der sich auf die Kleinschiffahrt beschränkt, sind vorläufig die projektierten Schleusen nicht ausgeführt worden. Für die Überführung der kleinen Kahne ist auf dem linken Ufer — als billigste Lösung, zudem ohne Wasserverlust — eine Steilrampe mit 15%

Neigung für Trockenförderung angelegt worden. An diesem Ufer ist jedoch ein breites Gelände sichergestellt, um die Doppelschleuse für die künftige Großschiffahrtsstraße anlegen zu können. Die Schleusenordnung ist im Lageplan (Abb. 2) punktiert angedeutet.

Die ausführliche Beschreibung der hydraulischen und elektrischen Maschinen ist in Sonderveröffentlichungen erfolgt, so daß hier nicht näher darauf eingegangen werden soll. Auch über die Ausführung der Tiefbauten ist im „Bauingenieur“ wiederholt ausführlich berichtet worden.

Es sei hier noch auf Grund des Übersichtsplanes auf die Anordnung des Schalthauses und auf die ausgedehnte Freiluftanlage für Umformer und Trennschalter hingewiesen, in der die

Generatorspannung auf 110 bzw. 135 kV für die Überlandleitung herauftransformiert wird.

Das Werk ist mit dem schweizerischen und dem deutschen Überlandnetz gekuppelt und vermag eine Jahresleistung von 600 000 000 kWh zu liefern. Es wurde im Jahre 1927 begonnen und ist bis auf den Einbau der letzten zwei Aggregate seit Ende Oktober d. J. betriebsbereit.

Erbauerin der Anlage ist die „Kraftwerk Ryburg-Schwörstadt A.-G.“, die im Jahre 1926 von den Kraftübertragungswerken Rheinfeldern und dem „Badenwerk“ Karlsruhe als deutsche Gesellschafter und der Motor-Columbus A.-G. und den Nordschweizerischen Kraftwerken A.-G. als schweizerische Gesellschafter gegründet wurde. Die Bauleitung oblag der Motor-Columbus A.-G.

ZUR GRAPHISCHEN BERECHNUNG GEDÄMPFTER WASSERSCHLÖSSER.

Von Josef Frank, Charlottenburg.

Übersicht. Im nachstehenden wird ein graphisches Verfahren zur Berechnung des Schwingungsverlaufes in gedämpften Wasserschlossern gegeben. Zur schrittweisen Auflösung der Differentialgleichungen des Problems wird hierbei ein Verfahren angewendet, welches sich an das von Dr. A. Schocklitsch in der „Schweizerischen Bauzeitung 1923“, Bd. 81, für die Berechnung ungedämpfter Wasserschlosser angegebene anlehnt.

Bezeichnungen.

Mit Bezug auf Abb. 1 werden folgende Bezeichnungen eingeführt:

- H_0 = Bruttogefälle, H_n = Nettogefälle
- Q = Wassermenge im Stollen, Q_0 = Vollastwassermenge
- v = Wassergeschwindigkeit im Stollen, v_0 = Wassergeschwindigkeit im Stollen bei Q_0
- f = Stollenquerschnitt, F = Wasserschloßquerschnitt (konstant vorausgesetzt)
- q = augenblicklicher Wasserverbrauch der Turbinen
- L = Stollenlänge
- $h = c Q^2$ = Druckverlust zwischen Wasserfassung und Wasserschloß
- $h_0 = c Q_0^2$ = Druckverlust bei Q_0
- k_0 = Druckverlust im Dämpfungswiderstand bei Durchtritt von Q_0
- $\eta = \frac{k_0}{h_0}$
- z = Wasserspiegellage im Wasserschloß bezüglich der Wasserfassungshöhe
- Δt = Zeitintervall in Sek.
- T = Zeitdauer seit Eintritt der Belastungsänderung in Sek.
- N = Leistung in PS
- $\Lambda = N \frac{0,75}{10 \eta_i}$ in mt/Sek., wobei η_i = Wirkungsgrad von Turbine und Rohrleitung
- g = Erdbeschleunigung

Die Grundgleichungen sind folgende:

$$(1) \quad dz = \frac{q - Q}{F} dt.$$

$$(2) \quad dQ = \frac{g f}{L} (z \pm k \mp h) dt.$$

Das + Zeichen vor dem zweiten Klammerglied gilt für positives, das — Zeichen für negatives dz ; h ist mit negativem Vorzeichen einzuführen, wenn Q positiv ist, d. h. Wasserbewegung von der Wasserfassung zum Wasserschloß vorliegt.

Die den Widerstand durchströmende Wassermenge beträgt $q - Q$. Dabei tritt ein Druckverlust k auf, der sich aus der Gleichung errechnet

$$k = \mu (q - Q)^2,$$

wobei $\mu = \frac{k_0}{Q_0^2}$ oder $= \frac{\eta h_0}{Q_0^2}$ ist.

Zwischen den Koeffizienten für h und k besteht demnach die Beziehung $\mu = \eta c$.

Bei schrittweiser Lösung der Differentialgleichungen sind an Stelle der Differentiale endliche Differenzen zu setzen. Außerdem werden folgende Abkürzungen eingeführt:

$$\beta = \frac{\Delta t}{F} \quad \text{und} \quad \alpha = \frac{g f \Delta t}{L}.$$

Somit erhält man die Gleichungen

$$(3) \quad \Delta z_{i, i+1} = \beta (q_i - Q_i).$$

$$(4) \quad \Delta Q_{i, i+1} = \alpha (z_i \pm k_i \mp h_i).$$

Durch die Indices i bzw. $i + 1$ ist zum Ausdruck gebracht, daß die Geschwindigkeits- und Wasserstandsänderungen für das Zeitintervall von i bis $i + 1$ mit den Werten q , Q , z , k und h berechnet werden, die bei Beginn des Intervalles vorliegen.

a) Plötzliche vollständige Entlastung.

In diesem Fall ist $q = 0$; k ist für die Dauer des Spiegelanstieges mit negativem Vorzeichen einzusetzen:

$$(5) \quad \Delta z_{i, i+1} = -\beta Q_i.$$

$$(6) \quad \Delta Q_{i, i+1} = \alpha (z_i \mp k_i \mp h_i), \quad \text{wobei } k_i = \mu Q_i^2.$$

Gemäß Abb. 2 trägt man auf einem rechtwinkligen Achsenkreuz in beliebig wählbarem Maßstab nach links die Wasser-

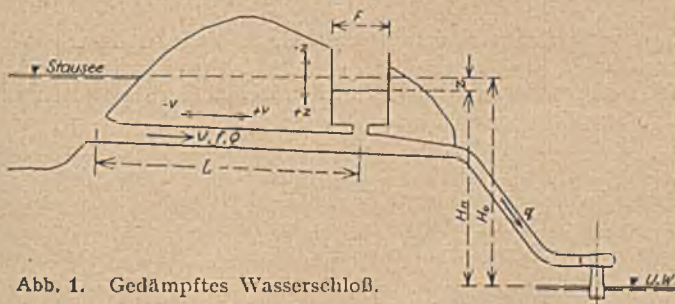


Abb. 1. Gedämpftes Wasserschloß.

mengen, nach rechts die Zeiten, nach oben die $-z$ -Werte und nach unten die $+z$ -Werte auf. Für die Konstruktion ist es nötig, folgende Kurven aufzutragen:

1. Linie I, die Druckverlustlinie $h = c Q^2$. Da auch mit negativen Wassermengen (bei vom Wasserschloß zum Stausee gerichteter Wasserbewegung) zu rechnen ist, so ist die h -Kurve, wie in Abb. 2 angegeben, nach rechts hin über den Ursprung hinaus zu verlängern.
2. Linie II, eine Gerade durch den Ursprung, welche zur z -Achse die Neigung α hat, deren Gleichung also $Q = \alpha z$ ist.
3. Linie III, gleichfalls eine Gerade durch den Ursprung, mit der Gleichung $z = -\beta Q$. Auch sie ist nach rechts hin zu verlängern.
4. Linie IV, die Dämpfungsverlustkurve mit der Gleichung $k = \mu Q^2$, die gleichfalls nach rechts zu verlängern ist.

Die Konstruktion des Schwingungsverlaufes geschieht in folgender Weise:

Beim vorausgehenden Beharrungszustand liegt der Wasserschloßspiegel konstant auf Höhe 2-3, die entsprechende Wassermenge im Stollen ist durch die Strecke 0-1 gegeben. Im Augenblick der Entlastung erhält Gl. (5) Geltung. Daraus ergibt sich sofort für das erste Intervall $\Delta z_{i, i+1} = -\beta Q_i$ als Abstand 1-4, welcher bei $T = \Delta t$ von 5 nach 6 aufgetragen die Wasserspiegelhöhe nach Δt Sek. liefert. Nun ist $k_i = \mu Q_i^2$ zu be-

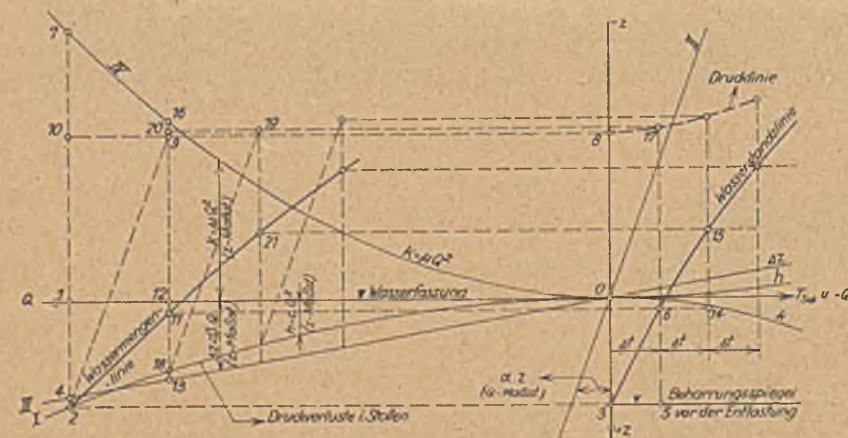


Abb. 2. Konstruktion bei vollständiger Entlastung.

stimmen, welches sich als Strecke 1-7 ergibt und von 3 nach aufwärts bis 8 aufgetragen wird. Punkt 8 gibt die Höhe der Drucklinie an. Strecke 3-8 stellt den Klammerausdruck $(z - k - h)$ dar, der für $T = 0$ wegen $z = h$ zu $-k$ wird. Der Wert $\Delta Q_{i, i+1} = \alpha (z_i - k_i - h_i)$ läßt sich in der Weise konstruieren, daß man durch 2 eine unter α zur z -Achse geneigte, zu II also parallele Gerade bis zur Horizontalen durch 8 zeichnet. Die Strecke 9-10 ist dann ΔQ . Die bei $T = \Delta t$ vorhandene Stollenwassermenge ist gegeben durch 8-9. Punkt 9 auf die Horizontale durch 6 projiziert ergibt den Punkt 11 der Wasser-

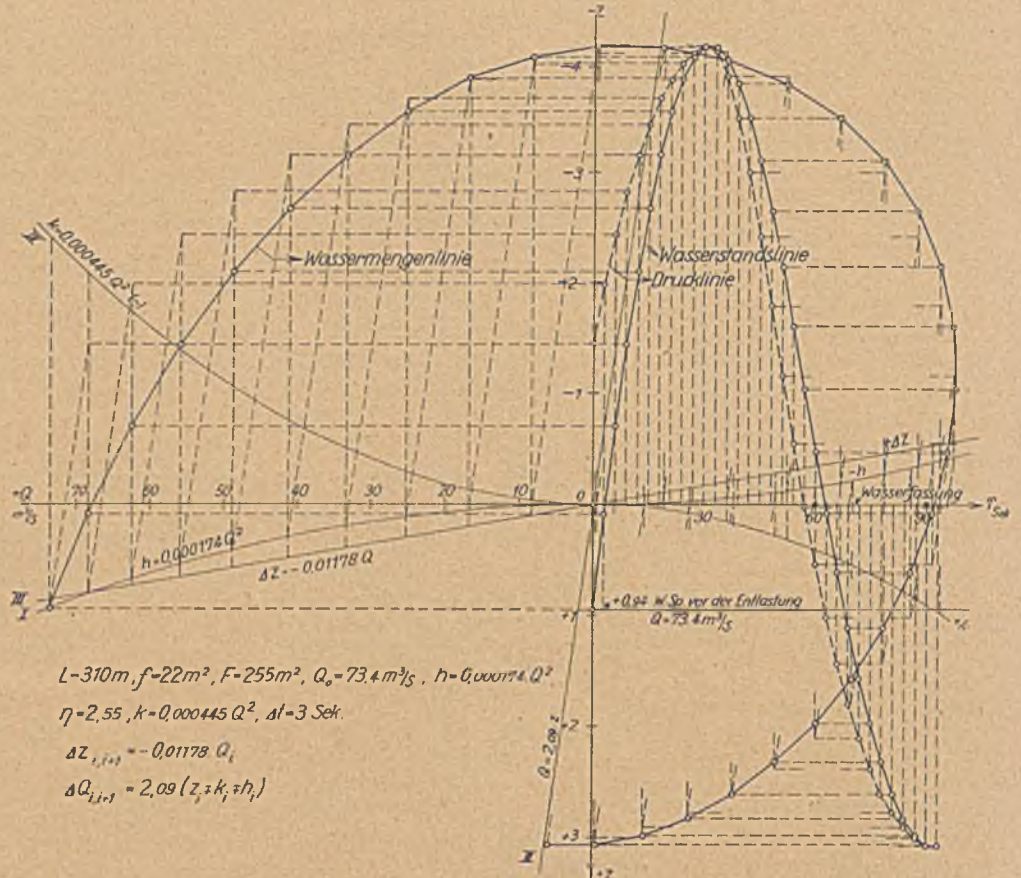


Abb. 3. Beispiel für vollständige Entlastung.

mengenlinie, welche den Zusammenhang zwischen Wassermenge und Wasserstand darstellt. Der Deutlichkeit halber sei auch noch der Konstruktionsgang für das nächste Intervall kurz beschrieben: Man ziehe durch 9 eine Vertikale. $12-13 = \Delta z = 14-15$; $12-16 = k = 6-17$. Abstand zwischen 17 und 18, gemessen in Richtung der z -Achse, $= (-k + z - h)$. Wird eine Parallele zu II durch 18 bis zum Schnitt mit der Horizontalen durch 17 (Höhe der Drucklinie) gezogen, so ist $19-20 = \Delta Q = \alpha (z - k - h)$. Nun wird 19 auf die Horizontale durch 15 gelotet, womit sich ein weiterer Punkt der Wassermengenlinie ergibt.

In Abb. 3 ist für den behandelten Fall ein vollständiges Beispiel gegeben.

b) Belastungsvergrößerung.

Es gelten die Gl. (3) und (4). In ersterer ist auf der rechten Seite der Wasserverbrauch der Turbinen q enthalten, welcher bei auf konstante Leistung geregelten Anlagen mit dem Nettogefalle $H_n = H_0 - (z \pm k)$ veränderlich ist. Diese Veränderlichkeit ist gegeben durch

$$q = \frac{A}{H_n} = \frac{A}{H_0 - (z \pm k)}$$

Da q versteckt auch im Nenner der rechten Gleichungsseite enthalten ist $[k = \mu (q - Q)^2]$, so läßt sich q nicht in einfacher Weise direkt berechnen. Es wird zweckmäßig das unten beschriebene Probiervorgehen angewandt.

Als Vorbereitung für die Konstruktion sind in gleicher Weise wie unter a) die Linien I, II, III und IV zu zeichnen, die beiden letzten am besten in einer eigenen Figur (vgl. Abb. 4). Außerdem ist noch Linie V aufzutragen, welche den Zusammenhang zwischen der Drucklinienhöhe bzw. dem Nettogefalle und dem Wasserverbrauch angibt, beispielsweise nach der Beziehung

$q = \frac{A}{H_n}$, in welchem Falle Linie V sich als Hyperbel mit der z-Achse und dem Unterwasserspiegel als Asymptoten ergibt.

Der Konstruktionsgang ist folgender:

Beim vorangehenden Beharrungszustand durchfließt den Stollen eine Wassermenge, die durch die Strecke 0-1 gegeben ist.

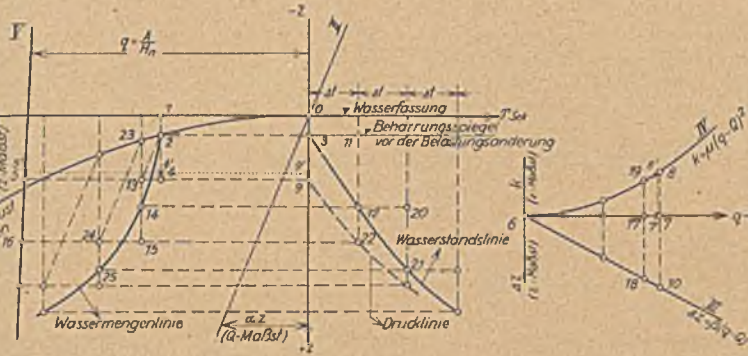


Abb. 4. Konstruktion bei Belastungsvergrößerung.

Der entsprechende Druckverlust ist 1-2, der Wasserspiegel liegt auf Höhe 2-3. Im Augenblick der Belastungsvergrößerung tritt, da die Turbinen mehr Wasser schlucken als zufließt, ein Wassermangel in Größe von $q - Q$ ein. Diese Fehlwassermenge muß dem Wasserschloß entnommen werden. Bei ihrem Durchfluß durch den Widerstand tritt im Stollen eine Druckminderung k ein, so daß das Nettogefälle $H_0 - (z \pm k)$ entsteht. Da, wie schon oben gesagt, q und H_n bzw. k wechselweise voneinander abhängen, so sucht man den Wert k am besten durch Probieren auf. Man schätzt die Höhe der Drucklinie beispielsweise in Abb. 4 auf Höhe von q' . Der bei dieser Drucklinienhöhe zur Erzielung der Leistung A erforderliche Wasserverbrauch ergibt sich dann zu $q' - 5'$, wovon nur ein Teil durch den Zufluß durch den Stollen gedeckt ist, nämlich 2-3, so daß dem Wasserschloß entnommen werden muß $4' - 5'$. Macht man $6 - 7' = 4' - 5'$, so kann man in $7' - 8'$ den Dämpfungsverlust k' abgreifen, welcher unter 3 abgetragen die genauere Drucklinienhöhe q gibt. Wegen der sehr geringen Neigung der q -Linie (V) zur z -Achse müßte man in der ersten Annahme von q' schon sehr daneben gegriffen haben, wenn man mit der zweiten Annäherung nicht bereits ausreichende Genauigkeit erzielen würde. Die probeweise Ermittlung von k ist also kaum eine Erschwernis der Konstruktion. Hat man q genügend genau ermittelt, so wird $q - Q = 4 - 5 = 6 - 7$ und damit $k = 7 - 8$ (muß mit dem angenommenen 3-9 übereinstimmen) und $\Delta z_{i,i+1} = \beta (q_i - Q_i) = 7 - 10$. Letztere Strecke ergibt senkrecht unter 11 aufgetragen die Wasserspiegelhöhe 12 am Ende des 1. Intervalles. Die Berechnung von $\Delta Q_{i,i+1} = \alpha (z_i \pm k_i \mp h_i)$ geschieht in gleicher Weise wie unter a): 2-4 stellt den Klammerausdruck dar. Die durch 2 parallel zur α -Linie (II) gezogene Gerade schneidet die Horizontale durch 9 im Punkt 13. $13 - 4 = \alpha (z \pm k \mp h) = \Delta Q$. Nun wird 13 auf die Waagerechte durch 12 projiziert, womit ein Punkt der Wassermengenlinie gefunden ist. Für das zweite Intervall verfährt man ebenso wie beim ersten: Punkt 22 wird geschätzt, dann ist $15 - 16 = q - Q = 6 - 17$ und $17 - 19 = k$, welches mit dem angenommenen 12-22 übereinstimmen muß. $\Delta z = 17 - 18$

$= 20 - 21$; $23 - 15 = z + k - h$ und $15 - 24 = \alpha (z + k - h) = \Delta Q$. 24 wird auf die Horizontale durch 21 projiziert, womit Punkt 25 der Wassermengenlinie erhalten wird.

Ein Beispiel für die Konstruktion bei Belastungsvergrößerung, und zwar von 0 auf eine konstante Belastung, zeigt Abb. 5.

Bei konstantem Wasserverbrauch wird die q -Linie parallel zur z -Achse. Es ist dann zweckmäßig, die Linien III und IV wieder in die Hauptfigur zu legen, und zwar so, daß sich Punkt 6 mit dem Schnitt von q -Linie und Q -Achse deckt.

In gleicher Weise wie für Belastungszunahme von Teil- auf Vollast können natürlich alle anderen Belastungsänderungen, z. B. Teilentlastungen, behandelt werden. An Stelle der sich aus der geforderten konstanten Leistung ergebenden Gesetzmäßigkeit im Wasserverbrauch kann jeder beliebige Zusammenhang zwischen letzterem und Gefälle bzw. Druck treten. So ist z. B. bei speicherfähigen Niederdruckanlagen der Fall denkbar, daß man die Turbinen für ein mittleres Gefälle bemißt, so daß bei abgesenkten Wasserständen der Wasserverbrauch von dem Turbinenschluckvermögen abhängt.

Da das gedämpfte Wasserschloß verhältnismäßig kurze Schwingungszeiten hat, die Spiegel- bzw. Druckänderung sehr lebhaft vor sich geht, so müssen die Intervalle Δt möglichst klein gewählt werden, besonders dann, wenn man den Schwingungsverlauf über den ersten Ausschlag hinaus einigermaßen zutreffend ermitteln will.

Für die Berechnung des ersten Spiegelausschlages bei Belastungsänderungen hat Vogt für das gedämpfte Wasserschloß

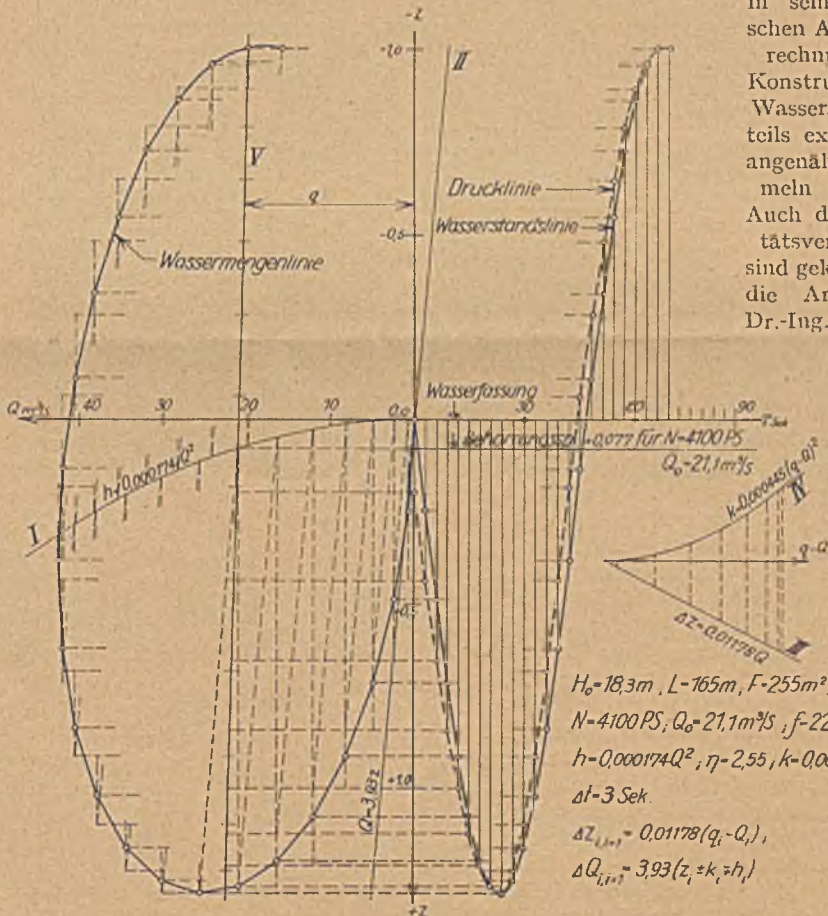


Abb. 5. Beispiel für Belastungsvergrößerung.

(Wasserkraft 1928, „Das Stabilitätskriterium für gedämpfte Wasserschlößer bei Belastungsstörungen mit endlichen Schwingungsweiten“). Trotzdem wird man aber bei ernsthaften Anlagen, wenn mit Rücksicht auf die Turbinen nach Schwingungsdauer, Grad der Dämpfung usw. gefragt ist, mit Vorteil auf numerische bzw. graphische Integrationen zurückgreifen.

in seiner klassischen Arbeit „Berechnung und Konstruktion des Wasserschlosses“ teils exakte, teils angenäherte Formeln gegeben. Auch die Stabilitätsverhältnisse sind geklärt durch die Arbeit von Dr.-Ing. Schüller

$H_0 = 18,3 \text{ m}, L = 165 \text{ m}, F = 255 \text{ m}^2,$
 $N = 4100 \text{ PS}, Q_0 = 21,1 \text{ m}^3/\text{s}, f = 22 \text{ m}^2,$
 $h = 0,000174 Q^2, \eta = 2,55, k = 0,000445 (q - Q)^2,$
 $\Delta t = 3 \text{ Sek}$
 $\Delta z_{i,i+1} = 0,01178 (q_i - Q_i),$
 $\Delta Q_{i,i+1} = 3,93 (z_i \pm k_i \mp h_i)$

ERRICHTUNG VON MASSIVHALLEN ÜBER ALTEN HOLZHALLEN FÜR DIE FABRIK FÜR ISOLIERSTOFFE DER AEG.

Von Erich Heideck, Berlin-Charlottenburg.

Auf dem Fabrikgelände der Allgemeinen Electricitäts-Gesellschaft in Hennigsdorf bei Berlin befindet sich ein Hallenblock, der aus 8 Hallen von rd. 22 m Breite, Gesamtbreite 178 m, und 90,88 m Länge besteht. Der auf dem Grundriß, Abb. 1, als „Vorhandene massive Hallen“ bezeichnete Teil der

ausgeführt werden. Erst nach restloser Fertigstellung jeder neuen Halle wird die darunter befindliche alte Holzhalle abgebrochen, was eine nicht zu umgehende Betriebseinstellung von einigen Tagen zur Folge hat. Aus den Schnitten, Abb. 2, sind die alten Hallen, die Montagegerüste und die neuen Hallen ersichtlich. Die Stützen der neuen Hallen sind gegen die der alten Hallen versetzt angeordnet, um die Holzkonstruktionen in keiner Weise zu berühren.

Als Bindersystem für die neuen Hallen ist der Dreigelenkbogen mit gespreiztem Zugband über den Kranprofilen gewählt. Die Binderentfernung beträgt 11 m. Die Dachplatte aus 7 cm starken Hohlsteinen mit Betonabgleichschicht und darüber verlegter doppelter Dachpappe ruht auf Gerberpfetten.

Die Stützen in der Frontwand der Halle 1 sind als Pendelstützen ausgebildet. Die Stützen zwischen den Hallen 1 und 2 sind als eingespannt angenommen, die Stützen der nächsten Reihe sind wieder Pendelstützen usw. bis zur Frontwand der Halle 8, für die wieder Pendelstützen vorgesehen sind. In jeder Halle befinden sich Kranbahnen für später aufzusetzende 10-t-Krane.

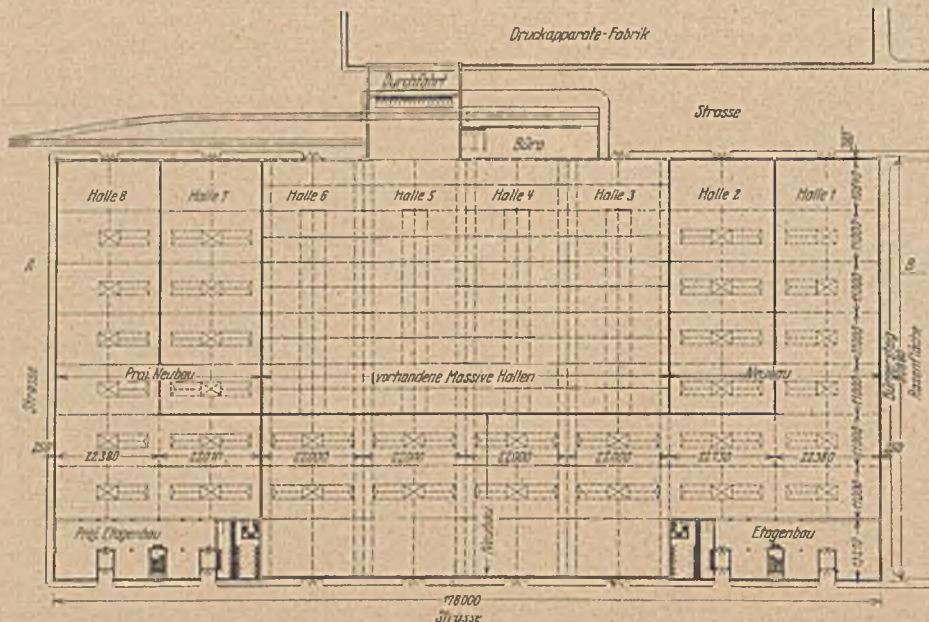


Abb. 1. Grundriß der neuen Hallen.

Hallen 3—6 stand schon, als im Jahre 1916 die übrigen Teile des ganzen Blockes aus der Not der damaligen Zeit heraus in Holzkonstruktion errichtet wurden. Im Laufe der Zeit und besonders in den letzten Jahren haben sich jedoch Schäden durch Deformieren, Schwinden, Verdrehen und Spalten der Hölzer bemerkbar gemacht, die einen Ersatz der Holzhallen durch massive Hallen ratsam erscheinen ließen.

Abb. 1 zeigt den Grundriß der neuen Hallen, von denen die Hallen 1 und 2 kürzlich fertiggestellt wurden. Die mit „Neubau“ bezeichneten Teile der Hallen 3—6 werden zur Zeit errichtet, während die Überbauung der Holzhallen 7 und 8 zu einem späteren Zeitpunkt erfolgen soll.

Die Errichtung der neuen Hallen bekommt ihren besonderen Wert dadurch, daß der sehr empfindliche Betrieb in den alten Holzhallen in keiner Weise gestört oder die Güte der Fabrikate beeinträchtigt werden darf. In den Hallen werden, da die Dächer zu Montagezwecken aus Sicherheitsgründen nicht betreten werden dürfen, Rundholzstiele aufgestellt, die durch das Dach ragen und im Innern der Hallen durch Zangen und Diagonalverbindungen standsicher gemacht sind. Oberhalb der Dächer werden die Stielköpfe durch eine Trägerlage miteinander verbunden. Die auf den Trägern verlegten Bohlen stellen die Montagebühne dar, auf der die Schwenkmaste aufgestellt werden und von der aus die Montage der Binder, Pfetten und sonstigen Dachkonstruktionen erfolgt und die erforderlichen Bauarbeiten sowie Installationsarbeiten für Licht, Heizung usw.

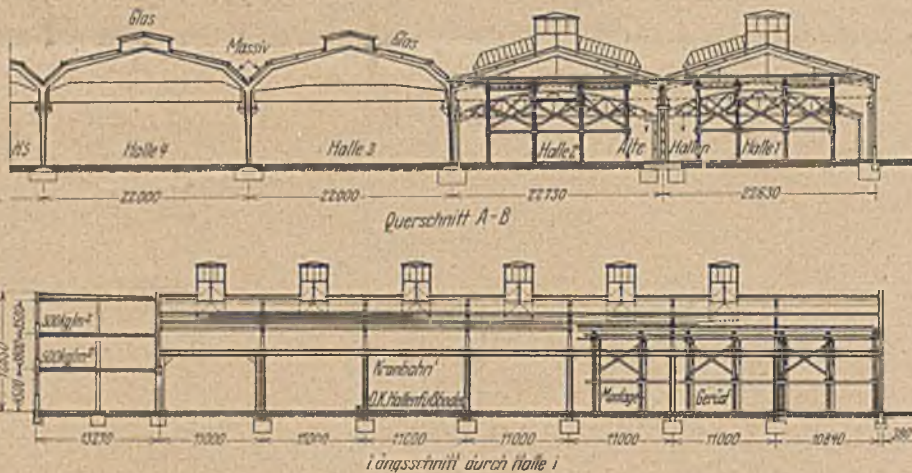


Abb. 2. Übersichtsschnitte durch die alten und neuen Hallen und durch die Montagegerüste.

Die hinteren Giebelwände bestehen aus 38 cm starkem Mauerwerk, das durch Stiele aus Trägern, die außen nicht sichtbar sind, gehalten wird. Das Mauerwerk der Langfront der Halle 1 ist 25 cm stark und bündig mit den Außenflanschen der Stützen; die Außenflanschen sind also sichtbar. Abb. 3 stellt einen Schnitt durch die Hallen 1 und 2 dar und läßt besonders die Konstruktion der Binder und Stützen erkennen. Die Binder, die aus Trägern NP. 55 bestehen, wirken außerordentlich leicht im Gegensatz zu den bisher üblichen Bindern in Gitterwerkskonstruktion und lassen sich auch pfleglicher behandeln als diese.

Für eine gute Entlüftung sorgen die in jedem Binderfeld vorgesehenen Entlüftungsaufbauten, die mit massivem Dach versehen sind. Im unteren Teil sind sie ausgemauert; der obere Teil enthält die vom Hallenfußboden aus zu betätigenden Lüftungsflügel in Blechkonstruktion. In den unteren ausgemauerten Teil der Entlüfter schneiden die Raupenoberlichte ein. Es wird also die sich in den Oberlichtern gefangene schlechte Luft in die Entlüfter abgeleitet.

An Stelle des vorderen ersten Binderfeldes in den Hallen 1 und 2 ist, wie aus Abb. 1 und 2 erkennbar, ein Etagenbau in Stahlskelettbauweise errichtet worden. Das Erdgeschoß steht mit den Hallen in Verbindung und dient gleichfalls zu Fabrikationszwecken. Im 1. Obergeschoß sind Arbeiterwasch- und -garderobenanlagen und im 2. Obergeschoß Büros und Laboratorien untergebracht. Die Träger und Stützenkonstruktionen sind außen nicht sichtbar, d. h. der ganze Bau wirkt äußerlich als Mauerwerksbau. Die Wände sind jedoch nur 30 cm stark mit 6 cm Luftschlitz ausgeführt. Als Verblendmaterial haben dunkelrote Rathenower Handstrichsteine Verwendung gefunden. Die Decken sind Steineisendecken mit Überbeton und 2,5 cm starkem Hartasphaltbelag. Der Fußboden des 2. Obergeschosses ist außerdem noch mit Linoleum belegt. Die Decke des 2. Obergeschosses besteht aus 7 cm starken Hohlsteinen, die mit den Unterflanschen der Deckenträger bündig liegen. Über dieser Massivdecke ist zur Wärmeisolierung noch ein Holzdach mit doppeltem Pappbelag angeordnet worden. Alle Fenster bestehen aus Spezialfenstereisen; die Fenster des 1. und 2. Obergeschosses sind als Doppelfenster ausgebildet. Abb. 4 zeigt eine Außenaufnahme des Etagenkopfbaues und der Längsfront der Halle 1.

Die Hallen 1 und 2 einschl. Etagenkopfbau sind in einer reinen Bauzeit von 7 Monaten errichtet worden; in dieser Zeit erfolgte auch während des Betriebes die

Umlegung sehr vieler Dampf-, Kondensat-, Luft- und Gasleitungen, elektrischer Installationen und der Abbruch der alten Hallen.

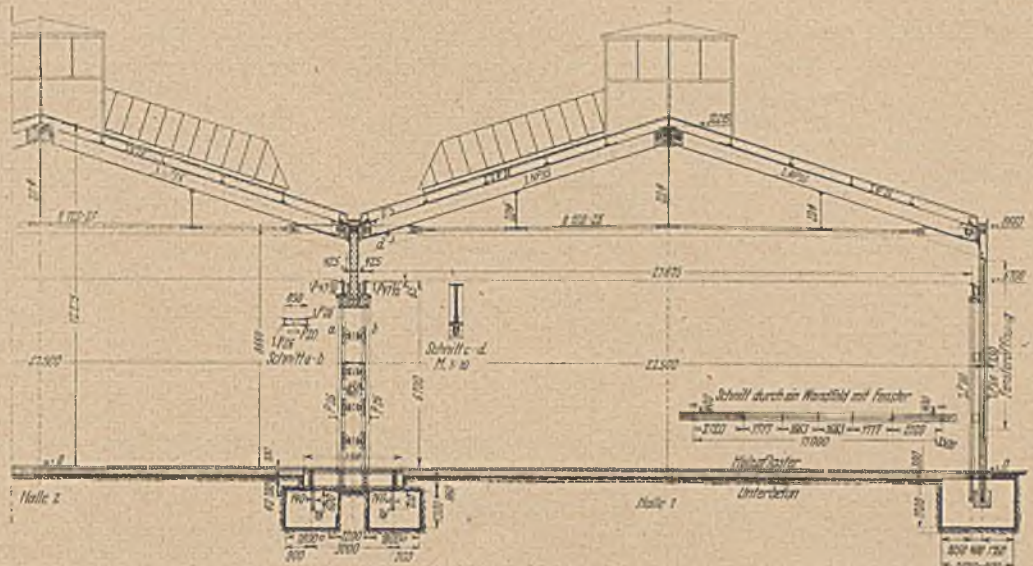


Abb. 3. Konstruktionsschnitt durch die neuen Hallen 1 und 2.

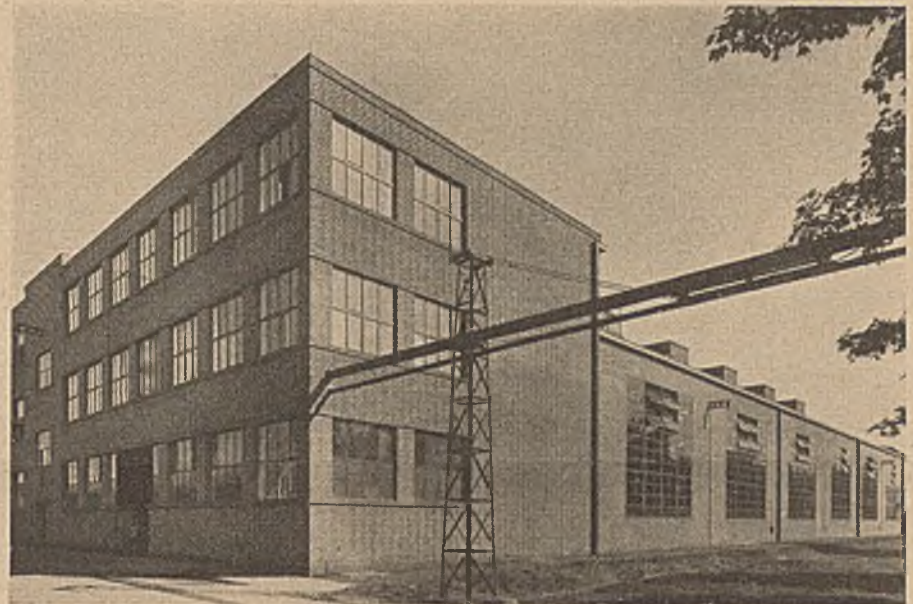


Abb. 4. Außenaufnahme des Etagenkopfbaues und der Längsfront der Halle 1.

STATIK IM ERDBAU.

Von Ingenieur Max Buchwald, Königsberg i. Pr.

Übersicht. Es wird ein einfaches Verfahren zur Ermittlung des seitlichen Böschungsdruckes angegeben und seine Einführung in die Untersuchung der Standsicherheit von Erdbauten gezeigt.

Daß nicht nur Stützmauern sondern auch Böschungen jeder Neigung einen Seitenschub auf ihre Unterlage ausüben, wird kaum bestritten; die Größe dieser Kraft jedoch ist z. Z. noch in ziemliches Dunkel gehüllt, und doch wäre eine Kenntnis derselben für den Erdbau und für manche Fälle des Tiefbaues, wie Winkelstützmauern, Flachtunnel u. a., von nicht zu unterschätzender Bedeutung; gefühlsmäßige Anordnung und Dimensionierung würde durch sie in eine auf Rechnung gegründete gewandelt werden.

Um das weiter unten erläuterte, aus theoretischen Erwägungen hervorgegangene Verfahren zur Ermittlung des Seitendruckes von Böschungen zu begründen, hat der Verfasser — vor Jahren — eine Reihe von Versuchen angestellt, auf die hier kurz eingegangen werden soll, da ihre Wiederholung und Weiterführung mit den Hilfsmitteln der modernen Erddruckforschung, die ihm leider nicht zur Verfügung standen, dringend erwünscht erscheint. Diese Versuche umfaßten zwei verschiedene Belastungsfälle — seitlicher und senkrechter Druck —, von denen beim zweiten hier nicht in Rede stehenden die allseitige Ausbreitung der Auflast unter dem Böschungswinkel festgestellt werden konnte.

Die Anordnung für den ersten Belastungsfall ist in Abb. 1 dargestellt und bestand aus dem feststehenden offenen Kasten A, dem die linke Querwand fehlte, und dem querwandlosen, also U-förmigen und an senkrechten Schnüren aufgehängten Kasten B. Die Fuge zwischen den beiden Kästen war mittels Kartonstreifen

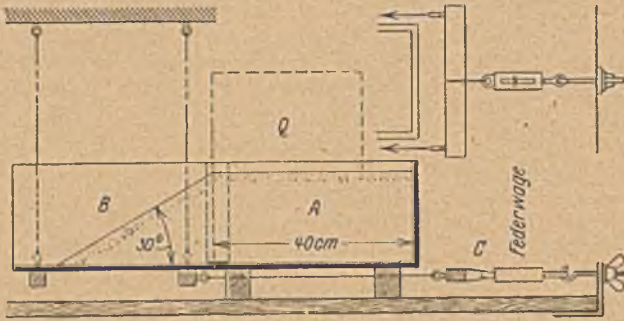


Abb. 1. Versuchsanordnung für die Bestimmung des seitlichen Böschungsdruckes.

gedeckt und als Haltevorrichtung (C) waren starke Fäden verwendet. Diese waren zuerst fest verankert, später wurde eine Federwaage eingeschaltet.

Die mit dieser Apparatur vorgenommenen Versuche zeigten die folgenden Ergebnisse.

Das Vorhandensein eines seitlichen Böschungsdruckes wurde festgestellt: Nach jedem Durchbrennen des Haltefadens schwang der Kasten B sofort nach links aus.

Die Federwaage ließ sowohl für die unbelastete als auch für die unter der Einwirkung der Auflast Q stehende Böschung Seitendrucke erkennen, deren Größe eine befriedigende Übereinstimmung mit der Rechnung ergab.

Der Erläuterung des nunmehr zu behandelnden Ermittlungsverfahrens sind die folgenden Erwägungen vorzuschicken.

Unter der Voraussetzung senkrechter Belastungsscheiden an den Knickpunkten der Geländelinie — und der Stützfläche sowie an den Grenzen der letzteren — wird der von oben wirkende Druck dann lotrecht zum Horizont gerichtet sein, wenn der beiderseitige Erddruck auf jede Belastungsscheide einander gleich ist, sich also gegenseitig aufhebt. Es ist dies der Fall bei waagerechter, unbelasteter oder gleichmäßig belasteter Geländeoberfläche und beliebig, bis $1 : \text{ctg } \varphi$ geneigter Stützfläche¹. Jede andere Oberflächenneigung, -gestaltung oder -belastung bedingt einen seitlichen Zusatzdruck, der abgesehen von dem Sonderfalle des Gleichlaufes von Stütz- und Belastungsfläche stets die Ablenkung des Druckes von oben aus der Lotrechten bewirkt. (In dem genannten Sonderfalle muß dieser Seitendruck anderweitig aufgenommen werden.) Es besteht also bei geneigter oder gebrochener Gelände- oder bei begrenzter oder abgesetzter Belastungsfläche immer ein nach der tieferliegenden Seite hin gerichteter Druck, der, falls er nicht durch Stützwände aufgenommen wird, nur durch Reibung auf die Unterlage übertragen werden kann, und der bei ungenügender Reibung daher eine Bewegung des Bodens bis zur Wiederherstellung einer ausreichenden Reibung zur Folge haben muß.

Der Bestimmung dieses seitlichen Zusatzdruckes ist der Ruhezustand des betrachteten Erdkörpers zugrunde zu legen, die

¹ Der natürliche Böschungswinkel ist im folgenden absichtlich mit dem früher üblichen φ bezeichnet. ρ ist dem Reibungswinkel zwischen Boden und Unterlage vorbehalten.

Wandreibung an der jeweiligen Belastungsscheide bzw. Berechnungssenkrechten ist daher = Null zu setzen und jener Druck, der in die Standsicherheit-Untersuchung von Erdbauten — oder in die Festigkeitsberechnung von überschütteten Bauwerken — als auf die Stützfläche wirkende Seitenkraft einzuführen ist, ist also stets waagrecht gerichtet. Eine geneigte Richtung dieses Druckes würde übrigens eine Vergrößerung der senkrechten Belastung zur Folge haben, die für den Ruhezustand ausgeschlossen werden muß.

In Abb. 2 ist die Druckwirkung endloser Böschung auf waagerechter Stützfläche behandelt. An der Berechnungssenkrechten AB wirkt im Punkt B von rechts der Einheitsdruck $b_1 g$ (aus ansteigendem Gelände), von links dagegen $b_2 g$ (aus fallendem Gelände). Für jeden anderen Punkt der Stützfläche werden diese Drucke der jeweiligen Berechnungssenkrechten entsprechend kleiner; man kann also D_1 und D_5 ohne weiteres geradlinig mit A verbinden und erhält damit die auf die Strecke UB wirkende Gesamtdruckfläche E_r oder den Seitendruck auf diese Strecke für 1 m Berechnungstiefe mit $E = E_r g$, wenn g das Gewicht des Bodens in t/m^3 bezeichnet.

Es wird also davon ausgegangen, daß an jedem senkrechten Querschnitt jedes unterste Bodenteilchen seinen unausgebalancierten Seitendruck durch Reibung auf die Stützfläche überträgt. Die im Erdkörper ABU wirkenden inneren Kräfte können dabei unberücksichtigt bleiben, denn, wie die Auftragung derselben für einen beliebigen senkrechten Querschnitt zeigt, wird die Summe ihrer nach links gerichteten waagerechten Seitenkräfte eben durch die Druckfläche E_r dargestellt². Aus dieser und der Belastungsfläche $ABU = G_r$ ergibt sich R_r und der tatsächliche Druck auf die Stützfläche = $R_r g$. Aus dem Winkel ρ kann im Verein mit der Beschaffenheit der Stützfläche die Standsicherheit der Böschung zahlenmäßig erfaßt werden, denn es ist die Sicherheitszahl

$$S = \frac{\text{tg } \beta}{\text{tg } \rho}$$

wenn β den dieser Fläche zugehörigen Reibungswinkel bezeichnet. Für die möglichen verschiedenartigen Unterstützungen kann angesetzt werden:

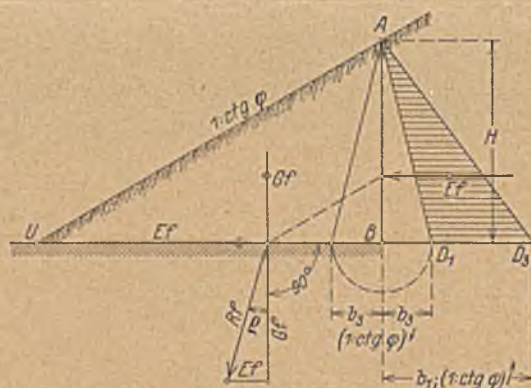


Abb. 2. Endlose Böschung auf waagerechter Stützfläche.

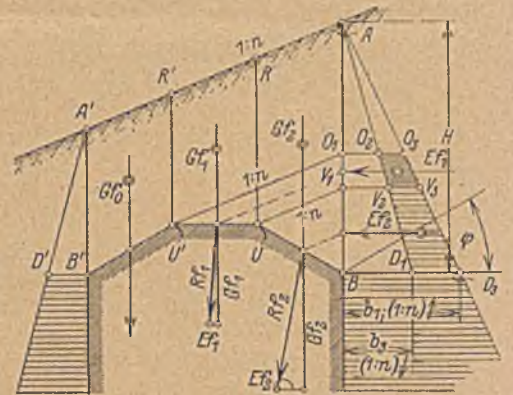


Abb. 3. Geneigtes Gelände. (Tunnel am Hang.)

- $\beta = \frac{1}{2} \varphi$ bei dichtem Grase und geglättetem Mauerwerk (glatte Stützfläche),
- $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ bei weniger gutem Boden, ungeglättetem Mauerwerk, geübtem Fels und dergl. (mäßig rauhe Stützfläche),
- $\beta = \varphi$ bei gleichartigem Boden oder unebener bzw. abgetreppter Unterlage vorgenannter Beschaffenheit (rauhe Stützfläche).

² Diese Fläche bezieht sich hier wie in den folgenden Abbildungen dieser Art immer auf die Stützfläche und nicht auf die Berechnungssenkrechte, an der sie angetragen ist. Ihre Übertragung auf die Stützfläche hat bei ebener Geländeoberfläche gleichlaufend zu dieser, für abgesetzte Belastung dagegen unter dem Böschungswinkel φ zu geschehen.

Größer als φ kann β nicht werden, da bei dem etwaigen Gleiten eines Erdkörpers auf seiner Stützfläche deren Unebenheiten durch den bewegten Boden ausgefüllt werden. Die Sicherheitszahl S wird bei der Querschnittsbemessung von Erdbauten, die Erschütterungen durch Verkehr usw. ausgesetzt sind, mit mindestens 1,5, sonst $\geq 1,3$ anzunehmen sein; bei Wasserbauten jedoch, z. B. bei Deichen und Staudämmen setze man S vorsichtshalber $\geq 2,0$.

Die Abb. 3 gibt flacher geneigtes Gelände über gebrochener Stützfläche wieder. Es ist hier ein Beispiel aus dem Tiefbau gewählt, das jedoch auch für den Erdbau gilt. Wie beim Vorgange werden in B die Werte b_1 für ansteigendes und b_3 für fallendes Gelände angetragen; die Verbindung der dadurch erhaltenen Punkte D_1 und D_3 mit A im Verein mit den unter $1:n$ geneigten Linien $U'O_1$ und UV_1 ergibt die Druckflächen E_{f_1} und D_2 wird nun — mit Hilfe einer zu AD_2 Gleichlaufenden durch X_m — eine parabolisch gekrümmte Linie gelegt und die Fläche $AD_1D_2X_mA$ stellt dann die auf die ganze, links von B liegende Stützfläche wirkende Druckfläche dar, während diejenige für Teilbelastungen wie durch Schraffur angegeben gefunden wird. Auch rechts des Punktes B besteht noch Seitendruck, und zwar bis nach J_1 hin, wenn AJ_1 eine Gleitfläche für senkrechte Wand und waagerechtes Gelände darstellt. Denn erst in diesem Punkt bzw. an der Belastungsscheide J_1J_2 gleichen die Seitendrucke im Dammkörper einander aus. Gefunden wird jener Druck in der dargestellten Weise mittels des Linienzuges $J_1B_1D_1$, wobei letzterer Punkt in der Verlängerung von AD_1 und bei waagerechtem oberem Gelände und waagerechter Stützfläche senkrecht unter D_2 liegt.

Die Ermittlung des Seitendruckes einer waagrecht abgegrenzten Dammböschung auf eine waagerechte Stützfläche ist in Abb. 4 behandelt. Bevor auf diese näher eingegangen werden

Grundsätzen — die Druckfläche E_{f_1} , die auf der Stützflächenstrecke UB_1 , nach links drückend, lastet.

Da eine Berechnungsweise nach Abb. 5 wegen ihrer Umständlichkeit und ihres Zeitbedarfes praktisch kaum anwendbar erscheint, mußte ein Verfahren gesucht werden, das diese Nachteile nicht besitzt. Es wurde als Ergebnis umfangreicher Versuchsrechnungen dasjenige der Abb. 4 gewählt, auf das wir nunmehr zurückkommen. Nach dieser Abbildung wird am Fußpunkte der Berechnungssenkrechten AB zunächst wieder b_1 für ansteigende (endlose), b_3 für fallende Böschung und b_2 der Oberfläche entsprechend für waagerechtes Gelände angetragen. Danach bestimmt man den Punkt X_m aus H und einem der dieser Arbeit angehängten Tafel zu entnehmenden Hilfswert z und durch Halbierung der Strecke d . Über die Punkte A, X_m und D_2 wird nun — mit Hilfe einer zu AD_2 Gleichlaufenden durch X_m — eine parabolisch gekrümmte Linie gelegt und die Fläche $AD_1D_2X_mA$ stellt dann die auf die ganze, links von B liegende Stützfläche wirkende Druckfläche dar, während diejenige für Teilbelastungen wie durch Schraffur angegeben gefunden wird. Auch rechts des Punktes B besteht noch Seitendruck, und zwar bis nach J_1 hin, wenn AJ_1 eine Gleitfläche für senkrechte Wand und waagerechtes Gelände darstellt. Denn erst in diesem Punkt bzw. an der Belastungsscheide J_1J_2 gleichen die Seitendrucke im Dammkörper einander aus. Gefunden wird jener Druck in der dargestellten Weise mittels des Linienzuges $J_1B_1D_1$, wobei letzterer Punkt in der Verlängerung von AD_1 und bei waagerechtem oberem Gelände und waagerechter Stützfläche senkrecht unter D_2 liegt.

Das Spiel der inneren Kräfte im Böschungskörper ist bei dem vorliegenden Belastungsfalle nicht so eindeutig und so klar zu übersehen wie bei dem der Abb. 2, doch darf angenommen

werden, daß die dort gezogenen Schlußfolgerungen auch hier zutreffen. Bei geneigter Stützfläche, vgl. die Abb. 6, wird das Ermittlungsverfahren der Abb. 4 nicht für die Waagerechte durch B , sondern für einen oder mehrere Zwischenhorizonte — hier für die

werden, daß die dort gezogenen Schlußfolgerungen auch hier zutreffen.

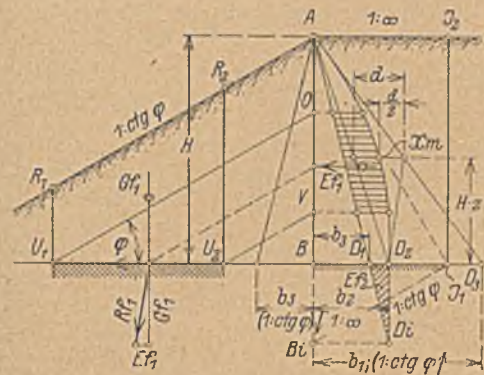


Abb. 4. Dammböschung auf waagerechter Stützfläche.

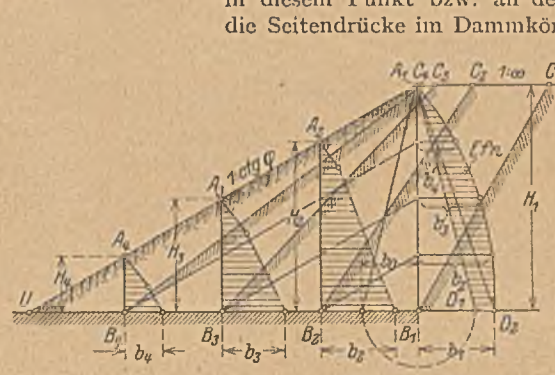


Abb. 5. Seitendruck aus begrenzter Böschung.

kann, sind die Grundlagen, die zu dem dargestellten Verfahren geführt haben, aufzuzeigen. Werden durch einen solchen Erdkörper beliebig viele senkrechte, der Böschungskante gleichlaufende Schnitte gelegt und für jeden derselben der Seitendruck bestimmt, so erhält man nach Abb. 5 durch die Übertragung der

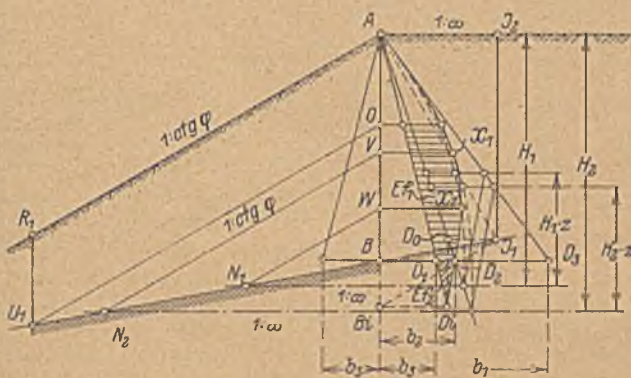


Abb. 6. Dammböschung auf abfallender Stützfläche.

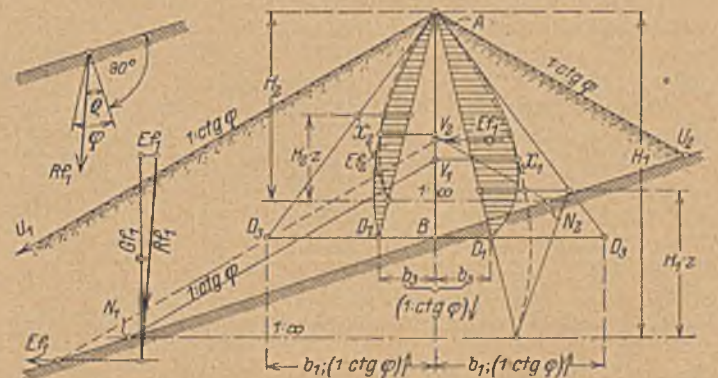


Abb. 7. Spitzdamm auf geneigter Stützfläche.

Basisbreiten b_1, b_2 usw. an die Senkrechte A_1B_1 die Bogenlinie A_1D_2 und damit — nach den bei Abb. 2 entwickelten

³ Es sei nochmals darauf hingewiesen, daß die — nur bei ebenem Gelände — bestehende Gleichheit zwischen der auf der Stützfläche lastenden und der auf die senkrechte Ebene AB wirkenden Druckfläche nicht dazu verleiten darf, den durchaus verschiedenen Ursprung dieser Kräfte zu übersehen. Bei ersterer Druckfläche z. B. stellt H die Projektion der Unterlaststrecke UB dar, bei der zweiten dagegen ist H die Böschungshöhe.

durch die Punkte N_1 und N_2 gelegten — durchgeführt. Für die Verzeichnung der Bogenlinie AD_2 ergeben sich dadurch die Zwischenpunkte X_1 und X_2 . D_1 wird gefunden mittels der Böschungslinie J_1B_1 , der beiden Waagerechten durch J_1 und B_1 , und der Senkrechten durch D_0 bzw. der Verlängerung von AD_1 .

In Abb. 7 ist ein Spitzdamm auf geneigter Stützfläche untersucht. Mit dem Fortfall der waagerechten Krone entfällt auch die Antragung der dieser zugehörigen Seitendrucke (b_2) und ³für

den Fußpunkt der Belastungsscheide AB besteht restloser Druckausgleich (sowie Druckrichtungswechsel). Abgesehen von dieser Abweichung dient die Abb. 6. Als Grundlage; der Seitendruck auf die linke Stützflächenstrecke ist erheblich größer als der auf die rechte, und das in der Abbildung oben links angegebene Verhältnis der Reibungswinkel läßt auch bei rauher Unterstützung eine Verflachung der linksseitigen Böschung an gebracht erscheinen.

Bei Dämmen mit schmaler Krone, das sind solche, bei denen die Fußpunkte der Senkrechten durch die Böschungskanten in die durch diejenigen der Gleitflächen für waagerechtes Gelände begrenzten Stützflächenstrecken fallen, also wie in Abb. 8 der

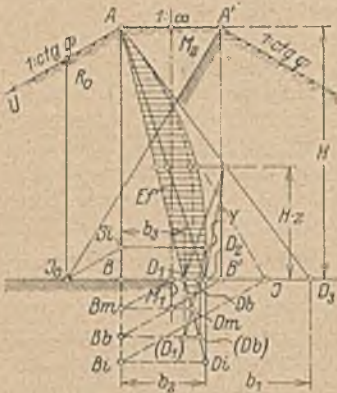


Abb. 8. Damm mit schmaler Krone.

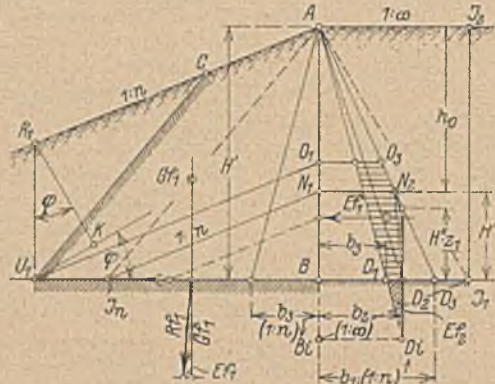


Abb. 9. Fläche Böschung über waagerechter Stützfläche.

Punkt B' auf der Strecke BJ liegt, ist nach dem Muster der Vorgänge zunächst sowohl der Seitendruck für einen Spitzdamm — AD₁ — als auch derjenige für breite Dammkrone — AD₂ — zu ermitteln. Sodann wird durch den von B' aus in der angegebenen Weise zu bestimmenden Punkt D₀ eine zur Bogenlinie AD₁ Gleichlaufende gezogen, dadurch der Punkt Y gefunden und damit die durch die Verschmälerung der Kronenbreite bedingte Verkleinerung des auf der Strecke UB lastenden Druckflächenteiles erhalten⁴. Der Seitendruck auf der Strecke BM₁ ist bedingt durch den Umstand, daß in M₁ Druckausgleich bestehen muß. Wenn J in die Strecke M₁B' rückt, so entfällt die Anwendung des vorherbeschriebenen Verfahrens, das im übrigen einen glatten Übergang zum Spitzdamm ergibt, und es erleidet nur der auf BM₁ lastende Teil der Druckfläche eine Veränderung; vgl. Abb. 10.

Geneigte Stützfläche erfordert die selbständige Ermittlung der Druckfläche für jede Seite, für die als Grundlagen die Abb. 6 bis 8 in Betracht kommen; auch in diesem Falle liegt der Druckrichtungswechsel unter der Mitte der Dammkrone.

Der Seitendruck flacher Böschungen wird nach Abb. 9 ermittelt. An beliebiger Stelle, hier für die Senkrechte U₁R₁, wird zunächst die Gleitfläche U₁C für das ungebrochene ansteigende Gelände bestimmt und dann durch A die zu dieser gleichlaufende A J_n gelegt. In B werden außerdem die Druckflächenbreiten b₁ für in der Neigung 1 : n ansteigendes, b₂ für waagerechtes, sowie b₃ für fallendes Gelände angetragen und ihre Endpunkte mit A verbunden. Zieht man nun noch J_nN₁ gleichlaufend zur Geländelinie — links von J_n besteht ein durch die waagerechte Abgleichung der Oberfläche unbeeinflusster Seitendruck —, so sind die sämtlichen Unterlagen gegeben zur Bestimmung des unterhalb der N-Linie liegenden Druckflächenteiles. Diese geschieht, abgesehen von der hier erforderlichen Benutzung des durch die Überlagerung h₀ beeinflussten Hilfswertes z₁ anstatt z (siehe die Erläuterung der Tafel am Schluß) nach Maßgabe der Abb. 4, wobei jedoch zu beachten ist, daß alle Hilfslinien, also auch J₁B₁, in der Neigung 1 : n zu ziehen sind. A J₁ ist dabei die Gleitfläche für waagerechtes Gelände.

Auf Flachböschungen über geneigter Stützfläche und auf flachgeböschte Rücken oder Kronendämme kann hier nicht näher eingegangen werden, bemerkt sei nur, daß der Seitendruck derartiger Geländebildungen oder Aufschüttungen in jedem Falle durch die Verbindung des Verfahrens der Abb. 9 mit dem des in Betracht kommenden Querschnittes mit Regelböschung gefunden werden kann.

Die vorstehend geschilderten Ermittlungsverfahren kommen selbstverständlich nur für größere Erdbauten in Betracht und können nur dann brauchbare Ergebnisse liefern, wenn die Bodenbeschaffenheit bekannt und tragfähiger Untergrund vorhanden ist. Für Aufschüttungen wird ja in der Regel kein Boden verwendet werden, der Veranlassung gibt zur Bildung von Rutschflächen innerhalb des Dammkörpers, und der natürliche Böschungswinkel wird ebenso leicht festzustellen sein wie das Bodengewicht. Bei Ein- und Anschnitten dagegen wird zu Beginn der Arbeiten meist eine mehr oder weniger große Unsicherheit über den Zustand der anzuschneidenden Erdmassen herrschen und Untersuchungen der angeregten Art werden erst mit dem Fortschreiten der Arbeiten möglich und zwecks Verhütung von Überraschungen dann nötig werden, wenn die aufgedeckten Bodenverhältnisse beim weiteren Festhalten an den üblichen Regeln eine Gefährdung des Bestandes des zu schaffenden Werkes erkennen oder auch nur vermuten lassen.

Es mögen nun noch einige die Anwendung der neuen Rechnungsweise in der Praxis veranschaulichende Beispiele Platz finden.

Die Abb. 10 zeigt einen Damm auf geneigter Stützfläche mit breiter Berme an der tiefer liegenden Seite. Die Bestimmung von E₁ geschieht, da diese Druckfläche von der oberen Böschung

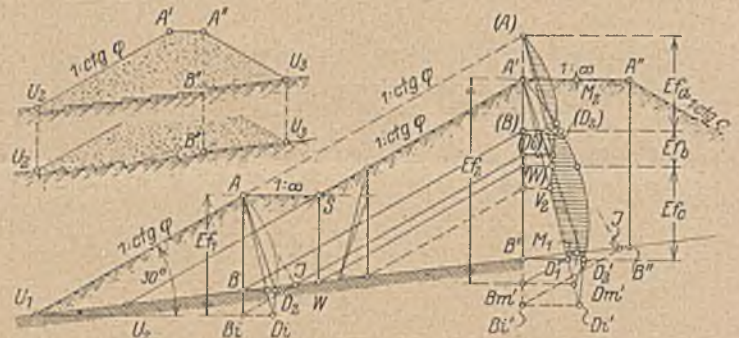


Abb. 10. Abgetreppter Damm auf geneigter Stützfläche.

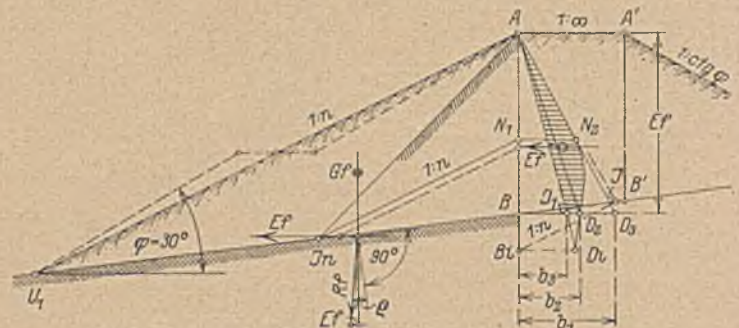


Abb. 11. Flachgeböschter Damm auf geneigter Stützfläche.

hier nicht beeinflusst wird, in genau der gleichen Weise wie bei Abb. 6, diejenige von E₂ nach Abb. 6 in Anlehnung an Abb. 8. Danach wird E₁ auf die Belastungsscheide A'B' übertragen und der Punkt V₂ als Schnittpunkt der Verlängerung von (D₂)(D₁) mit der Linie A'D₁ erhalten. Eine Unterteilung der zusammengelegten Druckflächen in E_{1a}, E_{1b} und E_{1c} ergibt die auf die

⁴ Kontrolle: Von Y aus über S₁ wird J₀ bestimmt; eine für die gedachte Wand R₀ J₀ verzeichnete Gleitfläche muß dann durch A' verlaufen.

Strecken U_1B , BW und WB' wirkenden Seitendrucke; die Strecke $B'M_1$ wird als das Ergebnis begünstigend vernachlässigt.

In Abb. 11 ist ein Damm mit gleichem Querschnittsinhalt und gleicher Breitenausdehnung, jedoch mit flacher anstatt mit abgetreppter Böschung, untersucht. Die Druckfläche E_f wird mittels der Verbindung der Verfahren der Abb. 9 und 6 erhalten und ist um rd. 25% kleiner als die Summe der Druckflächen der Abb. 10. Hieraus folgt, daß flache Böschung vorteilhafter ist als abgetreppte. Die Sicherheitszahlen werden bei $\beta = \frac{2}{3}\varphi = 20^\circ$ für erstere = 1,8, für letztere = 1,5 und für eine Regelböschung (U_2A' in Abb. 10) = 1,4. Es ergibt sich ferner, daß, wie schon die Abb. 7 zeigt, eine etwa erforderliche Einklinkung des Untergrundes nur bis B'' nötig ist (Abb. 10, links oben), rechts von diesem Punkte kann sie als wirkungslos entbehrt werden.

In den folgenden Abbildungen ist noch ein Staudamm mit wasserdichter Kernspundwand behandelt. Die Abb. 12 zeigt die

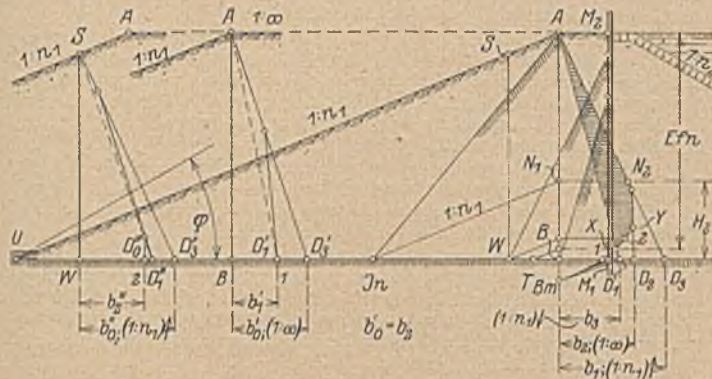


Abb. 12. Staudamm; Ermittlung des Böschungsdruckes.

Ermittlung des nach links gerichteten Böschungsdruckes, die zunächst, wie bei Abb. 9 erfolgt, dann aber zu ergänzen ist durch Berücksichtigung der infolge der Wand eintretenden Veränderungen. Dieses kann nur durch die Bestimmung der Basisdrücke für verschiedene senkrechte Querschnitte geschehen, hier für SW und AB durchgeführt. Im Querschnitt M_2M_1 ist dieser Druck in beiden Richtungen = null, da der nach rechts gerichtete

Grundlage von E_{f1} und E_{f2} zu bringen, es ist also unter Berücksichtigung der Porosität und des Auftriebes zu setzen:

$$E_{f1} = \frac{0,9 E_{f2} (g - 1) + W_f}{g}$$

Mittels Krafteck erhält man dann R_f und Q , und es ergibt sich bei $\beta = \varphi$ und $g = 1,7 \text{ t/m}^3$ eine Sicherheitszahl von 2,9. Wird der Böschungsdruck E_{f1} vernachlässigt, so steigt die Sicherheitszahl auf 3,85; es kann also bei knapp bemessenen Querschnitten die Standsicherheit bereits gefährdet sein, wenn die bisherige Rechnungsweise noch eine ausreichende solche vortauscht.

Zum Schlusse mag noch darauf hingewiesen werden, daß die oben beschriebene Böschungsdruckermittlung nicht nur für den Erdbau, sondern auch, wie solches schon die Abb. 3 zeigt, für manche Fälle des Tiefbaues in Betracht kommt, für die ihre Einführung, wie die Abb. 14 und 15 erkennen lassen, eine Vervollständigung und Verfeinerung der jetzt üblichen Verfahren bedeuten und durch die Erfassung aller äußeren Kräfte eine erhöhte Sicherheit der Rechnungsergebnisse gewährleisten würde⁵.

Tafel
der Hilfwerte für die Ermittlung des Seitendruckes von Regel- und Flachböschungen.
(Böschungshöhe = H bzw. H'')

Böschungswinkel	Regelböschung (Abb. 4)	Flachböschung (Abb. 9) Überschüttung $h_0 = H''$
φ	z	z_2
20°	0,35	0,70
25°	0,40	0,70
30°	0,45	0,70
35°	0,50	0,70
40°	0,55	0,70
45°	0,60	0,70

Bei anderen Böschungswinkeln kann geradlinig eingeschaltet werden.

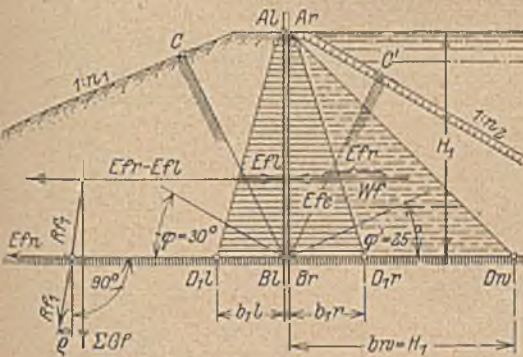


Abb. 13. Staudamm; Standsicherheitsuntersuchung.

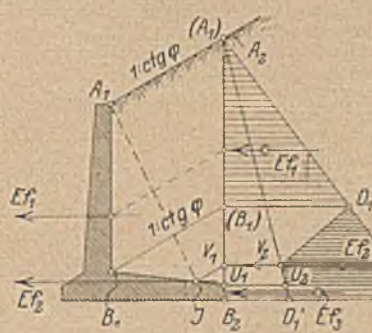


Abb. 14. Winkelstützmauer I.

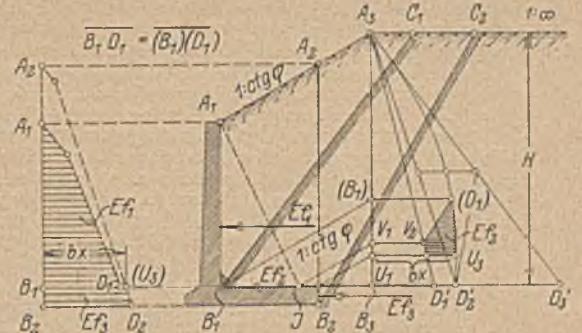


Abb. 15. Winkelstützmauer II.

tete durch die Wand aufgenommen bzw. durch den Gegendruck dieser ausgeglichen wird, und ein solcher nach links ebenfalls nicht bestehen kann. Die auf diesem Wege erhaltenen Punkte 1 und 2 genügen zur Verzeichnung des Bogens B_mY , durch den der Punkt X und damit die auf der Strecke UT lastende Druckfläche E_{f1} erhalten wird. Der nach rechts gerichtete Seitendruck auf der Strecke TM_1 , dargestellt durch die Fläche D_1B_mX , wird vernachlässigt.

In Abb. 13 ist die Untersuchung zu Ende geführt. Nach Bestimmung von E_{f1} und E_{f2} sowie von W_f sind zur Vereinfachung der Rechnung die beiden letzteren Flächen auf die

Die Zwischenwerte für Flachböschungen und beliebige Größen von h_0 (Abb. 9) ergeben sich aus der Beziehung

$$z_1 = \frac{h_0 (z_2 - z)}{H''} + z$$

Wird bei großem h_0 der Hilfwert $z_1 \geq 1$, so kommt die gekrümmte äußere Begrenzungslinie der Böschungsdruckfläche in Fortfall, d. h. N_2D_2 in Abb. 9 wird zur Geraden.

⁵ In den beiden letzten Abbildungen ist AJ eine Gleitfläche für unter $1 : \text{ctg } \varphi$ abfallendes Gelände; der Abb. 14 ist die Abb. 2 zugrunde zu legen, bei Abb. 15 dient die Abb. 4 als Unterlage.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Frost-Beton.

In Rußland hat man von jeher die Ausführung von Betonarbeiten im Winter auf die Weise ermöglicht, daß man ein Holzgebäude, das die ganze Baustelle einschließlich Mischeranlage umfaßt, errichtete und beheizte. Im allgemeinen haben die deutschen Bauunternehmungen dieses System mit großem Erstaunen kennengelernt, als sie im Krieg in Polen militärische Arbeiten auszuführen hatten und sich an die ortsüblichen Verfahren anpassen mußten. Für die Verteuerung der Arbeiten durch diese völlige Ummantelung werden hier Angaben gemacht, die zwischen 6 und 50% der normalen Baukosten schwanken.

In Deutschland sind erhebliche Winterarbeiten längst auf einfachere Weise mit gutem Erfolg durchgeführt worden, obwohl die klimatischen Verhältnisse von denen des mittleren Rußland nicht grundsätzlich verschieden sind, und zwischen einem starken und einem milden Winter viel größere Unterschiede bestehen als zwischen dem russischen und dem deutschen. Ich habe z. B. in dem außergewöhnlich harten Winter 1916/17 umfangreiche Eisenbetonbauten (schwierige Hallenbauten usw.) für die Munitionsfabriken des Hindenburgprogramms mit ganz einwandfreiem Erfolg durchgeführt und habe oft um Mitternacht, bei mehr als 10 Grad Frost, Anweisung gegeben, die Vorbereitungen zu treffen für Betonierbeginn am frühen Morgen.

Für einen Umschwung in der russischen Behandlung der Winterbauten ist nun ein Anfang gemacht auf der Konferenz der Großbaustellenleiter, welche vom 29. September bis 4. Oktober 1930 in Moskau tagte und auf welcher die Vertreter der Riesenbetriebe (deren einer eine Jahresleistung von 200 Millionen Rubel zu erstellen hat) von ihren Erfahrungen erzählten. Beim Bau des Zinkwerkes Konstantinofsk wurden in dem außergewöhnlich milden Winter 1929/30 bei 12 bis 15, aber auch bis zu 22 Kältegraden die Betonarbeiten nicht unterbrochen. Es handelt sich dabei um etwa 1500 m³ Beton; unter anderem wagte man auch eine 8 cm dicke Deckenplatte von 245 m Länge und 29 m Breite zu betonieren. Die Mischmaschine arbeitete im geheizten Schuppen. Darin lagerten auch die Rohstoffe, die sämtlich vor Gebrauch (einschl. Wasser) angewärmt wurden. Die fertigen Arbeiten bedeckte man für die ersten 24 Stunden mit Strohmatten. Die Ausschalung erfolgte erst, nachdem 21 Tage warmen Frühlingwetters verlaufen waren.

Nach hiesiger Denkweise und Gepflogenheit stellt man die

Theorie in den Vordergrund, die ein solches Vorgehen als statthaft erscheinen läßt. Sie gipfelt in dem Ausdruck „Anabiose“, d. h. Wiederbelebung. Man vergleicht das Verhalten des Betons mit dem der Frösche und anderer niedriger Lebewesen; wir würden von Winterschlaf sprechen. Es wird vorausgesetzt, daß es genügt, das Abbinden des Betons ohne Frost zu sichern, und daß er dann einfrieren darf; wenn Monate später die Temperatur wieder langsam auf die gewöhnliche steigt, setzt der Erhärtungsvorgang dort wieder ein, wo er durch den Frost stillgelegt wurde und geht ordnungsgemäß weiter, ohne daß die Froststörung andere Folgen hätte als den Zeitverlust. Frostschutz des frischen Betons wird also nur für die Zeit der Abbindens, die mit 8 Stunden begrenzt wird, nötig befunden. Glücklicherweise zieht man aber in diesem Fall aus der Theorie keine allzu buchstäblichen Folgerungen und setzt praktisch die Schutzzeit auf 24 Stunden an.

Neu ist für uns nur die große Bedeutung, die man der Forderung beilegt, daß der Beton in den 21 Tagen der Erhärtung im Frühjahr fortgesetzt unter Wasser gehalten werden muß. Wenn der Beton im Frühjahr weiter zu erhärten anfängt, nimmt er eine weißliche Färbung an, die als Anzeichen eines beginnenden unzulässigen Austrocknens angesehen wird, und es gilt als entscheidend, daß dann sofort das Beigegen eingesetzt und drei Wochen fortgesetzt wird.

Der Kostenaufwand des beschriebenen Verfahrens wird als gering bezeichnet, da die Heizung bei der Betonherzeugung hauptsächlich mit Holzabfällen des Schalbetriebes erfolgt und die Strohmatten mehrfach verwendet und dann noch zur Isolierung von Barackenwänden gebraucht werden können. Sie sollen in dem genannten Fall 3 1/2% des Eisenbetons ausgemacht haben.

Für das Anwärmen der Rohstoffe setzen die russischen Vorschriften eine obere Temperaturgrenze von 40, neuerdings 50° C., wodurch eine Schädigung der Zuschlagstoffe und eine Veränderung im chemischen Verhalten des Zementes vermieden werden soll.

Auch bei Ziegelmauerwerk, mit Zement-Kalk-Mörtel 1 : 1 : 8, wurde in gleicher Weise verfahren; dabei ist Anwärmen der Ziegel auch wegen der Handarbeit beim Verlegen erforderlich. Gruben mit Koksfeuer unter dem Schmalzpurgleis haben sich als zweckmäßig erwiesen; die Wagen mit den Ziegeln bleiben kurze Zeit dort stehen und werden mit Blechen geschützt.

Prof. Dr.-Ing. Max Mayer (z. Z. in Moskau).

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zuschrift zu dem Aufsatz von Gerhart und Treimer, München, in Heft 35 vom 29. August 1930, Seite 595/97, über

Ausführung einer Lichtbogenschweißung im Hochbau mit Probelastung und Prüfung der Schweißung im Laboratorium.

So sehr es für die interessierten Kreise — Konstrukteure und Bauherren — von Wichtigkeit und Vorteil ist, daß immer wieder neue Versuchsergebnisse über ausgeführte Schweißungen veröffentlicht werden, so kann ich doch nicht der in der obigen Abhandlung veröffentlichten Art und Weise der beschriebenen Schweißausführung zustimmen.

Beschrieben ist das Anschweißen von Konsolen an einem Skelettbau. Die Probelastung einer der angeschweißten Auskragungen erfolgte mit Hilfe eines Hebels, der die Schweißung bis zu 1850 kg/cm² auf Biegung beanspruchte. Es heißt dann: „Irgendwelche Deformationserscheinungen oder dergl. konnten an der Schweißnaht nicht beobachtet werden, trotzdem die Last über 24 Stunden aufgebracht blieb.“ Seit wann ist es denn üblich, daß man die Güte eines Stahlbaues nach der Dauer einer Belastung beurteilt?! Ob die Belastung 1 Minute oder 24 Stunden wirkt, ist doch völlig gleichgültig.

Des weiteren können die mitgeteilten Ergebnisse über die Prüfung der beiden geschweißten Probestäbe leicht zu einer Täuschung bzw. zu einer falschen Beurteilung der durchgeführten Schweißung führen. Die in der kleinen Tabelle I auf Seite 596 angeführten Werte für die Streckgrenze und die Zugfestigkeit gelten nicht für die Schweißung, sondern für den normalen Flußstahlbruch. Die Schweißung selbst ist nicht gerissen, da sie um 5 mm stärker war als der zusammengeschweißte Stab. Für die Schweißnaht sind die entsprechenden Zahlen:

Zugbeanspruchung 3010 bzw. 2800 kg/cm².

d. h. die Schweißung ist gerade bis zu der nach den „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“ bei der Schweißprüfung geforderten Mindestbruchlast von 3000 kg/cm² beansprucht worden. Die tatsächliche Zugfestigkeit der Schweißnähte, die interessiert, ist nicht ermittelt worden; durch Abhobeln der Schweißstellen auf die Stabdicke hätte sie leicht festgestellt werden können.

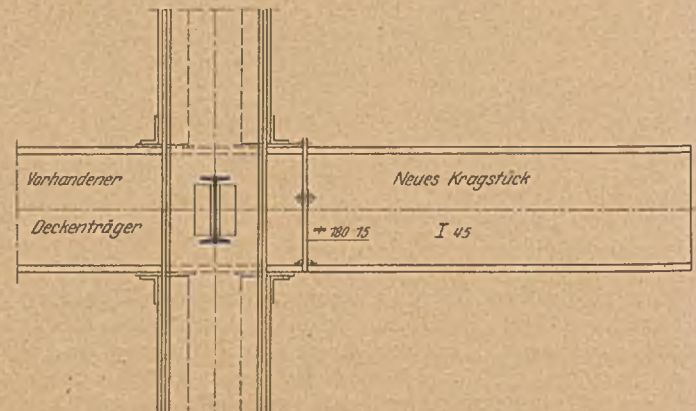
Als Meßlänge der Probestäbe galt die Formel $5,65 \sqrt{f}$, d. h. es wurde der sogenannte kurze Proportionalstab gewählt, was 9,6 cm bei Stab 1 und 10 cm bei Stab 2 ergibt. Nur auf diese kurzen Meßlängen beziehen sich die gefundenen Dehnungen von 19% und 21,2%. Das ist natürlich weniger als bei einem ungeschweißten Flußstahlstabe, bei dem mindestens 25% Bruchdehnung vorgeschrieben ist. Das interessiert aber niemand; was interessiert hätte, wäre die Feststellung der Bruchdehnung der Schweißung gewesen. Dr. Bohny.

Zuschrift.

Neue deutsche Beispiele geschweißter Stahlbauten.

Unter dieser Überschrift veröffentlichte Herr Dipl.-Ing. Bondy in Heft 43 dieser Zeitschrift eine mit mehreren nicht näher besprochenen Abbildungen versehenen kurze Betrachtung über verschiedene Beispiele der Anwendung der Lichtbogenschweißung im Stahlbau. Am Schluß verweist er auch auf die in Heft 35 d. lfd. Jahrgs. veröffentlichte Erweiterung der Deckenträgerlagen des großen Kongresssaales der neuen Stahlskelettbauten für das Deutsche Museum.

Die Bondyschen Bemerkungen hierzu könnten den Eindruck hervorrufen, als ob diese Erweiterung erst durch Anwendung der Schweißung möglich geworden sei, was durchaus nicht zutrifft. Wie



vielfach sich die Möglichkeiten solcher Erweiterungen und Änderungen bei Stahlskelettbauten, z. T. auch durch Anwendung der Nietung, ergeben, möge die nachstehende Betrachtung dartun, zumal m. E. die von der Münchener Bauleitung gewählte Ausführung keineswegs die wirtschaftlichste sein dürfte.

Sofern bei der Erweiterung die Decken noch nicht eingezogen waren, hätte die einfache Auswechslung der I 45 durch entsprechend längere Träger m. E. sicher die billigste und bequemste Lösung ergeben. Verbindungen wären hierbei nur in ganz geringem Maße zu lösen gewesen, und die nur an den Enden angebohrten ausgewechselten

Träger hätten ihren Neuwert fast vollständig behalten und wären für andere Zwecke wieder fast ohne weiteres, oder nach Abschneiden der angebohrten kurzen Enden, verwendbar gewesen.

Auch das Ansetzen eines Verlängerungsstückes I 45 mit genieteten Laschenverbindungen war durchaus möglich. Hierbei wäre man durchaus nicht, wie Bondy meint, auf den kurzen Trägerstumpf allein angewiesen gewesen. Für die Übertragung der Querkraft hätte an der Stoßstelle eine mit einreihiger Nietung versehene Lasche durchaus genügt, wofür auch genügend Platz zur Verfügung stand. Für die Übertragung des Momentes hätte man oben Zuglaschen an der inneren Flanschseite anbringen und diese hinter der Stütze mit dem vorhandenen Träger verschrauben können. Die Druckkräfte hätten durch eine kürzere untere, auf dem Trägerflansch zu befestigende Drucklasche unter Verwendung von Futter durch Kontaktwirkung übertragen werden können. Allerdings hätten hierbei reichlich viel Bohrungen und Passungen an Ort und Stelle ausgeführt werden müssen. Fraglich bleibt aber immerhin, ob diese Ausführung teurer geworden wäre als die gewählte Schweißverbindung, da das Zuspitzen der schweren Träger zur Herstellung der Schweißungen zweifellos ganz erheblichen Arbeitsaufwand erforderte (vgl. Abb. 2, Seite 595).

Eine dritte, viel einfachere Lösung wäre auch dadurch möglich gewesen, daß man die Trägerverlängerung mit zwei auf die Stege der Träger gelegten \square -Eisen ausführen konnte. Bohrungen an Ort und Stelle hätten sich hierbei in wesentlich geringerem Maße ergeben, und der zwischen den Stützen verfügbare Raum hätte das Durchstecken von zwei \square 35 ermöglicht, was für die bestehende Belastungsverhältnisse vollkommen ausgereicht hätte. Die für die Einspannung dieser \square -Eisen erforderlichen Niete oder Schrauben hätten vor und unmittelbar hinter der Stütze ohne weiteres untergebracht werden können.

Schließlich möge noch darauf hingewiesen werden, daß man auch die Schweißverbindung nach der beigefügten Abbildung unter Zuhilfenahme eines zwischen den Trägern vorzusehenden Flächeneisens wesentlich einfacher und trotz allem zweckmäßig hätte ausbilden können. Die teure Bearbeitung (das Zuspitzen der Trägerenden) wäre hierbei vollständig erspart worden, und die Schweißverbindung hätte sich auch auf diese Weise einwandfrei und für die zunehmenden Lasten vollständig ausreichend herstellen lassen. Im Notfall konnten zur Aufnahme der Zugkräfte auch noch auf der Innenseite der oberen Flanschen Kehlschweißungen angebracht werden, allerdings unter Inkaufnahme von Überkopfschweißarbeiten. Rein.

Erwiderung auf die Zuschrift Dr. Bohny.

Wir sind Herrn Dr. Bohny für die Stellungnahme zu unserer Veröffentlichung dankbar, doch scheinen uns die Einwürfe nicht von so großer Bedeutung zu sein.

Der Aufsatz behandelt die Ausführung einer Lichtbogenschweißung auf der Baustelle. Das dabei gewonnene anschauliche Bildmaterial ist sicherlich einer Veröffentlichung wert gewesen, doch ist an die Prüfung nicht der Maßstab einer exakten wissenschaftlichen Untersuchung zu legen, da es sich hierbei gewissermaßen um eine Prüfung des Schweißers und der Elektroden gehandelt hat. Daß die Probestäbe bei der Laboratoriumsprüfung eine Verdickung hatten, wurde auch unsererseits beanstandet, doch konnte im vorliegenden Falle von einer weiteren Untersuchung abgesehen werden, weil auch die bei der ausgeführten Konstruktion hergestellten Schweißnähte wie üblich eine entsprechende Verdickung aufwiesen.

Gerhart und Treimer, München.

Senkung der Zementpreise.

Der Norddeutsche Cement-Verband hat für sein ganzes Syndikatsgebiet mit sofortiger Wirkung die Aufpreise für hochwertigste und sogenannte höherwertige Zemente um weitere 20% gesenkt.

Ferner sind an sehr zahlreichen Orten die Fabrikmarkenpreise für normale Zemente um etwa durchschnittlich 20 RM pro 10 t ermäßigt worden; zu diesen letzteren Stationen gehören insbesondere auch alle diejenigen, in denen bisher eine Senkung der Fabrikmarken-Listenpreise noch nicht vorgenommen worden war.

Schließlich haben auch, und zwar für beinahe alle norddeutschen Empfangsstationen, die Preise für die ebenfalls garantiert normengemäßen Pionier-Zemente eine Senkung um etwa durchschnittlich 25 bis 30 RM erfahren.

Personalnachrichten.

Dr. jur. Bernhard Averbek, persönlich haftender Gesellschafter der Sächsisch-Thüringischen Portland-Cement-Fabrik Prüssing & Co., Göschwitz/Saale, der viele Jahre hindurch ein kluger und erfahrener Führer der Zementindustrie und u. a. Aufsichtsratsvorsitzender des Deutschen Zement-Bundes war, ist am 17. Oktober nach schwerem Leiden gestorben.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Die wirtschaftspolitische Diskussion der letzten Woche stand im Zeichen der Preissenkungsaktion, die von der Reichsregierung besonders nach Fällung des Berliner Metallarbeiterschiedspruches mit so anerkennenswertem Eifer betrieben wird, um dem Lohnabbau einen entsprechenden Preisabbau der Lebenshaltungskosten an die Seite zu stellen. Es ist zu hoffen, daß trotz der zu erwartenden vielfachen Widerstände die Bemühungen der Reichsregierung ihren verdienten Erfolg wenigstens in gewissem Umfang haben, denn es handelt sich hierbei nicht nur um die tatsächliche Verbilligung der Lebenshaltung, sondern nicht zuletzt auch um die psychologischen Wirkungen, die eine solche Aktion, wenn sie Erfolg hat, begleiten und deren Wert gerade im Zeitpunkt tiefster wirtschaftlicher Depression nicht unterschätzt werden soll. Das Institut für Konjunkturforschung brachte in seinem vorletzten Wochenbericht einen Überblick über die sich im Laufe des letzten Jahres vollzogenen Preissenkungen. Wir geben hier einen Teil dieser Feststellungen wieder:

Veränderungen der Preisindexziffern Ende Oktober 1930 gegenüber Ende Oktober 1929 in Prozent.

A. Agrarstoffe und Kolonialwaren.

1. Pflanzliche Nahrungsmittel	-10,7	3. Vieherzeugnisse	-15,1
Kartoffeln	-36,7	Butter	-23,9
Roggen	-18,8	Eier	-11,2
Weizenmehl	+ 3,5	Milch	- 7,8
2. Vieh	-22,2	4. Futtermittel	-23,2
Schweine	-32,5	Hcu	-53,0
Schafe	-18,3	5. Kolonialwaren	-14,2
Kälber	-12,2	Kaffee, verzollt	-19,6
		Reis, „	- 8,2
		Tee „	+18,6

B. Industrielle Rohstoffe und Halbwaren.

6. Kohle	- 0,7	9. Textilien	-32,6
Steinkohle, engl., Hamburg	-26,4	Rohseide	-43,8
Steinkohle, inl. Syndikatspreise	± 0,0	Jute	-43,1
7. Eisenrohstoffe u. Eisen	- 5,3	Baumwolle (amer.)	-42,4
Stahl und Kernschrott	-28,8	10. Häute und Leder	- 8,3
Stabeisen (inl.)	- 3,1	11. Chemikalien	- 1,6
8. Nichteisenmetalle	-34,8	12. Künstliche Düngemittel	- 2,4
Kupfer (Elektrolyt)	-43,1	13. Technische Öle und Fette	- 9,9
Zinn	-37,5	14. Kautschuk	-50,0
Zink	-36,0	15. Papierstoffe und Papier	- 9,9

16. Baustoffe	-14,2	Dachziegel	-10,7
Bauholz	-20,0	Leinölfirnis	-35,7
Mauersteine	-15,2	Fensterglas	- 9,9
Zement	-13,5	Baueisen	- 2,8
		Kalk	- 6,5

C. Industrielle Fertigwaren.

1. Produktionsgüter	- 2,1	Möbel	- 7,1
Personenkraftwagen	- 3,3	Uhren	- 2,3
Lastkraftwagen	± 0,0	Kleidung	- 9,8
2. Konsumgüter	- 8,9	Wirkwaren	-14,4
Hausrat	- 8,0	Leibwäsche	-11,7
Hauswäsche	-15,4	Stoffe	-11,1
Gardinen	-10,9	Schuhzeug	- 2,2

Am Arbeitsmarkt haben sich die Verhältnisse weiter verschlechtert infolge des der Jahreszeit entsprechenden Rückganges des Beschäftigungsgrades in den Saisonaußenberufen. Die Zahl der Arbeitslosen war Ende Oktober 3 253 000, wovon 1 561 000 der Arbeitslosenversicherung und 511 000 der Krisenunterstützung zur Last fielen. Im Baugewerbe wurden in Anbetracht der vorgeschrittenen Jahreszeit im Hochbau infolge Fertigstellung von Bauten Entlassungen in großer Zahl durchgeführt. Ohne die Inangriffnahme des zusätzlichen Wohnungsbauprogramms des Reichs hätte — wie der Bericht der Reichsanstalt für Arbeitslosenversicherung betont — die Entwicklung einen noch ungünstigeren Verlauf genommen. Nach einer Umfrage bei den ostpreussischen Arbeitsämtern werden zur Zeit in Ostpreußen 10,7% der am 1. September arbeitslos gewesenen Bauarbeiter durch das Wohnungsbauprogramm beschäftigt. In Bayern sollen die öffentlichen Bauprogramme besonders in den Großstädten entlastend gewirkt haben, während in ländlichen Bezirken zunehmende Stille auf dem Arbeitsmarkt eintrat.

Der Magistrat Berlin und die VOB. Im Haushaltsausschuß der Stadtverordnetenversammlung Berlin ist in letzter Zeit wieder wegen Einführung der VOB. durch die Stadt Berlin verhandelt worden. Wegen des Widerstandes der sozialdemokratischen und der kommunistischen Partei war es nicht möglich, die sofortige unveränderte Einführung der VOB. durchzusetzen. Die Beratungen wurden daraufhin auf Antrag der bürgerlichen Parteien vorerst eingestellt.

Anläßlich der Beratungen wurde mitgeteilt, daß die Städte dem Deutschen Städtetag Abänderungsvorschläge zu den Teilen A, B und C der VOB. zugeleitet haben, die dort zur Zeit bearbeitet werden. Er-

kündigungen nach dem Inhalt dieser Vorschläge blieben ohne Ergebnis. Dem Reichsfinanzministerium sind bisher noch keine Abänderungsvorschläge der Städte unterbreitet worden.

Die „Verdingungsordnung für Bauleistungen“ ist in Aachen auf Beschluß der Stadtverordnetenversammlung am 21. Oktober d. J. verschwiegen für ein Jahr eingeführt worden. Dabei ist in § 26 Abs. 2 der „Allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen“ eine Änderung vorgenommen, nach welcher nur solche Angebote berücksichtigt werden sollen, deren Preise bei einwandfreier Ausführung angemessen sind (anstatt wie in der VOB: „für den Bieter auskömmlich erscheinen“). Dabei soll allein das Ermessen des Auftraggebers entscheidend und Schadensersatzansprüche wegen Versagens des Zuschlags sollen ausgeschlossen sein.

Preissenkungsaktion der Deutschen Reichspost. Der Reichspostminister hat auf verschiedene Beschwerden der baugewerblichen Spitzenverbände mit Erlaß vom 31. Oktober 1930 — VjVI 6016—0 — folgendes erwidert:

„Grundsätzlich muß an der Forderung einer Preissenkung von mindestens 10% gegenüber den zuletzt vor dem 1. Juli 1930 als angemessen erachteten Preisen festgehalten werden. Wenn aber bei den Verhandlungen, die mit den Bietern gemäß VOB. Teil A § 25 Absatz 1 über die Angemessenheit der Preise stattfinden, an der Hand der Unterlagen der überzeugende Nachweis geführt wird, daß der geforderte Preisnachlaß den Unternehmergewinn so stark kürzen würde, daß der Nachlaß dem Unternehmer billigerweise nicht oder nur in einer geringeren Höhe zugemutet werden kann, so soll der Preisvereinbarung das Ergebnis dieser Verhandlungen zugrundegelegt werden.“

Ich darf annehmen, daß damit die vorgetragenen Beschwerden ihre Erledigung finden.“

Verwendung deutschen Bauholzes für öffentliche Bauten. Von den zuständigen Ministerien sind die nachgeordneten Dienststellen angewiesen worden, bei öffentlichen Bauten ausländische Werkstoffe und Waren, insbesondere auch ausländische Steine und Hölzer nur dann zur Verwendung zu bringen, wenn die Nichtverwendung zu einem wesentlichen technischen, betrieblichen oder finanziellen Nachteil führen würde. Die diesbezügliche Bestimmung der VOB. sei im Hinblick auf die steigende wirtschaftliche Notlage unter allen Umständen einzuhalten. Der Minister für Volkswohlfahrt hat überdies bestimmt, die vorstehende Anweisung auch bei den mit Mitteln aus dem Hauszinssteueraufkommen und der wertschaffenden Arbeitslosenfürsorge zu errichtenden Bauten anzuwenden. Auf die Kommunalbehörden ist durch den Minister des Innern entsprechend eingewirkt worden.

Bau des Mittellandkanals und östlicher Wasserstraßen. Am 29. Oktober ergänzte der preußische Landwirtschaftsminister im Staatsrat die von uns in Heft 42, S. 732 wiedergegebene Stellungnahme der preußischen Regierung zum Bau des Mittellandkanals dahin, daß diese zur Zeit keinen Grund zu der Annahme sehe, daß das Reich den Bau des Kanals einstellen werde. Der Berichterstatter, Dr. Eckert, setzte sich für den gleichzeitigen Ausbau der Oder ein, um für das schwergeprüfte schlesische Industriegebiet die Parität herzustellen. Nach einer Mitteilung des Oberschlesischen Verkehrsverbandes wird im Jahre 1931 die Mitteloder-Regulierung bei Ottmachau und Sersno planmäßig weitergeführt. Ferner soll mit dem Bau des Staubeckens an der Ruda und an der Malapane begonnen werden.

Rechtsprechung.

Zur Bedeutung des Kostenvoranschlags bei Bauten. (Urteil des Oberlandesgerichts Nürnberg, 2. Zivilsenat, vom 30. Dezember 1929, Ber. Reg. 348/29.)

Durch Vertrag vom 21. August 1926 übernahm U. für K. die Erbauung eines Wohnhauses. Als Hauptbestandteil des Vertrages wurde der beigefügte Kostenvoranschlag nebst Zeichnungen erklärt, und der Gesamtpreis für den Neubau in vorstehenden Ausführungen wie Zeichnung auf M 12 331,10 festgesetzt. K. hat mit der Behauptung, U. habe im Gegensatz zu dem die Grundlage des Bauvertrages bildenden Kostenvoranschlags und den darin enthaltenen Maßen bei einer Reihe von Posten Beträge zuviel berechnet und erhalten, gegen U. Klage auf Herauszahlung der ihm dadurch angeblich zugeflossenen ungerechtfertigten Bereicherung erhoben.

Das Oberlandesgericht hat die Klage des K. abgewiesen. Bei einer Werkverdingung hat im Zweifel der dazu vorgelegte Kostenvoranschlag keine weitergehende Bedeutung als die, dem Besteller einen vorläufigen Überblick über den wahrscheinlichen Kostenaufwand und damit zugleich einen Anhalt für die Normierung der Akkordsumme zu gewähren. Die Beteiligten wollen die Herstellung des Werkes im Rahmen des gefaßten Planes, entsprechend dem wirtschaftlichen Zweck des Werkes, den örtlichen Verhältnissen, den Bauzeichnungen und zeichnerischen Unterlagen. Dagegen soll der Voranschlag nicht besagen, daß alle darin bezeichneten Arbeiten, auch wenn sie sich schließlich als überflüssig herausstellen, unbedingt auszuführen sind. Auf der anderen Seite aber reicht es nicht hin, daß die im Anschlag vorgesehenen Arbeiten verrichtet sind, wenn sich später zeigt, daß durch diese das Werk so, wie beabsichtigt, nicht vollendet werden kann. Das Gegenteil würde den Erfahrungen zuwiderlaufen, daß bei Bauten

die Unterlagen und Voraussetzungen der Pläne und Berechnungen oft an Unsicherheiten leiden, und daß dabei in der Regel nur Schätzungen in Frage kommen. Eine nach der Vorlegung eines Kostenvoranschlags und nach Verhandlungen über den Gesamtpreis vereinbarte Akkordsumme schließt zwar eine Festlegung des Unternehmers hinsichtlich des Höchstbetrages in sich, verpflichtet ihn aber nicht, sich trotz planmäßiger Herstellung des Werkes schlechthin alles das, was er dabei gegenüber dem Anschlag ersparte oder nicht leistete, kurzen zu lassen, insbesondere auch dann nicht, wenn die auf Grund einer irrtümlichen Berechnung im Kostenvoranschlag niedergelegte Maße nicht eingehalten worden sein sollten. Dem Bauherrn steht ein Prüfungsrecht in dieser Richtung nicht zu. Denn die veranschlagte Summe soll die feste Entschädigung für die Herstellung des Werkes sein, einerlei ob die Ausführung teurer oder billiger wurde. Ein Bauvertrag mit der Vereinbarung einer festen Akkordsumme hat daher spekulativen Charakter, weil in diesem Falle der Unternehmer auch das Risiko eines zu niedrigen Anschlages zu tragen hat, wenn er gewisse Arbeiten nicht berücksichtigt, Materialmengen falsch berechnet oder die Materialpreise zu niedrig angesetzt hat. Die im Kostenvoranschlag festgesetzte Endsumme ist die vertraglich vereinbarte Vergütung, ohne daß der Unternehmer etwaige Fehler in den Unterlagen hinterher geltend machen kann.

Andererseits kann hier K. von U. nicht die Herauszahlung einer etwaigen Bereicherung verlangen. Denn die Endsumme des Kostenvoranschlags war als feste Vergütung vereinbart. Die Bedeutung des Kostenvoranschlags beschränkte sich hier nicht darauf, den Beteiligten einen schätzungsweisen Überblick über die Kosten und die Art der Herstellung zu verschaffen. Er war vielmehr ein wesentlicher Bestandteil des Bauvertrages geworden.

Die Frage der Vergütung von Projektarbeiten in den Fällen, in denen der Hersteller von Bauplänen und Kostenanschlägen die Ausführung des Werkes nicht übertragen erhält, hat schon oft die Gerichte beschäftigt. Die Entscheidung hängt beim Mangel jeder Vereinbarung letzten Endes davon ab, ob der Auftraggeber bei Entgegennahme der Arbeit erkannt hat oder erkennen mußte, daß die Herstellung nur gegen Vergütung zu erwarten war. Infolgedessen ist bei Anforderung von Zeichnungen, Plänen, Kostenanschlägen usw. dringend zu raten, irgendwelche bestimmte Vereinbarungen darüber zu treffen, wie solche Vorarbeiten vergütet werden sollen, wenn die Ausführung des Baues nicht übertragen wird. In einer neuen Reichsgerichtsentscheidung vom 4. Juli 1930 — III. 342/29 — wird folgendes dargelegt:

„Die Beantwortung der Frage, ob Projektentwürfe (Bauentwürfe, Kostenanschläge u. dgl.) besonders zu vergüten sind, wenn der Verfertiger das Bauwerk nicht übertragen erhält und eine ausdrückliche Vereinbarung nicht getroffen ist, ist im allgemeinen auf die Umstände des einzelnen Falles abzustellen. Entscheidend ist, ob die Beteiligten beabsichtigen, die Herstellung der Vorarbeiten zum Gegenstand eines Vertrages zu machen. Dabei kommt es aber nicht auf den Willen des Auftraggebers an, sondern darauf, ob der Unternehmer eine Arbeit geliefert hat, bei deren Entgegennahme der Besteller erkennen konnte und mußte, daß ihre Herstellung nur gegen eine Vergütung zu erwarten war (vgl. RGE. VI 207/26 vom 29. Oktober 1926). Wenn der Auftraggeber erkannt hat, daß es sich nicht um einfache Pausen, sondern um eine erhebliche zeichnerische Mehrleistung des Unternehmers handelte, und wenn er gleichwohl dem Unternehmer noch Abänderungswünsche äußerte und die Zeichnungen für seine Zwecke gegenüber den Geldleuten verwendete, so läßt sich der Schluß, daß der Auftraggeber die Mehrleistungen gebilligt habe und auch vergüten müsse, nicht durch die Erwägung ausschalten, daß der Auftraggeber nicht erkannt zu haben brauchte, daß es sich um einen Entwurf im Sinne der Gebührenordnung handle, der mit vielen tausenden Reichsmark zu vergüten sei.“

Zur Haftung des Grundstückserwerbers, wenn die Wertzuwachssteuer vom Veräußerer nicht beigetrieben werden kann. (Urteil des Preußischen Oberverwaltungsgerichts. Entscheidungen, Band 83, (1929), S. 128 ff.)

Die Entrichtung der Zuwachssteuer liegt demjenigen ob, dem das Eigentum an dem Grundstück vor dem die Steuerpflicht begründenden Rechtsvorgange zustand. Mehrere Steuerpflichtige haften als Gesamtschuldner.

Kann die Steuer von dem Veräußerer nicht beigetrieben werden, so haftet der Erwerber für die Steuer bis zum Betrage von zwei vom Hundert des Veräußerungspreises. Diese Bestimmung findet keine Anwendung beim Erwerb im Wege der Zwangsversteigerung.

Die Haftung fällt fort, sobald der Veräußerer einen entsprechenden Betrag gezahlt oder sichergestellt hat. (§ 29 Zuwachssteuergesetz.)

Hat die Gemeinde als Steuergläubiger den Beweis geführt, daß die Steuer von dem Veräußerer nicht beigetrieben werden kann, so steht dem Erwerber, der gemäß § 29 in Anspruch genommen wird, der Gegenbeweis offen, daß die Unbeitreibbarkeit auf ein Verschulden des Steuergläubigers zurückzuführen ist. Dieser Beweis ist dahin zu führen, daß die Steuerbehörde ihre Pflicht, im ordnungsmäßigen Geschäftsgange für die Erledigung der Veranlagung und deren Durchführung Sorge zu tragen, schuldhaft verletzt hat, und daß diese Pflichtverletzung verursacht hat, daß die Vollstreckung gegen den Veräußerer fruchtlos blieb.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 44 vom 30. Oktober 1930.

- Kl. 5 d, Gr. 10. D 57 697. Colin Oliver Deacon, Largo Colliery, Transvaal, Süd-Afrika; Vertr.: H. Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Entgleisungseinrichtung für durchgehende Wagen. 28. III. 29.
- Kl. 20 h, Gr. 5. H 120 502. Hafenbetriebsgesellschaft Wanne-Herne m. b. H., Wanne-Eickel. Querteilbarer Hemmschuh mit Auflaufzunge. 28. II. 29.
- Kl. 20 k, Gr. 9. A 59 290. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Co., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. e. h. Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Fahrdraktklemme für Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen mit schiefstehenden Hängedrahten; Zus. z. Pat. 389 887. 10. X. 29.
- Kl. 37 a, Gr. 4. Nn. 25 501. Max Neumann, Neuruppin, Ferdinandstraße 11. Doppelschalige Außenwand für Stahlskelettbauten. 30. I. 26.
- Kl. 37 b, Gr. 3. H 115 247. August Hausen, Wiesbaden, Dotzheimer Straße 31. T-formiger Eisenbetonplattenbalken für Balkendecken. 15. II. 28.
- Kl. 37 f, Gr. 3. F 28.30. Forges & Ateliers de Constructions Electriques de Jeumont, Société Anonyme, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zum Einbau von Behältern in unterirdische Gewölbe. 5. II. 30. Frankreich 8. II. 29.
- Kl. 37 f, Gr. 8. F 67 394. Karl Lippold, Berlin N 20, Jülicher Str. 23. Tor für Luftschiffhallen, Flughallen und ähnliche Bauten nach Patent. (L 68 145); Zus. z. Anm. L 68 145. 13. XII. 28.
- Kl. 38 h, Gr. 2. K 112 518. Dr. Richard Willstätter, München 27, Mohlstr. 29, Dr. Heinrich Kraut, Dortmund, Hindenburgdamm 201, u. Dr. Karl Loburger, München, Türkenstr. 99. Verfahren zum Imprägnieren von Hölzern und Geweben. 11. XII. 28.
- Kl. 42 b, Gr. 4. F 67 006. Hiram Augustus Farrand, Berlin, New Hampshire, V. St. A.; Vertr.: G. Loubier, E. Harmsen, E. Meißner u. Dr. F. Vollmer, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Aufwickelvorrichtung für Bandmaße. 15. X. 28. V. St. v. Amerika 15. XI. 27.
- Kl. 75 c, Gr. 5. L 74 019. Johannes Lotzin, Hamburg-Billbrook, Liebigstr. 45. Rostschutz-Verfahren zur Erhöhung der Haltbarkeit eiserner Schwellen. 1. I. 29.
- Kl. 80 a, Gr. 7. W 138.30. Dr. Paul Wetzel, Karlsruhe i. B., Südl. Hildapromenade 6. Mischmaschine, insbesondere für Baustoffe. 8. IV. 30.

- Kl. 80 b, Gr. 1. M 111 603. Dr. Giovanni Morbelli, Mailand, Italien; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zur Erlangung rascher Wasserbeständigkeit und Erhärtung von durch Mischung von kalkhaltigen Bindemitteln mit Asbest und kieselsäurehaltigen Materialien erhaltenen Steinmassen. 24. VIII. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 13. F 24.30. August Fricke, Berlin-Charlottenburg, Mommsenstr. 12. Verfahren zur Herstellung von mit Farblacküberzügen versehenen Asbestzementschieferplatten; Zus. z. Pat. 508 304. 15. X. 28.
- Kl. 80 b, Gr. 21. A 58 752. Paul Anft, Kassel, Bismarckstr. 12. Verfahren zur Herstellung einer Masse für Steinholz; Zus. z. Pat. 390 433. 13. VIII. 29.
- Kl. 81 e, Gr. 87. P. 53 826. Rembrandt Peale, St. Benedict, Pennsylvania, William Sanders Davies, New York, u. William Stewart Wallace, Philadelphia, V. St. A.; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schaufelantrieb für Verladevorrichtung zum Aufnehmen von Haufwerk von der Erde. 27. I. 23.
- Kl. 81 c, Gr. 126. B 141 024. Adolf Bleichert & Co. Akt.-Ges., Leipzig N 22. Abraumförderbrücke mit Drehkran und von Wagen abnehmbaren Kübeln. 22. XII. 28.
- Kl. 81 c, Gr. 128. M 192.30. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Schar für Einebnungspflüge. 25. II. 30.
- Kl. 84 a, Gr. 3. S 86 581. Ernst Häubler, Steinen, Baden, Bahnhofstraße 10. Selbsttätiger Stauladen für Grundwehre. 19. VII. 28.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 67 426. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Tiefbagger mit Knickleiter. 9. XII. 26.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 69 664. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Mehrteilige Knickleiter für Eimerkettenbagger. 12. IX. 27.
- Kl. 85 c, Gr. 3. R 76 054. Wilhelm Radermacher, und Clemens Delkeskamp, Wiesbaden, Sonnenberger Str. 14. Frischwasserkläranlage mit belüftetem Tauchkörper. 23. X. 28.
- Kl. 85 c, Gr. 6. K 104 584. Otto Kettner, Leipzig, Promenadenstraße 28. Mechanische Abwasserreinigungsanlage. 7. VI. 27.
- Kl. 85 c, Gr. 6. P 61 307. Dr.-Ing. Max Prüß, Essen, Ruhr, Moltkestraße 30. Vorrichtung zum Auffangen von Gasen aus Schlammfaulräumen; Zus. z. Anm. P 58 343. 25. IX. 29.
- Kl. 85 d, Gr. 2. R 66 764. Karl Radlik, Berlin O 27, Alexanderstraße 14. Wasserversorgungsanlage für hochgelegene Versorgungsgebiete. 16. II. 26.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung. Herausgegeben von Dr.-Ing. u. Dr. sc. techn. e. h. E. Mörsch, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart. Fünfte vollständig neu bearbeitete und vermehrte Auflage. II. Band, 2. Teil (Brücken), 1. Lieferung. Mit 218 Textabbildungen. Verlag von Konrad Wittwer in Stuttgart, 1930. Preis geheftet RM 9.—.

In 5. Auflage erscheint die 1. Lieferung des 2. Teiles des II. Bandes des bekannten Mörschschen Buches. Sie befaßt sich mit Balkenbrücken. Die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken DIN 1075, die kürzlich erschienen sind, sind in dem Text des Buches verarbeitet.

Der Inhalt selbst gliedert sich in Brücken mit balkenartigem Tragwerk, in Plattenbalken- und Trogbrücken. Von Balkenbrücken werden Beispiele von einfachen Balken mit Kragarm, mit Gegengewichten und mit eingespannten Enden gezeigt. Ferner werden Beispiele von freiauffliegenden, durchlaufenden Plattenbalken, Brüstungsträgern, Balken mit verdeckten Endfeldern, durchlaufende Gelenkträger und Balken auf elastisch eingespannten Stützen und geschlossene Trogbrücken dargestellt. Den Abschluß der 1. Lieferung bilden Brücken mit durchbrochenen Trägern.

Die sehr berechtigte Kritik über Vierendeck-Träger benutzt der Verfasser zu einer Polemik über die Frage der Schub- und Scherspannungen sowie der Schubsicherung. Er vertritt seine allgemein bekannten Ansichten, die m. E. in den Schlußfolgerungen auf vollwandige Träger nicht berechtigt sind.

Die einzelnen Beispiele, die fast sämtlich der Praxis der Firma Wayß & Freytag A.-G. entnommen sind, sind sorgfältig ausgewählt. Die Darstellung der konstruktiven Einzelheiten wird dem Eisenbetonkonstrukteur nützlich und lehrreich sein.

Stiefmütterlich und einseitig behandelt wird der allgemeine Teil. So wird für den Rostschutz der Eiseneinlagen eine Mindestmenge von 300 kg Zement/cbm Beton verlangt. Diese Forderung, die in die amtlichen Bestimmungen übergegangen ist, ist in der allgemeinen Form wohl nicht mehr aufrecht zu erhalten. Erfreulich ist, daß der Verfasser jetzt von dem Vorsatzbeton abrückt, der lange Zeit als Rostschutz überschätzt wurde.

Trotz einzelner durch die besondere Einstellung des Verfassers bedingter nicht zu verallgemeinernder Anschauungen bleibt das Buch wertvoll, wie es in den früheren Auflagen war.

E. P.

Zwanglose Mitteilungen aus dem G. H. H.-Konzern. Jahrgang 5 bis 10 Hefte. Vertrieb durch VDI-Verlag G. m. b. H. Berlin. 1. Heft DIN A 4, 24 Seiten mit 32 Abbildungen und 14 Zahlentafeln. Preis RM 3.—.

Die Gutehoffnungshütte, Oberhausen und die ihr nahestehenden Unternehmen Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Maschinenfabrik Eßlingen, Deutsche Werft, Hamburg, Schwabische Hüttenwerke, Wasseraffingen, Osnabrücker Kupfer- und Drahtwerk, Eisenwerk Nürnberg, Zahnradfabrik Augsburg, Degendorfer Werft, Eisenbau Essen und Haniel & Lueg, Düsseldorf haben sich entschlossen, allgemein interessierende Erfahrungen und Versuchsergebnisse ihrer Forschungsanstalten in zwanglos erscheinenden Mitteilungen zu veröffentlichen. Der Konzern will entsprechend der Vielseitigkeit der zusammengeschlossenen Werke in den Mitteilungen alle Sachgebiete behandeln, die in den regelmäßigen Sitzungen seiner Leiter und Mitarbeiter der Versuchsanstalten, des Gießerei-Ausschusses, der Werkzeug- und Fabrikeinrichtungs-Ingenieure und des Schweißerei-Ausschusses auf der Tagesordnung stehen. Den Vertrieb dieser „Mitteilungen“ hat der VDI-Verlag übernommen.

Bestimmend für den Aufbau der Mitteilungen ist die Aufgabe der technisch-wissenschaftlichen Konzernausschüsse, eine Brücke zwischen Wissenschaft und Praxis zu schlagen, einerseits dem Praktiker die Theorien der wissenschaftlichen Forschung zu vermitteln und andererseits dem Wissenschaftler die Bedürfnisse der Praxis zu übermitteln und ihn zu neuer Forschung anzuregen. Es werden also vornehmlich solche Arbeiten veröffentlicht werden, die in ihrer Problemstellung und ihrem Aufbau von vornherein die Gewähr geben, ein allgemeines Interesse zu wecken. Außer den Untersuchungen über Eigenschaften und Eignung der von den Konzernwerken hergestellten Erzeugnissen sollen auch Aufsätze allgemein technischen Inhalts Berücksichtigung finden.

Heft 1 der „Mitteilungen“, das im September im VDI-Verlag erschienen ist, bringt Untersuchungen über witterungsbeständige Stähle, über Erfahrungen über die Prüfung der Dauerfestigkeit verschiedener Werkstoffe auf der MAN-Biegeschwingungsmaschine und über den Einfluß des Gefügestandes und der Zusammensetzung von Gußeisen auf die Verschleißfestigkeit mit besonderer Berücksichtigung des Phosphorgehalts.

E. P.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Ordentliche Mitgliederversammlung der Deutschen
Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1930

Wissenschaftlicher Teil.

Vorsitz.: Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. G. de Thierry.

Zeit: Sonnabend, den 1. November 1930, nachm. 5 Uhr.

Ort: Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27, Ingenieurhaus.

Im wissenschaftlichen Teil der Versammlung sprach zunächst Herr Ministerialrat Dr. Friedrich Schmidt vom Reichsarbeitsministerium Berlin über die „Beschaffung von Bauarbeit im Winter“.

Die Umwandlung des Baugewerbes zu einem Dauergewerbe würde durch einen möglichst gleichmäßigen Arbeitsprozeß die Erzeugungskosten vermindern und erhebliche wirtschaftliche Vorteile schaffen. Zur Zeit starker Arbeitslosigkeit würde dies nur eine Verteilung der Arbeitslosigkeit auf einen größeren Zeitraum bedeuten, wenn es nicht gelingen würde, über das normale Bauprogramm hinaus zusätzliche Winterarbeit zu beschaffen. Die Abneigung gegen Winterarbeit im Baugewerbe ist außer durch die Gefahr schädlicher Frosteinwirkungen auch durch Sitte und Gewohnheit begründet, denn die stärkere Anwendung des Skelettbauens, die künstliche Austrocknung von Bauten, der Zusatz von Frostschutzmitteln zu Mörtel und Beton, die künstliche Anwärmung der Baustoffe und nicht zuletzt die frostsichere Umhüllung ganzer Bauteile und Bauten geben die Möglichkeit, ohne wesentliche Mehrkosten nahezu alle Bauarbeiten des Hoch- und Tiefbaues selbst bei stärkeren Frostgraden auszuführen. Auf dem Gebiete der Winterbaumaschinen ist Amerika bahnbrechend vorangegangen. Die Mehrkosten darf man bei uns in Deutschland, obwohl noch nicht genügend Erfahrungen vorliegen, bei Hochbauten auf 3 bis 5%, bei Tiefbauten auf 5 bis 6% der Gesamtkosten annehmen. Die Bewilligung von öffentlichen Mitteln für Notstandsarbeiten muß davon abhängig gemacht werden, daß sich der Unternehmer verpflichtet, einen Teil der Notstandsarbeiten während der arbeitsarmen Monate durchzuführen. Es muß versucht werden, den für die Winterarbeiten erforderlichen Mehraufwand zu berechnen und dem Unternehmer zu ersetzen. Durch rechtzeitige Bereitstellung von Vorschüssen auf die Haushaltsmittel für alle Bauaufträge müssen die öffentlichen Stellen eine zeitige Inangriffnahme der Bauarbeiten ermöglichen. Die Öffentlichkeit muß über den Nutzen der Winterarbeit aufgeklärt werden, insbesondere würden die niedriger als die Sommerpreise gehaltenen Winterpreise die Verbraucher anreizen.

Herr Magistratsoberbaurat Usinger vom Brückenbauamt der Städt. Tiefbaudeputation, Berlin, hielt einen Vortrag über „Der Brückenbau Berlins im letzten Jahrzehnt“. Zunächst beschrieb er in großen Umrissen die Geschichte der Berliner Brücken seit der Gründung der Stadt im 13. Jahrhundert. Im Bereich von Groß-Berlin gibt es über 1000 Brücken, von denen rund 420 in städtischer Verwaltung sind. In den letzten drei Jahren wurden 35 Mill. Mark für Brückenbauten ausgegeben. Die großen Brückenbauten des letzten Jahrzehnts lassen sich nach zwei Gesichtspunkten ordnen: Erstens müssen die Berliner Wasserstraßen für Großraumschiffe erschlossen werden. Hier sei nur auf die Charlottenbrücke in Spandau, die Hugo-Preuß-Brücke über den Humboldthafen sowie die im Bau befindliche Jannowitzbrücke hingewiesen; das letztgenannte Bauvorhaben bietet ganz außerordentliche Schwierigkeiten, da vier Verkehrswege übereinander liegen, nämlich Untergrundbahn, Spree, Straße und Stadtbahn. Die zweite große Gruppe von Brückenbauten wird dadurch veranlaßt, daß die Zugangsstraßen zur Stadt an den Kreuzungsstellen mit der Ringbahn durch veraltete Bauwerke in einem für den heutigen Verkehr unerträglichen Maße eingengt werden. Hier verursachen vor allem die Unterführungen wegen der Aufrechterhaltung des Ringbahnbetriebes große Schwierigkeiten und Kosten; in mehreren Fällen mußte gleichzeitig ein Untergrundbahntunnel mit durchgeführt werden, wie es an der Frankfurter Allee, der Bergstraße in Neukölln und der Berliner Straße in Tempelhof erforderlich war. Zuletzt behandelte der Vortragende die Tunnelbauten unter der Königstraße in Wannsee und unter der Spree in Friedrichshagen, die beide dem Ausflugsverkehr dienen sollen. Nachdrücklich wurde betont, wie abwegig es sei, sich durch die Not der Gegenwart davon abhalten zu lassen, die zukünftige Entwicklung der Stadt dadurch zu hemmen, daß man großzügige und vorausschauende, für das Werden und Gedeihen der Stadt notwendige Verkehrsbauten, insbesondere Brückenbauten unterlasse.

Bericht über die Besichtigungen anlässlich der Ordentlichen Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen (vom 1. bis 3. November 1930).

Die Besichtigungen begannen mit dem Besuch der Söse-Talsperre bei Osterode im Harz am 2. November. Herr Baudirektor Dipl.-Ing. Kennerknecht von den Harz-Wasserwerken der Provinz Hannover empfing die Teilnehmer, führte sie und gab in einem aus-

führlichen Vortrag Erläuterungen. Die 25 Mill m³ fassende Sperre ist das erste Glied eines Bauvorhabens, das die großzügige Trinkwasserversorgung von Teilen der Provinz Hannover, insbesondere des oberen Leinetales, zum Ziele hat, ferner Hochwasserschutz und Kraftgewinnung ermöglichen soll. Weitere Speicher sind geplant. Dem Hauptbecken der Sösesperre ist ein Vorbecken vorgelagert, in dem sich Schlamm und Schwemmsel abscheiden sollen, und unterhalb des 56 m hohen Erdsperrdammes befindet sich ein weiteres kleines Becken, das durch Bodenentnahme entstanden ist und zu Sportzwecken nutzbar gemacht werden soll. Der durch einen Betonkern gedichtete Damm besitzt eine Kronenlänge von 500 m und eine Kronenbreite von 8 m sowie eine Sohlenbreite von 250 m. Der Betonkern von 1,25 m Kronen- und 7 m Sohlenbreite hat senkrechte Fugen, die gleichzeitig Kontrollschächte aufnehmen, außerdem aber eine waagerechte Fuge nahe der Sohle, wodurch die statische Wirkung des Kernes klar umgrenzt werden soll. Bis zur Fertigstellung des erst in den Anfängen befindlichen Sorpedammes im Ruhrgebiet wird dieser Damm der erste und größte seiner Art in Europa sein. Die Bauarbeiten werden im nächsten Frühjahr beendet sein, und die Gesamtbaukosten werden einschließlich Grunderwerb rund 7 Mill. RM betragen.

Der 3. November war Besichtigungen in und bei Magdeburg gewidmet. Als erstes Bauwerk wurde das neue in Stahlskelettbauweise errichtete Hochhaus (Neubau des Betriebs- und Verwaltungsgebäudes für Magdeburgische Druckerei und Verlags G. m. b. H.) besichtigt. Die Stahlbauweise wurde hier trotz ihrer höheren Kosten wegen der größeren Leichtigkeit und der bequemeren Möglichkeit der Vornahme von Änderungen gewählt. Die Konstruktion ist besonders durch die systematisch durchgeführte Verwendung von Erschütterungs- und Schallisierungsbaustoffen bemerkenswert. Gemessen an der sachlichen Bauart und an dem freundlichen Eindruck, den die fertiggestellten Maschinenräume dem Beobachter boten, wird das neue Gebäude ein bereites Zeugnis von einsichtsvoller Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Architekten (berat. Ing. G. Mensch, Berlin und Architekt Reg.-Baumeister Schaeffer-Heyrothsberge, Magdeburg) ablegen.

Die Bedeutung, die Magdeburg durch seine zukünftige Lage am Mittellandkanal gewinnen wird, ward aus den umfangreichen Bauarbeiten ersichtlich, die in der Nähe des Verschiebehofes Rotensee für die Mittellandkanalhafen Magdeburg A.-G. im Gange sind; deren Bauten erläuterte Stadtbaurat Goetsch, Magdeburg, in einem Vortrage. Von einem zum Kanalabstieg parallelen 2,5 km langen Kanal zweigen drei 72 m breite und je 600 m lange Hafenbecken ab, die für den Umschlag der elektrolytischen Zinkhütte von Gesches Erben mit 60 000 t Jahresleistung, der Mitteldeutschen Kraftwerke A.-G. mit 70 000 kW Leistung und der Großgaserei der Deutschen Continentalen Gas A.-G. mit 70 Mill. m³ Jahresleistung für die Kohlenanfuhr dienen sollen. Den Betrieb nimmt z. Zt. gerade die Großgaserei auf, während der Bau des Großkraftwerks zur Zeit auf Pfählen gegründet wird.

Von den eigentlichen Arbeiten am Mittellandkanal interessierte sehr die Ausgestaltung der Mündung des Kanalabstiegs in die Elbe. Mittels eines schwedischen Verfahrens der Unterwasserbetonierung ist es hier gelungen, ohne umfangreiche Grundwasserabsenkung die großen Betonmassen zu verbreiten. Am Damm des Kanals, der im Widerlager der zu bauenden Kanalbrücke über die Elbe jetzt sein Ende hat, hatten dann die Teilnehmer an der Besichtigung Gelegenheit, die Schüttung im Spülkippenbetrieb zu beobachten, wie er aus dem Braunkohlentagebau übernommen worden ist. Das rd 16 m hohe Gefälle zwischen Kanal und Elbe wird durch ein Schiffshebewerk überwunden werden. Die zur Aufnahme der Schwimmer erforderlichen tiefen Schächte sollen im Gefrierverfahren abgeteufelt werden, zu dessen Erprobung eine besondere Frostversuchsanstalt dient. In dieser hielt als Abschluß der Besichtigung Herr Strombaudirektor Dr.-Ing. Zander, der Leiter der Bauarbeiten des Mittellandkanals, einen zusammenfassenden Vortrag über den Kanalbau, aus dem die große technische und volkswirtschaftliche Bedeutung dieses gewaltigen Werkes, mit seinen zahlreichen Brücken, Verkehrsanlagen und sonstigen Nebenbauten sinnfällig hervorging.

Die Teilnehmer an der Besichtigung vereinigten sich danach in der Baukantine der Firma Polensky & Zöllner, die einen großen Teil der Arbeiten ausführt, mit den Herren der Elbstrombauverwaltung und den Vertretern der Fa. Polensky & Zöllner zu einem Mittagessen.

Straßenbautagung auf der Leipziger Frühjahrsmesse.

Mit Unterstützung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, der neuen Deutschen Gesellschaft für Bauwesen und einer Reihe anderer Verbände veranstaltet das Leipziger Messeamt eine Straßenbautagung während der Leipziger Frühjahrsmesse 1931 vom 5. bis 7. März. Nähere Bekanntmachungen folgen.

Denken Sie bitte daran, jetzt den Mitgliedbeitrag für 1930 einzuzahlen!