

Alle Rechte vorbehalten.

Die Energievernichtung an Wehranlagen.

Von Reg.-Baumeister A. Schäfer, Stuttgart.

Die starke Energienutzung bei Wasserkraftwerken macht es notwendig, Hochwässer, die oft der mehrfachen Größe der höchsten Betriebswassermenge entsprechen, als Überfall oder Druckstrahl, über oder unter der sich im Stau befindlichen Wehrkonstruktion abzuführen. Große Wassermengen werden durch diese Maßnahme gezwungen, die ganze Stauhöhe zu durchfallen, und bilden im Unterwasser, auf kurze Strecke, einen wilden Strom von ungeheurer Gewalt. Die frei werdenden Energien müssen sich austoben. Ist im Flußbett unterhalb des Wehres kein Unterwasser vorhanden, so saugen, nagen und graben die mit großer Geschwindigkeit schießenden Wasserstrahlen an der Sohle. Steinwalzen, Sohlenpflaster aus zentnerschweren Steinen werden von den rasch wechselnden Druck-, Zug- und Stoßwirkungen in kurzer Zeit zerstört. Stemmt sich ein vorhandenes Unterwasser gegen die anstürzenden Stromgewalten, so wühlen rasch drehende Walzen und Wirbel tiefe Kolke in eine ungenügend geschützte Sohle. Der Unterschied ist nur, daß die Abbremslänge bei vorhandenem Unterwasser geringer ist, der Angriff auf die Kunstbauten und die Sohle ist gleich schlimm. Größere Schäden, die in den letzten Jahren im Unterwasser verschiedener Wehrbauten entstanden, ließen mehr als je wieder die Frage der Energievernichtung an Wehranlagen in den Vordergrund treten. Zu welchen Kraftwirkungen ein reißender Wasserstrom fähig ist, zeigen die Schäden in hochwasserbedrohten Ortschaften, wo Wildbäche ganze Straßen aufrissen, Bäume entwurzten und steinerne Brunnenröge fortschleppten. Selbst Granit hält nicht stand, wie die Kolkwirkungen in den Wehranlagen Kachlet, Partenstein und Forbach zeigten.

Am schlimmsten und unwiderstehlichsten ist die Wirkung der Stoßkraft, wenn große Flächen sich ihr entgegenstellen, was sich ohne weiteres aus ihrer Formel $P = \gamma \cdot \frac{F v^2}{g}$ ergibt. Tückischer und daher oft gefährlicher als die Stoßwirkung, gegen die eine wagerechte gut gepflasterte Sohle an und für sich ziemlich geschützt wäre, wird für diese die Saugwirkung schießender, sich von der Sohle ablösender Wasserstrahlen oder rasch sich drehender Walzen und Wirbel. Wie starke Luftwirbel Dächer und Häuser emporheben können, vermögen Wasserwirbel durch Unterdruck schwere Steine aus der Sohle zu saugen. Zieht man noch die Parallele mit den Kavitationserscheinungen an Turbinen und Wehrschützen, wo die Hohlraumbildungen den Bestand einer ganzen Anlage gefährden können, dann bekommt man einen richtigen Begriff von der Zerstörungskraft dieser blitzschnell wechselnden Beanspruchungen zwischen Zug und Druck. Aber nicht nur Unterdruckräume in den Tiefen des Wassers, sondern auch Druckschwankungen auf der Sohle, verursacht durch Wellenberge und Täler, wirken furchtbar zerstörend selbst auf eine gut abgeplattete Sohle, oder auf plattigen und klüftigen Fels. Wie Abb. 1 zeigt, entstehen dadurch die gefährdeten Grundquellen; vermag doch ein 40 cm tiefes Wellental eine Sohlenplatte von rd. 30 cm Stärke abzuheben. Gering mutet gegenüber diesen Kraftwirkungen die Folgerscheinung der Schleppkraft, ausgedrückt durch die Formel $P = \gamma t J$, an.

Der Ausbildung des Abfallbodens ist stets besondere Sorgfalt zu widmen. Die einfachste, aber auch die kostbilligste Sicherung ist ein reichlich langer und starker Abfallboden aus Beton oder großen Betonblöcken. Aus der Bedingung, daß die lebendige Kraft des abstürzenden oder unter Druck durchströmenden Wassers durch die Stemmwirkung des Unterwassers zum größten Teil vernichtet wird, ergibt sich unter der Annahme eines stetig anwachsenden Wasserauflafrückens nach Abb. 2 folgende Arbeitsgleichung auf 1 m Wehrbreite bezogen:

Lebendige Kraft des Wasserstrahles = Arbeit der mittleren Wasser auflaufkraft:

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \frac{Q}{g} (v_1^2 - v_u^2) = \gamma \left(h - \frac{x}{2} \right) \frac{x}{2} \cdot y.$$

In einem praktischen Fall war $Q = 3 \text{ m}^3/\text{sek}$, $v = 4,43 \sqrt{h} = 4,43 \sqrt{5,1} = 10 \text{ m/sek}$, $v_u = 1,7 \text{ m/sek}$, $hu = 1,45 \text{ m}$, $x = 0,30 \text{ m}$.

Mit diesen Werten erhält man für die Abbremslänge

$$y = \frac{0,15 (100 - 2,9)}{1,55 \cdot 0,15} = 62 \text{ m}.$$

Die praktischen Erfahrungen haben gelehrt, daß in Übereinstimmung mit diesem Ergebnis ein wagerechter Wehrabfallboden bei etwa 5 m Stauhöhe auf nahezu 50 m Länge gut befestigt werden muß.

Ein vertieftes Wassersturzbecken nach Abb. 3 vermag durch die Bildung einer größeren energieverzehrenden Deckwalze schon eine wesentliche Verbesserung zu bringen, wenn auch ein Totfallen des abstürzenden Wassers erst bei praktisch nicht ausführbaren Tiefen erreicht wird. Versuche

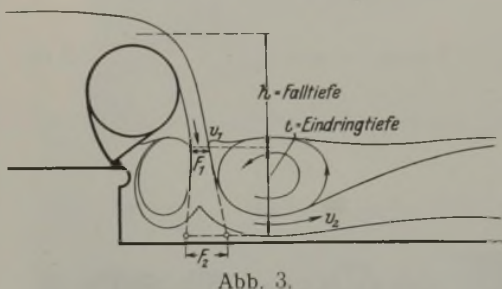


Abb. 3.

haben gezeigt, daß ein geschlossener luftfreier Strahl bei kleinen Fallhöhen um ein Mehrfaches der Höhe in das Unterwasser eindringt. Es wäre von großem Vorteil, wenn die Forschung dieses Gebiet der Strahldurchdringungen möglichst bald aufklären würde. Nach der Arbeitsgleichung wird erhalten

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \frac{F_1 v_1}{g} (v_1^2 - v_2^2) = \frac{F_1 + F_2}{2} \cdot \frac{t}{2} \cdot \gamma t.$$

Setzt man näherungsweise für kleinere Höhen $F_1 = F_2$ und $v_2 = 0$, so ergibt sich die Eindringtiefe $t = 3 \sqrt{h} \sqrt{h}$. Für eine Fallhöhe von 5 m wäre demnach zum Totfallen des Wasserstrahles eine Wassertiefe von 10 m erforderlich. Der Hauptvorteil eines vertieften Absturzbeckens liegt daher in der Raumschaffung für energieverzehrende Walzen.

Die lebendige Kraft einer Walze wird ausgedrückt durch die Formel

$$E = \frac{J p_0 \omega^2}{2} = \frac{J p_0 v^2}{2 r^2} = \gamma \frac{\pi r^4 l v^2}{2 g 2 r^2} = \gamma \frac{\pi r^2 v^2}{4 g} \cdot l.$$

Eine Walze von 2 m Durchm. und 1 m Länge, die mit 5 m/sek Umfangsgeschwindigkeit umläuft, verzehrt demnach $E = \frac{3,14 \cdot 1^2 \cdot 25}{4 \cdot 10} = 2 \text{ tm}$;

da diese Drehungsenergie der Strömungsenergie entnommen wird, erhält hieraus die Bremswirkung der Wasserwalzen. Wenn die Bildung einer Deckwalze bei einer Energievernichtungsanlage demnach stets zu erstreben ist, so darf man nicht übersehen, daß eine Grundwalze, die sich auf einer schlecht oder nicht geschützten Sohle dreht, mehr Schaden als Nutzen bringt. Die kreisenden Wasserstrahlen leisten eine hier sehr unerwünschte Wühlarbeit und reißen sogar schwere Steine empor.

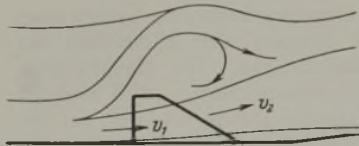


Abb. 4.

Gut ist auch die Wirkungsweise der Querschwellen, durch die der Strahl gezwungen wird, die überlagernden Wasserschichten zu durchbohren, nur muß dann im Bereich des Wellentales und der Tiefenwalze die Sohle stark befestigt sein. Die Steighöhe des Strahles über das Unterwasser läßt sich näherungsweise berechnen aus der Arbeitsgleichung:

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \frac{F v_1}{g} (v_1^2 - v_2^2) = \gamma F \cdot \frac{t^2}{2},$$

woraus sich $v_2^2 = v_1^2 - \frac{g t^2}{v_1}$ und $h = \frac{v_2^2}{2 g}$ ergibt.

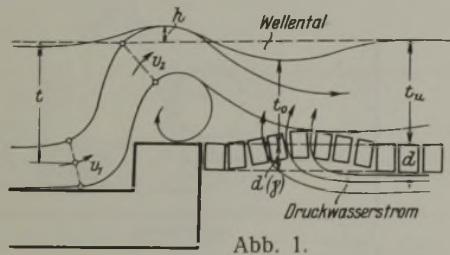


Abb. 1.

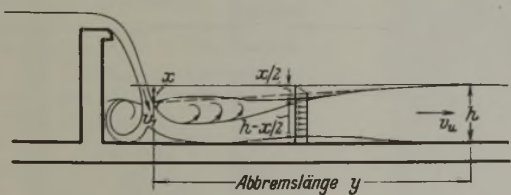


Abb. 2.

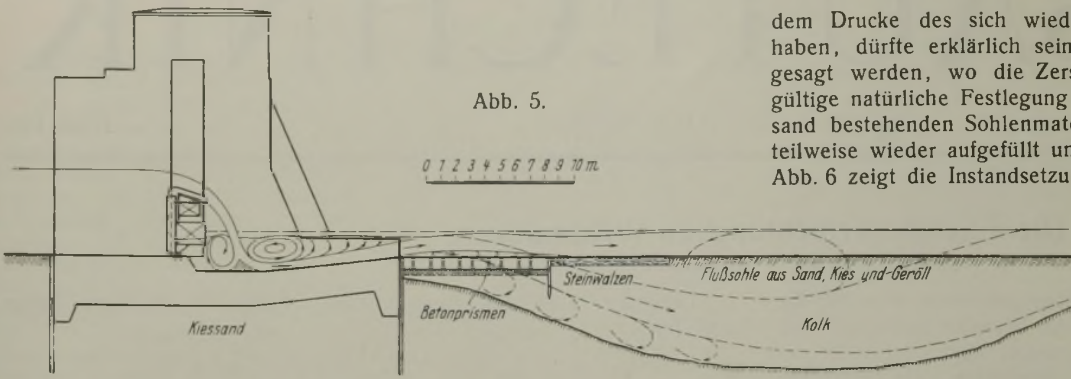


Abb. 5.

dem Drucke des sich wieder senkenden Strahles nicht standgehalten haben, dürfte erklärlich sein. Es kann deshalb nicht mit Bestimmtheit gesagt werden, wo die Zerstörung ihren Ausgang nahm. Da die endgültige natürliche Festlegung der Kolkentiefe bei dem schlechten aus Kiessand bestehenden Sohlenmaterial nicht abzusehen war, wurde der Kolk teilweise wieder aufgefüllt und mit 1 m starken Betonprismen abgedeckt. Abb. 6 zeigt die Instandsetzungsarbeiten, man erkennt die Schalarbeiten für die Betonprismen und die Steinablagerungen, die größtenteils von den zerstörten Sohlenschutz-Steinwalzen herkommen, die mit starkem Maschendraht umgeben waren. Nachdem der Abfallboden auf nahezu 60 m Länge gut befestigt war, ist er zur Ruhe gekommen.

Da die Wasserstrahlen den Widerständen ausweichen, ist der Energievernichtungsgrad einer senkrechten Schwelle praktisch noch so groß.

Wird die Querschelle durchbrochen, so entsteht die Zahnschwelle (Abb. 4). Sämtliche die Zahnöffnungen durchfließenden Wasserstrahlen erleiden durch die plötzliche Querschnittserweiterung einen Druckhöhenverlust $h_v = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$. Der entsprechende Energieverlust ist $E_v = \gamma Q h_v = \gamma F v_1 \cdot \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$.

Ist z. B.: $F = 1 \text{ m}^2, v_1 = 10 \text{ m/sek}, v_2 = 8 \text{ m/sek}$, so wird $E_v = \frac{1 \cdot 10 \cdot 2^2}{20} = 2 \text{ tm}$.

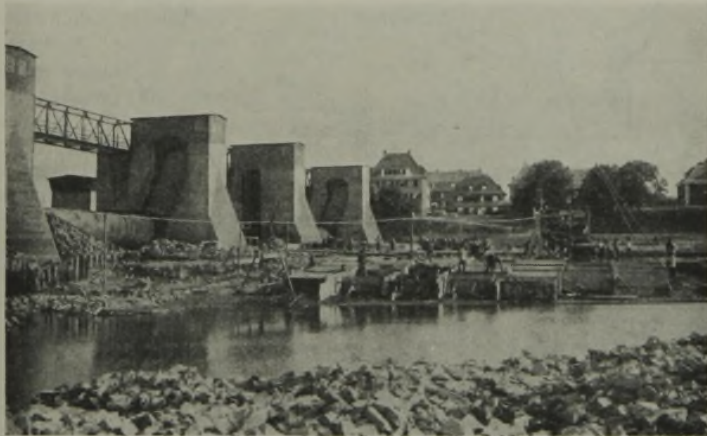


Abb. 6.

Eine gut ausgebildete und an richtiger Stelle angeordnete Zahnschwelle vermag demnach eine ziemlich große Energiemenge zu zerstören, erforderlich ist jedoch, daß sie an Stellen großer Geschwindigkeiten steht. Zahnschwellen, die weit vom Hauptstrahl, etwa am Ende einer Wehrpforte angeordnet sind, wirken hauptsächlich kolkverlegend, die Energievernichtung ist sehr gering.

Abb. 5 zeigt den Querschnitt eines Wehres mit vertieftem Sturzbett und ansteigendem Wehrboden. Schon nach zweijähriger Betriebsdauer zeigte sich ein etwa 50 m langer und bis zu 7 m tiefer Kolk, der den Bestand des Wehres gefährdete. Seine Entstehung ist in Anbetracht des kurzen Abfallbodens aus Beton, in erster Linie den rasch auf der Sohle schießenden und saugenden Wasserstrahlen zuzuschreiben. Ferner entstehen durch den Aufprall auf das sich entgegenstimmende Unterwasser rasch drehende lotrechte Wirbel, dazu gesellen sich namentlich bei wachsender Kolkentiefe noch grabende Grundwalzen. Die Hauptursache der raschen Zerstörung der ziemlich stark gebauten Anlage wird hier der durch den abgehobenen Hauptstrahl entstandene Unterdruckraum, der die Sohlenprismen lossaugte, gewesen sein, daß jedoch auch die Steinwalzen

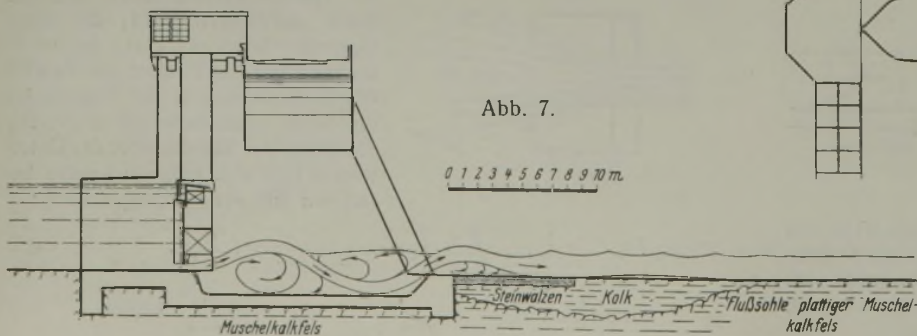


Abb. 7.



Abb. 8.

wieder die Richtung gegen die Sohle gibt, so daß sich seine zerstörende Wirkung als Bodenstrahl noch auf eine große Länge fortsetzt. Auch an diesem Wehr mußte nach zwei Jahren eine neue Sohlensicherung angeordnet werden, da der Kolk in bedenkliche Nähe der Wehrbauten kam. Die jetzige Sohlensicherung besteht aus einer den Felsen auskleidenden, etwa 50 cm starken Betonschicht, auf die mit Zwischenräumen mächtige Betonquadern gesetzt wurden. Die schräge Schwelle verwandelte man in eine

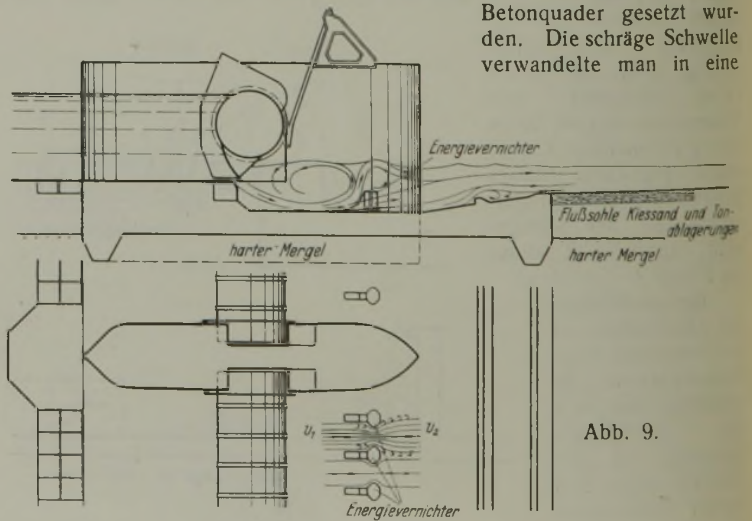


Abb. 9.

Zahnschwelle. Weitere Schäden sind bis heute nicht entstanden. Aus dieser Sohlensicherung kann man die Lehre ziehen, daß hinter einer Energievernichtungsanlage auf kurze Strecke eine gut befestigte Sohle zu folgen hat.

Die beiden besprochenen Wehranlagen wurden später in ein Versuchsgerinne eingebaut. Bei den Versuchen, die im Maßstabe 1:25 durchgeführt wurden, stellten sich im Sandbette genau dieselben Schäden ein wie in der Natur. Man sollte daher die geringen Kosten solcher Modellversuche nicht scheuen.

Die sehr fortschrittlich handelnde Neckarbaudirektion Stuttgart, die bekanntlich in Ladenburg und Heidelberg die ersten umlaufreifen Schleusen mit Energievernichtung des ein- und ausströmenden Wassers zur Ausführung brachte,¹⁾ ist aus Ersparnisgründen auch auf diesem Gebiete führend vorangegangen. Sie brachte auf Grund vieler Versuche im verwaltungseigenen Versuchsgerinne in letzter Zeit einen vollkommen neuartigen

erkennen. Die breite gebrochene Anlauffläche begünstigt die Bildung der Deckwalze, die an ihr emporsteigenden und durch die Querschnittverengung emporgepreßten Strahlen reißen selbst großes auf der Sohle wanderndes Treibzeug wie Grundeis und Baumstämme über die Prismen hinweg. Ein Verstopfen und damit Wirkungsloswerden der Anlage ist, wie gerade in dieser Hinsicht durchgeführte Versuche gezeigt haben, ausgeschlossen. Durch die schrägen Auffangflächen werden die Strahlen am Ausweichen gehindert, es tritt eine wesentliche Geschwindigkeitsvermehrung im kleinsten Querschnitt ein, und durch die darauf folgende Querschnittverengung wird die Geschwindigkeit nahezu vollständig vernichtet. Sämtliche Strahlen, die sich dem Hindurch-

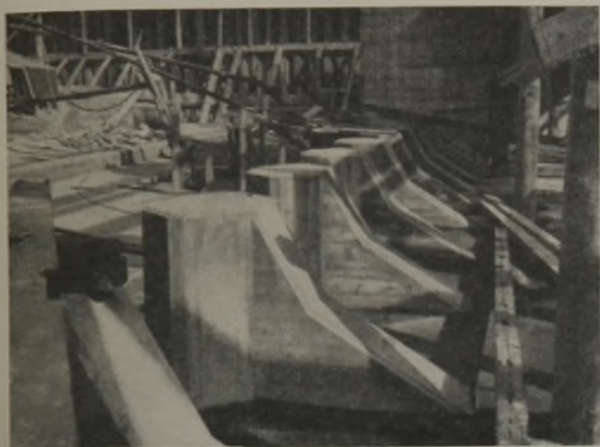


Abb. 10.

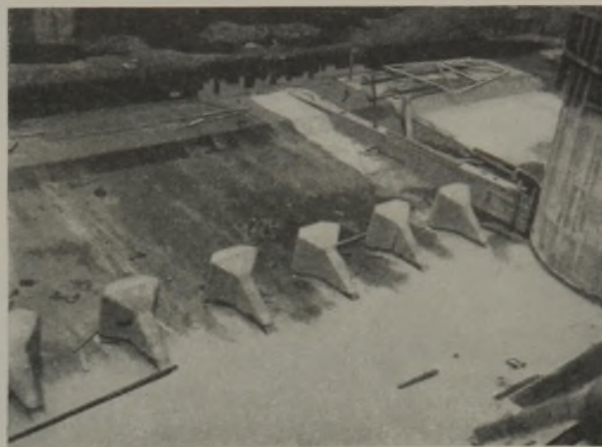


Abb. 11.

Abfallboden an drei verschiedenen Wehranlagen zur Ausführung, der in Abb. 9 dargestellt ist. Auf der Wehrpforte stehen prismatische 1,4 m hohe Energievernichter, deren Abstand so bemessen ist, daß nur die Hälfte der Wehrlänge durch die Prismen verbaut wird, so daß Geschiebe und Eis unbehindert durchgespült werden können. Um den hydraulisch notwendigen Durchflußquerschnitt nicht zu stören, stehen die Prismen in einem 1,8 m tiefen Absturzbecken, was hauptsächlich noch den Vorteil hat, daß sich eine energieverzehrende Deckwalze von großen Maßen bildet. Bei Versuchen ohne Energievernichter wurde durch die Gewalt der schießenden Wasserstrahlen die Deckwalze weggetragen; die in Abb. 9 eingezeichneten Stromlinien lassen die Wirkungsweise der Anlage leicht

zwängen entziehen, werden senkrecht nach oben gepreßt. Das Überspringen des Hindernisses, das bei der unvermittelten Querschnittverengung eintritt, wird hierdurch vermieden. Die Strahlen müssen die überlagernden Schichten durchstoßen und verlieren auf diese Weise ihre Energie. Um auf alle Fälle gegen rasch fließende Bodenstrahlen geschützt zu sein, ist 5 m vor dem Ende des Abfallbodens noch eine 40 cm hohe Querschwelle angeordnet, die durch die gestellten Strahlen hervorgerufene kleine Walze rotiert noch innerhalb des festen Bodens. Die Versuche, die im Maßstabe 1:20 durchgeführt wurden, ergaben nach einstündiger Betriebsdauer eine so gut wie nicht angegriffene Sohle hinter dem festen Abfallboden. Das Versuchsmaterial war feinsten Quarzsand. Abb. 10 u. 11 zeigen die Energievernichter in der Ausführung.

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 31, S. 447.

Die Wiederherstellung des rechtseitigen Rheindammes bei Schaan (Liechtenstein).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. sc. techn. E. Wiesmann, Ingenieur, Zürich.

Durch den Rheindammbruch bei der Eisenbahnbrücke Buchs—Schaan vom 25. September 1927 wurde bekanntlich der größte Teil des Unterlandes des Fürstentums Liechtenstein überschwemmt und der Boden fast überall mit Schutt und Schlamm bedeckt (Abb. 1). In ihrer katastrophalen Ausdehnung stellt sich diese Rheinnot an die Seite derjenigen vom 26. Juni 1846, wo der Einbruch unterhalb Triesen stattfand und 12,5 km² Boden überschwemmte. Damals stand ebenfalls die ganze Talebene mehrere Wochen unter Wasser.

Die Hochwasserkatastrophe war eine Folge heftiger Regenfälle vom 23. bis 25. September 1927 im Bündner Einzugsgebiet des Rheines.

Am 22. September mittags zeigte die Pegelstation Reichenau noch einen Pegelstand von 2,56 m, der innerhalb dreier Tage (am 23. September, 6 Uhr nachmittags) auf 8,20 m anstieg. Die Schweizer Rheinbauleitung berechnet die höchste abgeführte Hochwassermenge mit etwa 2600 m³/sek.

Aus dem allgemein bekannten Hochwasservorgang werden hier einige Hauptpunkte kurz erwähnt.

Nachdem am 25. September um 7 Uhr abends die etwa 500 m unterhalb der Eisenbahnbrücke der österreichischen Bundesbahnen gelegene hölzerne Straßenbrücke weggerissen worden war, überflutete der Rhein die rechtseitige Dammkrone oberhalb der Eisenbahnbrücke. Der Dammkörper wurde durch Angreifen von der Landseite so rasch zerstört, daß sich die herbeigeeilte Hilfsmannschaft fluchtartig zurückziehen mußte.

Es entstand zu beiden Seiten der Eisenbahnbrücke, die teilweise einstürzte, eine ungefähr 300 m weite Dammlücke, durch die sich die trüben, Schlamm und Geschiebe führenden Wassermassen über das Land ergossen. Die Fluten wälzten sich vorerst gegen das Dorf Schaan längs dem Bahndamm, durchbrachen diesen und flossen gegen das weiter unten gelegene

Bendern und verwandelten die ausgedehnte Ebene in einen trüben See. Erst der weit in das Tal hineinspringende Felssporen bot dem Wasser Einhalt.

Durch eine Dammsprengung bei Bendern wurde ein Teil des Wassers wieder in das alte Bett zurückgeleitet, doch hatte sich der Strom inzwischen längs dem Binnendamm ein zweites tiefes Bett geschaffen und durchbrach den Damm bei der Gamperiner Mühle, so daß die Ebene bei Ruggell und Bangs ebenfalls unter Wasser gesetzt wurde. Erst bei der Illmündung kehrte das Wasser in das alte Rheinbett zurück.



Abb. 1. Überschwemmung der Ebene bei Schaan bis zum Schellenberg nach dem Dambruch vom 25. September 1927.

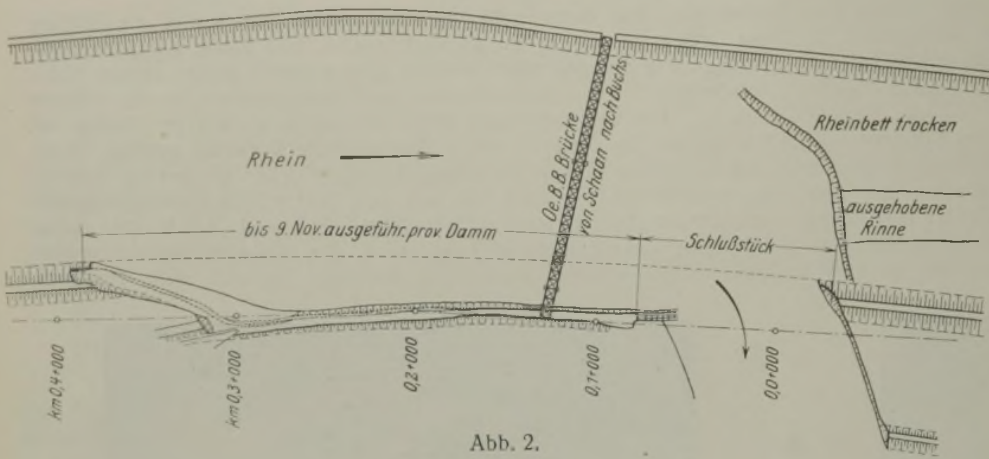


Abb. 2.

I. Schließung des Hilfs - Rheindammes bei Schaan.

Um den Rhein, der sich durch eine 300 m lange Dammlücke in das Liechtensteiner Land ergoß, in das alte Bett zurückzuführen, wurde auf Vorschlag der Rheinkorrektion beschlossen, einen Hilfsdamm auszuführen, genügend hoch und widerstandsfähig, um Winterhochwasser abhalten zu können (Abb. 2). Auf diese Weise sollte es möglich sein, bevor der eigentliche Hochwasserdamm zum Schutze gegen Sommerhochwasser hergestellt war, das Land trockenenzulegen.

Die Leitung der Herstellung des Hilfsdammes übernahm Oberingenieur Böhi von der Rheinkorrektion; er führte die Arbeiten mit Energie durch. Als noch das Schlußstück von ungefähr 30 m fehlte, wurden die Arbeiten durch eine starke Rheinanschwellung von etwa 2,5 m unterbrochen. Durch dieses Hochwasser wurde ein Teil des Hilfsdammes zerstört und überdies flußabwärts vom alten Rheindamm noch ungefähr 40 m weggerissen (Abb. 2). Dadurch war wieder eine Lücke von rd. 100 m Weite entstanden, durch die der ganze Rhein in das offene Gelände floß.

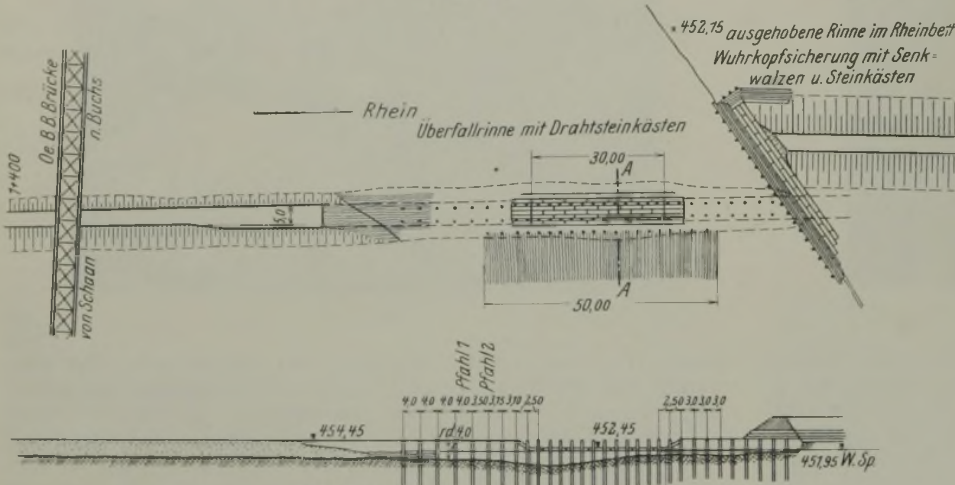


Abb. 3a.

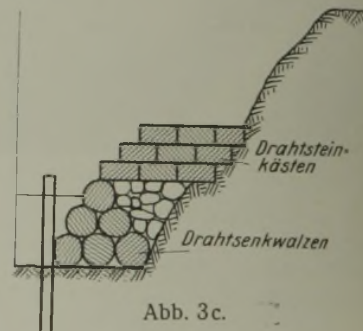


Abb. 3c.

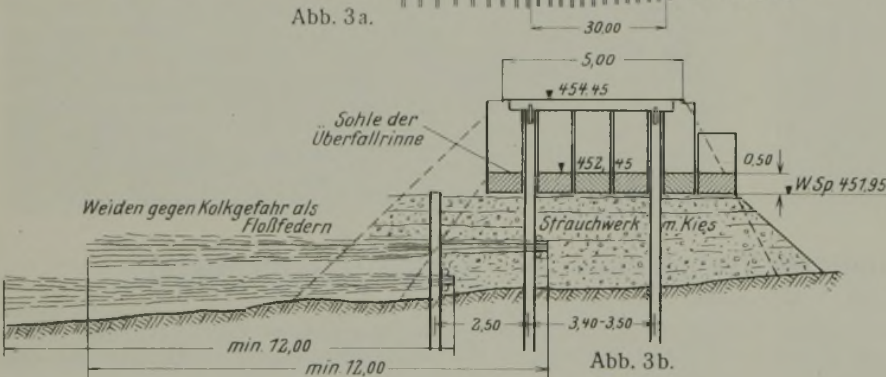


Abb. 3b.

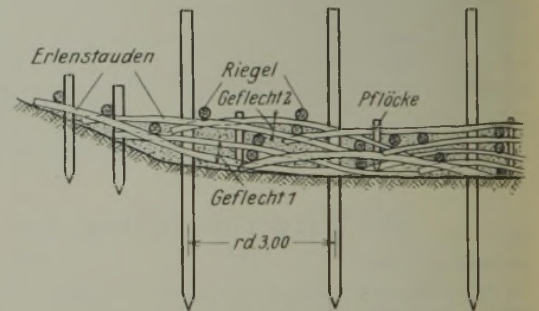


Abb. 4.

Zuletzt entstanden im Rheindamm zwei voneinander getrennte Lücken, diejenige, die zum Teil durch Sprengung erzeugt worden war und sich nach und nach auf 250 m erweiterte, und eine weiter unten gelegene,



Abb. 5. Ansicht des oberen Wuhrdammes mit Sicherung durch Drahtsteinwalzen.

Das Verhalten der erregten Bevölkerung von Schaan veranlaßte in der Folge den bisherigen Leiter der Arbeiten, von der Leitung zurückzutreten. Er schlug der Regierung von Liechtenstein vor, die Arbeiten durch zwei Züricher Unternehmerfirmen¹⁾ in Regie auszuführen und einen besonderen Bauleiter zu ernennen. Dieser entwarf einen Plan zur Schließung des Hilfsdammes, nach der bewährten, beim Bau des Hilfsdammes bereits angewendeten Zopfwehr-Bauweise, die in Abb. 3a bis c dargestellt ist.

Die Zopfwehrbauweise besteht darin, daß ein mit Kies zu belastendes Flechtwerk aus Erlenstauden derart ausgeführt wird, daß es von einem festen Punkte des Dammes in der Achsrichtung vorgetrieben wird. Bei größerer Wassertiefe und starker Strömung werden zum Halten des Flechtwerkes starke Pfähle in das Flußbett eingerammt, um ein Abtreiben des Flechtwerkes zu verhüten, bevor es unter der Kieslast so weit absinkt, daß es auf dem Boden aufsitzt (Abb. 4).

Die Pfähle dienen überdies zur Herstellung eines Schüttgerüsts (Abb. 6 u. 7), um die Kiesfüllung einzubringen. Bei guter Kiesfüllung erhält das Ganze ein Raumbgewicht von 1,4. Sobald ein Geflecht von 60 bis 80 cm Stärke vom Wasser überflutet wird, wird eine neue Lage ausgebreitet und mit der unteren durch 1,50 m bis 2 m lange Pfähle verbunden. Auf diese Weise entsteht ein widerstandsfähiger Körper, dessen Teile wie ein Korbgeflecht zäh und elastisch zusammenhalten. Je nach der Wassertiefe und der Höhe des auszuführenden Dammes werden fünf bis zehn solcher mit Kies beladenen Geflechte übereinander gelagert. — An der Basis erhielt das Flechtwerk eine Breite von ungefähr 8 m, die bis zu der Krone auf 4 m abnahm.

Es mußte auch für die Sicherung des alten Hochdammes an der Abreißstelle gesorgt werden, um bei allfälligem Steigen des Rheines weitere

etwa 700 m weite Lücke. Es waren also drei Lücken zu schließen: die erste bei Schaan und die beiden zuletzt genannten.

Hier wird nur die erste Aufgabe erörtert, deren Lösung wir aus eigener Anschauung kennen.

¹⁾ Locher & Cie. und J. J. Rüegg & Cie., Zürich.



Abb. 6. Blick in das Rheintbett: Wasserrinne mit Transportsteg, unterer Dammkopf, Anschluß an Behelfs-Damm. 19. Dezember 1927. Temperatur -12° C.



Abb. 8. Kiesablagerungen auf dem überschwemmten Gebiet.



Abb. 7. Überfall mit Steg. Eisgang am 19. Dezember 1927. Temperatur -12° C.

des Dammes auf ungefähr $5 \text{ m}^3/\text{sek}$ zurückgingen. Die nachträglich ausgeführten Arbeiten bestanden in einer stärkeren Erhöhung des Dammes und in der Sicherung des alten Rheindammes durch Aufbringen von Drahtsteinmatratzen. Am 5. Januar 1928 konnten die Arbeiten als vollendet übergeben werden.

II. Wiederaufbau des Hochdammes bei Schaan.

Auf den Zeitpunkt der Vollendung des Hilfsdammes bei Schaan sind dann die Arbeiten für die endgültige Schließung der Einbruchsstelle vergeben worden.²⁾ Mit dem Rheinhochdamm an dieser Stelle waren auch die Binnendämme und der Bahndamm in Mitleidenschaft gezogen worden. Die gesamte Masse im Umfang von $90\,000 \text{ m}^3$ wurde zusammen mit dem Flußgeschiebe durch die Schleppkraft des Wassers auf weite Strecken mitgerissen und auf den Feldern des Hinterlandes und in den Binnenkanälen abgelagert (Abb. 8). Die Mächtigkeit der neuentstandenen Kiesbänke schwankte zwischen $0,20$ bis $1,50 \text{ m}$, und das allein bei Schaan damit überdeckte Kulturland hatte eine Fläche von rd. 30 ha . Das Gerinne des Hauptbinnenkanals füllte sich dabei auf eine Länge von 500 m vollständig auf. Ein großer Teil dieses Materials wurde zur Dammschüttung verwendet, zu dessen Gewinnung der weiter unten erwähnte Bucyrusbagger vortreffliche Dienste leistete.

Es wurde im Entwurf eine Dammerhöhung von 1 m über dem Hochwasser vom 25. September 1928 vorgesehen, dem entsprach eine Erhöhung von ungefähr $1,60$ bis $1,80 \text{ m}$ (Abb. 9).

²⁾ An das Unternehmerkonsortium Ed. Züblin & Cie. A.-G., Zürich, und Gebr. Hilti, Baumeister, Feldkirch und Schaan.

Abschwemmungen zu verhindern. Dies geschah hauptsächlich durch Aufschichten von Drahtstein- oder Senkwalzen. Sie wurden auf der Höhe des Vorlandes zwischen Haupt- und Binnendamm hergestellt und dann hinter die Pfähle hinuntergerollt, wo sie in zwei bis drei Schichten aufeinandergesetzt wurden. In Abb. 5 sind diese Walzen gut zu unterscheiden. Zur weiteren Sicherung des Wehrkopfes wurden auf die Drahtsteinwalzen noch Drahtschottermatratzen von $5,0 \times 1,0 \times 0,50 \text{ m}$ in Verband wie Läufer und Binder eines Quadermauerwerkes aufeinandergelegt (Abb. 3c).

Um den Anschluß des Zopfwehres an den alten Damm zu ermöglichen, war es dringend geboten, die Abflußrinne im alten Rheintbett, die dem Talweg folgte, zu vertiefen und zu verbreitern (Abb. 6). Zugleich wurde im Hilfsdamm eine Überlaufrinne von 25 m Sohlenbreite ausgespart, um bei der Dammschließung an der Anschlußstelle eine zu heftige Strömung zu verhüten (Abb. 7). Zur Verhütung eines Kolkes am Überfall wurden an dieser Stelle Floßfedern in den Damm eingebunden (Abb. 3a).

Am 10. Dezember waren sowohl Aushub im Rheintbett, sowie die Ausführung des Überlaufes so weit fortgeschritten, daß mit den letzten Schließungsarbeiten begonnen werden konnte.

Der Dammschluß wurde in ununterbrochener Arbeit vom 11. bis 15. Dezember ausgeführt. Der Wasserspiegel des Rheines wurde dadurch um $1,40 \text{ m}$ gehoben. Ungefähr drei Fünftel des Wassers floß durch das alte Rheintbett und zwei Fünftel zum Teil durch den Überlauf, zum Teil sickerte das Wasser durch den 300 m langen Hilfsdamm. Vor der Schließung des Überlaufes mußte noch eine Reihe Sicherungsarbeiten ausgeführt werden.

Am 16. Dezember setzte eine Kälteperiode ein, die bis zum 21. Dezember andauerte und Temperaturen von -10° bis -20° erreichte. Der Rhein bedeckte sich mit Grundeis (Abb. 7), und der festgefrorene Boden verhinderte jede Materialgewinnung. Durch diesen Umstand erlitten die Arbeiten eine Verzögerung. Endlich wurde die Überfallslücke vom 21. bis 24. Dezember geschlossen.

Nach Weihnachten sickerten durch den Damm anfänglich noch $15 \text{ m}^3/\text{sek}$ Wasser, die durch weitere Auffüllung und Erhöhung

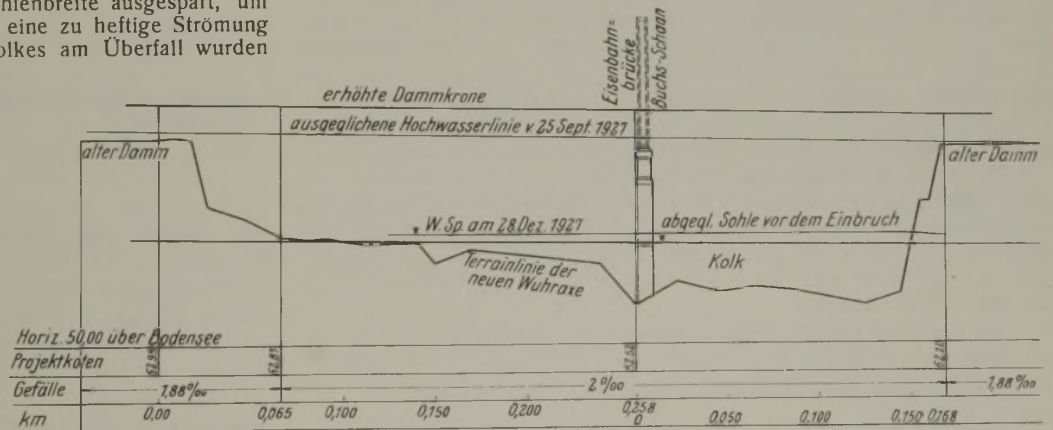


Abb. 9. Längenprofil bei der Durchbruchsstelle.

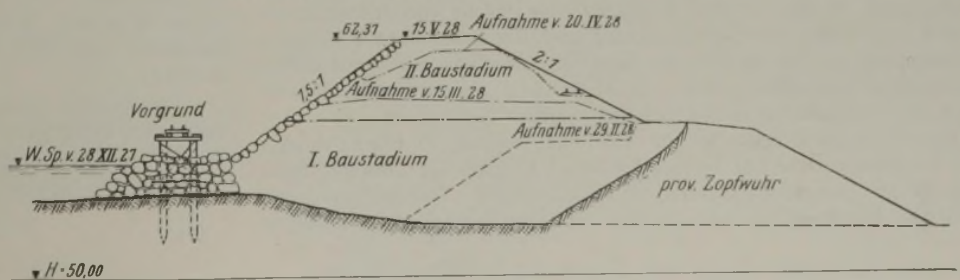


Abb. 10. Normalprofil des wiederhergestellten Dammes.

Den Arbeiten war das Regelprofil (Abb. 10) zugrunde gelegt. Die wasserseitige Böschung hat eine Neigung von 1,5:1, die landseitige eine solche von 2:1, Kronenbreite 4 m, Pflasterung 0,40 m stark. Vorgrund, d. h. die Steinschüttung am Dammfuß, etwas über Wasserspiegelhöhe vom 28. Dezember 1927. Für die Dammstrecke ohne die Binnendämme und Zufahrtrampen war ein Ausmaß von rd. 45 000 m³ vorgesehen, dazu kamen 4000 m² Böschungspflasterung und 2000 m³ Vorgrund. — Folgende Materialgewinnungsstellen wurden der Unternehmung angewiesen:

Für Kiessand die Kiesbänke im Rhein in der Nähe der Baustelle, das angeschwemmte Material im Hauptinnenkanal mit mutmaßlichem Ausmaß von 15 000 bis 20 000 m³ und im Bedarfsfalle die Ablagerungen hinter dem Hilfsdamm.

Für Erde und Lehm der Schuttkegel der sogenannten Mühleholzfürde im „Mühleholz“ zwischen Schaan und Vaduz in ungefähr 2 km Entfernung von der Baustelle gelegen, hier genannt Rüfibetrieb.

Die Steine für die Pflasterung und den Vorgrund stammen aus dem Kalksteinbruch bei Nendeln im Zuge der Straße von Schaan nach Feldkirch. Die Steinschüttung verlangte große Blöcke (Abb. 11).

Die Knappheit der zur Verfügung stehenden Bauzeit, indem hauptsächlich auf die Möglichkeit von Frühjahrshochwasser des Rheines Rücksicht genommen werden mußte, erforderte etwas weitläufige Baueinrichtungen. Es waren im Betrieb: ein Löffelbagger für die Ausbeutung des Rüfischüttkegels und ein zweites Baggergerät für den Kanalaushub. Der Löffelbagger, Type E von Menck & Hambrock mit 1 m³ Löffelinhalt und einer Kranausladung von 6,20 m, lieferte als Tagesleistung 300 bis 500 m³. Als geeignetes Gerät für die Kiesgewinnung im Binnenkanal und außerhalb des letzteren kam ein Schleppkabel- oder Zugschleppbagger, Marke „Bucyrus“, Type 30B in Frage. Dieser wird ebenfalls mit Dampf betrieben. Der kistenförmige Löffel von 0,9 m³ Inhalt mit einer wagerechten Schneide rutschte beim Füllen auf dem Kiesboden; geradezu verblüffend war das

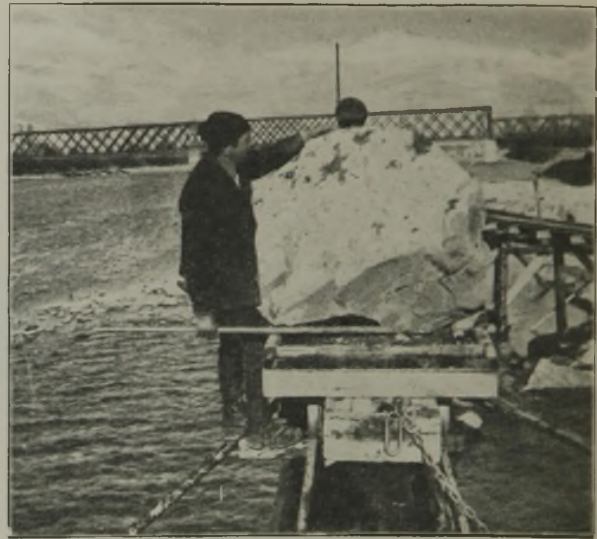


Abb. 11. Steintransport für die Vorlage.

saubere Abheben des Kieses auf verschüttetem Wiesengrund und zur Zurückgewinnung von Kulturboden. Leistungen in Kies 25 bis 30 m³/h. Die Beweglichkeit der Maschine ist dank der Raupenausbildung eine sehr große. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Druckverteilung im Baugrunde.

III. Folgerungen aus den neueren Versuchen, Regeln für die Praxis.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg Sa., und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. A. Scheidig, Langenhessen (Pleibe).

In den vorangegangenen Aufsätzen über die Druckverteilung im Baugrunde wurden die neueren Versuchsergebnisse³²⁾ über die Verteilung senkrechter Drücke in Schüttungen mitgeteilt. Daran schlossen sich theoretische Erörterungen über die Frage der Druckverteilung nach der Tiefe und Breite zu, und Verfahren zu ihrer Ermittlung.³³⁾ Wenn diese Untersuchungen auch in erster Linie der Erweiterung unserer wissenschaftlichen Erkenntnis über das Verhalten körniger Böden unter örtlichen Lasten dienen, so ist es doch bereits möglich, einige Folgerungen aus ihnen für die Praxis zu ziehen. Diese sollen im folgenden mitgeteilt werden. Die Vorschläge zeigen, wie man bei praktischen Aufgaben den wirklichen Verhältnissen im Baugrunde auch schon auf Grund unserer jetzigen Erkenntnis wesentlich näher kommen und ihnen besser Rechnung tragen kann als mit den bisherigen, sehr willkürlichen Annahmen.

A. Anwendbarkeit der neuen Erkenntnisse über die Druckverteilung in Schüttungen auf den „Baugrund“.

Die erste praktische Frage ist, ob und wieweit die Ergebnisse über die Druckverteilung in Schüttungen sich auf den Baugrund im allgemeinen anwenden lassen. Die verschiedenen Bodensorten weichen festigkeitsmechanisch und damit auch bodenstatisch stark voneinander ab. Man unterscheidet Felsböden, bindige Böden, körnige Böden, Schlamm Böden. Die letzteren scheiden als für örtliche, d. h. auf verhältnismäßig kleinen Raum beschränkte Belastungen ungeeignet von vornherein aus.

Wenn der Felsboden aus massivem Gestein besteht, so ist er ein fester Körper, und für ihn gelten die Gesetze und Regeln für feste Körper, auch hinsichtlich der Spannungsverteilung und der Formänderungen. Es liegt ein sehr druck- und gut schub- und zugfestes Gefüge des Bodens vor. Felsboden ist daher im bodenstatischen Sinne ein Grenzfall, sagen wir der „obere Grenzfall“.

Bei bindigem Boden (Lehm, Ton usw.) läßt die Zugfestigkeit bereits erheblich nach, immerhin widersteht der Boden unter örtlichen Belastungen außer mit seiner Druckfestigkeit auch noch durch seine Schub- und Zugfestigkeit.

Körniger Boden (Sand, Kies, Gleisbettung usw.) besitzt überhaupt keine Zugfestigkeit und in den oberen Schichten auch so gut wie keine Schubfestigkeit, in den tieferen Schichten eine solche nur insoweit, als sie durch den Druck des Eigengewichtes und durch die innere Reibung zustandekommt, so daß er örtlicher Beanspruchung vor allem mit seiner Druckfestigkeit widerstehen muß. Es ist das der „untere Grenzfall“ von „Baugrund“-Festigkeit im bodenstatischen Sinne.

Hinsichtlich der Druckverteilung kann man also sagen: Für Felsböden gelten die Gesetze wie für feste (elastische) Körper, für körnige, nicht bindige Böden gelten die Gesetze der Schüttungen. Dazwischen liegen verschiedene Übergänge je nach der Zug- und Schubfestigkeit des bindigen

Bodens. Damit sind die Druckverteilungs- und Formänderungsprobleme des Baugrundes auf seine festigkeitsmechanischen Eigenschaften, herührend vom verschiedenen Gefüge des Materials, zurückgeführt und in zwei Grenzen eingeschlossen, wobei die neuen Ergebnisse für den Bereich an der „unteren Grenze“ gelten. Das ist bei ihrer Anwendung auf den Baugrund in praktischen Fällen wohl zu beachten.

B. Kritik der bisher üblichen Regeln.

Zunächst mag kurz geprüft werden, wieweit die jetzt üblichen Druckverteilungsannahmen zutreffen.

Bisher wurde und wird angenommen, daß sich der Druck im Baugrunde, wenn dieser auf der Oberfläche durch eine Last örtlich beansprucht wird, unter einem bestimmten Winkel, meistens 45°, nach der Seite hin verteilt, und daß die betroffenen Niveaulächen jeweils gleichförmig gepreßt seien (Abb. 34). Diese Regel hat durch die Eisenbetonbestimmungen vom September 1925 (§ 17, 4) und durch die „Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken DIN 1073“ gewissermaßen amtlichen Charakter erhalten; sie ist für den Baugrund allgemein als ungeschriebenes Gesetz anerkannt. Sie

ist wegen ihrer Einfachheit überall beliebt, so daß man die Frage nach ihrer Berechtigung und ihrer Begründung oder nach den Grenzen ihrer Gültigkeit in der Literatur selten findet.

Die neueren Versuche und die theoretischen Untersuchungen³⁴⁾ haben jedoch ergeben, daß der Druckverteilungswinkel gegen die Lotrechte je nach der Tiefe des untersuchten Niveaus zwischen 35 und 90° schwankt, und daß vor allem der Druck über einer wagerechten Fläche von einem starken Höchstwerte in der Mitte nach außen zu rasch abfällt. Die bisherigen Annahmen treffen also weder mit dem unabhängigen Verteilungswinkel noch mit dem Rechteckdiagramm das Wesentliche. Sie finden in den neueren Versuchen und theoretischen Erkenntnissen keine Stütze. Sie sind willkürlich und für einigermaßen genauere Rechnungen unhaltbar.

Für Zwecke eines Vergleiches (siehe unter E) sei die Druckverteilung nach der bisherigen alten Regel formelmäßig entwickelt. Es gilt für

$$(9) \quad \sigma = p_o \cdot \frac{1}{(1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{ctg} \varphi_r)^2}$$

$p_o = P : r^2 \pi$

³⁴⁾ Siehe Fußnote 33.

³²⁾ „Die Bautechnik“ 1927, Heft 29 und 31, S. 418 und S. 445.

³³⁾ „Die Bautechnik“ 1928, Heft 15 und 17, S. 205 und S. 229.

für Streifenflächenlast, Streifenbreite b , $p_o = P : b$

$$(10) \quad \sigma = p_o \cdot \frac{1}{1 + \operatorname{tg} \alpha \cotg \varphi_r}$$

Die Abhängigkeit der Drücke σ in irgendeiner Tiefe von dem Randwinkel φ_r ist in Abb. 40e zeichnerisch dargestellt, um einen Vergleich mit den genaueren Werten zu ermöglichen.

C. Ersatz der bisherigen Regeln durch zutreffendere.

Die Spannungsverteilung im Boden hängt, wie in den vorhergehenden Aufsätzen gezeigt worden ist, von so zahlreichen Umständen ab, daß man sie nicht mit einer einfachen Faustregel — wie bisher — auch nur einigermaßen erfassen kann. In wichtigen Fällen wird man daher entweder die im Aufsatz II³⁴ angegebenen genaueren Verfahren zu Hilfe nehmen, oder eine der Eigenart der jeweils vorliegenden Entwurfsaufgabe angepaßte vereinfachte Annahme von Fall zu Fall treffen.

Will man die Spannungsverteilung im Boden ihrem wirklichen Charakter nach durch eine einfache Druckverteilungsregel darstellen, so kann folgendes vorgeschlagen werden:

Betrachtet man die Druckverteilungskurven in Abb. 1, 4 bis 9, 13 u. 14, 17 u. 18 etwas genauer³⁴, so unterliegt es keinem Zweifel, daß von den einfachen, die Druckverteilung darstellenden Linien (Rechteck, Dreieck und Parabel) allein das Dreieck die Druckverteilungskurve einigermaßen zu ersetzen geeignet ist. (Dreiecksregel.) Vgl. Abb. 35.

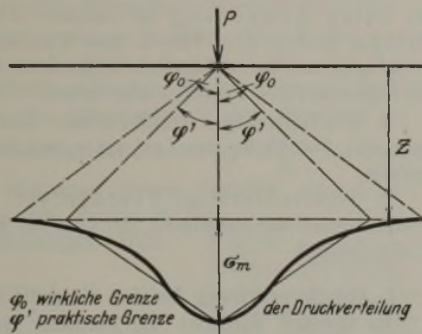


Abb. 35.

Man kann nun:

- a) entweder den Mittendruck σ_m , d. h. die Höhe des Dreiecks, auf Grund der Versuche und Formeln ermitteln, womit die Verteilungsbreite und der Verteilungswinkel festgelegt sind, oder
- beta) für den Verteilungswinkel oder die Verteilungsbreite auf Grund der neuen Erkenntnisse eine vereinfachte Annahme treffen, womit der Mittendruck festgelegt ist.

Denn in jedem Falle muß der Inhalt des Spannungskörpers gleich der Last P sein. Das Verfahren unter beta) ist natürlich das weniger genaue.

In folgendem werden die vereinfachten Verfahren zur Ermittlung des Mittendrucks σ_m und des Verteilungswinkels φ' auf Grund dieser „Dreiecksregel“ an Hand der Versuchsergebnisse und der Theorie abgeleitet. Man ersetzt also die Druckverteilungskurve durch ein Dreieck, und nimmt die Spannungskörper als Kegel bei Punktlast oder als dreieckige Prismen bei Linienlast an.

D. Druckverteilung unter einer punktförmigen Einzellast.

Unter punktförmigen Einzellasten sind solche zu verstehen, die in einer verhältnismäßig kleinen Fläche auf der Oberfläche des Baugrundes aufsitzen. Die Fläche gilt als klein, wenn sie einen Durchmesser von weniger als $1/3$ der Tiefe hat, für die man die Druckverteilung ermitteln will. Der Druck verteilt sich von dieser punktförmigen Einzellast aus nach allen Seiten hin in gleicher Weise.

Die lotrechten Komponenten der Drücke im Baugrunde unter örtlicher Punktlast sind gegeben durch die Gl. 4 u. 1 (Aufsatz II, S. 208). Die erste gilt für den oberen Bereich einer Schüttung, wo das Gefüge durch die Last gestört wird. Die Druckverteilung geht unter einem Grenzwinkel φ_o gegen die Lotrechte zu Ende. Diese Grenzwinkel sind durch unsere Versuche so ermittelt worden, wie im Aufsatz I auf S. 447 und II, S. 231 angegeben.

Aus der allgemeinen Gl. 4 auf S. 208

$$(4) \quad d_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{P}{z^2} \cdot \frac{(\cos \varphi - \cotg \varphi_o \sin \varphi) \cos^4 \varphi}{1 - \cos \varphi_o}$$

folgt ein Mittendruck (in der Achse der Last) in einer Tiefe z ($\varphi = 0$):

$$(11) \quad \sigma_m = \frac{3}{2\pi(1 - \cos \varphi_o)} \cdot \frac{P}{z^2}$$

Wählt man nun die Mittennormale für die „Dreiecksregel“ so groß, wie sie tatsächlich nach Vorstehendem wird, so läßt sich der praktische Grenzwinkel φ' berechnen. Der Inhalt des Spannungskegels muß gleich P sein.

$$P = \frac{r^2 \pi}{3} \cdot \sigma_m = \frac{z^2 \operatorname{tg}^2 \varphi' \pi \sigma_m}{3}$$

Setzt man hierin den obigen Wert für σ_m ein, so wird

$$(12) \quad \operatorname{tg}^2 \varphi' = 2(1 - \cos \varphi_o)$$

Hiernach ergibt sich:

Zahlentafel 4. Punktlast.

| | | | | | |
|---|-------|--------------------|-------|--------------------|-----------------------------|
| Einem wirklichen Grenzwinkel der Druckverteilung $\varphi_o =$ | 40° | 50° | 60° | 75° | 90° |
| entspricht ein praktischer Grenzwinkel der Dreiecksdruckverteilung $\varphi' \approx$ | 35° | $\approx 40^\circ$ | 45° | $\approx 50^\circ$ | $\approx 55^\circ$ |
| dazu gehört ein Mittendruck $\sigma_m =$ | 2,04 | 1,34 | 0,96 | 0,65 | $0,478 \cdot \frac{P}{z^2}$ |
| Erfasste Bodenreaktion $P' = \nu P =$ | 0,962 | 0,917 | 0,885 | 0,828 | $0,811 \cdot P$ |

An Stelle der Druckverteilungskurve tritt also ein Dreieck, dessen Höhe gleich σ_m ist und dessen Grundfläche dadurch erhalten wird, daß man von der Angriffsstelle der Last P unter dem Winkel φ' gegen die Lotrechte bis zur Tiefe z geht (Abb. 36).

Nach der Gl. 4 geht der Druck bis zum Winkel φ_o gegen die Lotrechte, d. h. auf eine größere Verteilungsbreite, als dem Winkel φ' entspricht. Bei der Dreiecksregel wird also der Druckspannungshaufen nach der Mitte hin (σ_m) etwas zusammengedrückt, wirkt sich somit konzentrierter aus als bei einer größeren Verteilungsbreite. Das ist z. B. für Fahrbahnen von Brücken, Überdeckungen und Unterführungen usw. wichtig; die Annahme nach der Dreiecksregel wirkt im allgemeinen etwas ungünstiger als die genaue Druckverteilung, d. h. man bleibt mit der vereinfachten Annahme auf der sicheren Seite.

Will man ermitteln, welcher Lastanteil nach der genauen Druckverteilung innerhalb der Winkel φ' liegt, so wäre zu rechnen:

$$P' = 2\pi \int_{\varphi=0}^{\varphi=\varphi'} x dx \sigma_x = 2\pi \int z \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{z d\varphi}{\cos^2 \varphi} \cdot \frac{3P \cos^4 \varphi (\cos \varphi - \cotg \varphi_o \sin \varphi)}{2\pi z^2 (1 - \cos \varphi_o)}$$

$$= \frac{3P}{1 - \cos \varphi_o} \int_0^{\varphi'} \sin \varphi \cos \varphi (\cos \varphi - \cotg \varphi_o \sin \varphi) d\varphi$$

$$= P \cdot \frac{1 - \cos^3 \varphi' - \cotg \varphi_o \sin^3 \varphi'}{1 - \cos \varphi_o} = \nu P$$

Die Werte ν , in der Zahlentafel 4 verzeichnet, sind selbstverständlich kleiner als 1; bei der wirklichen Druckverteilung entfällt auf den Raum zwischen den beiden Winkeln φ' nur der Teil νP der Last P , während nach der „Dreiecksregel“ auf denselben Raum der volle Wert P angenommen wird.

Über den Grenzwinkel φ_o ist in den bisherigen Aufsätzen das Erforderliche gesagt. Die kleineren Werte (40°) gelten für Schichten unmittelbar unter der Last (Ausgangsgrenzwinkel); mit zunehmender Tiefe wird auch φ_o größer und erreicht in einer Tiefe von etwa 1 bis 1,20 m unter der Last (nach den bisherigen Versuchen) den Wert $\varphi_o = 90^\circ$.

Für diesen besonderen Fall geht die obige Gl. 11 über in

$$(13) \quad \sigma_m = \frac{3P}{2\pi z^2} = 0,478 \frac{P}{z^2}$$

Der hierzu gehörige Grenzwinkel φ' ist ebenfalls in Zahlentafel 4 verzeichnet; er beträgt $\varphi' = 55^\circ$.

Die vorstehende Gl. 13 gilt für solche Körper, bei denen die Druckverteilung sich bis ins Unendliche erstreckt, also für lose Böden in größerer Tiefe und für feste Körper. Nimmt man an, daß sehr stark bindige Böden gleiche Eigenschaften haben wie feste Körper (zug- und schubfest), so gilt auch für sie die Gl. 13. Es ist das dann der in der Einleitung gekennzeichnete „obere Grenzfall“.

Damit ergibt sich folgende

Regel für punktförmige Einzellasten.

Für punktförmige Einzellasten ($d < \frac{z}{3}$) kann man folgende vereinfachte Annahme über die Druckverteilung machen (Abb. 36a): Der Druckspannungshaufen ist ein Kegel; sein Meridian-

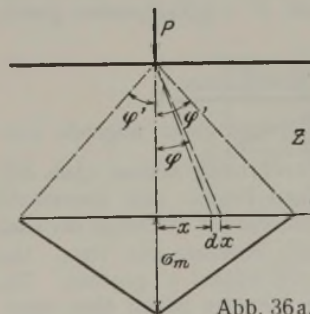


Abb. 36a.

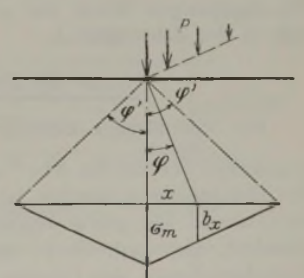


Abb. 36b.

schnitt ein Dreieck. Die größte Spannung σ_m (Mittendruck in der Achse der Last) berechnet sich nach Gl. 11 oder 13, je nach Bodenart und Tiefe. Die Verteilungsbreite des Druckes ist damit durch den Winkel φ' gegeben. Die kleineren Werte von φ' (Zahlentafel 4) gelten bei lockeren körnigen Böden dicht unterhalb der Lastfläche; mit zunehmender Tiefe gelten die größeren Werte von φ' ; von einer Tiefe von 1 bis 1,2 m abwärts gilt $\varphi' = 55^\circ$. Die zugehörigen Spannungswerte σ_m sind in der Zahlentafel 4 verzeichnet.

Für feste Körper kann man den Grenzwinkel φ' bis oben hin zu 55° annehmen.

Zahlenbeispiel.

Wie wird ein Plattendurchlaß durch den Raddruck nach Abb. 37 belastet?

Es liege ausgesprochene Punktlast vor; also gilt Gl. 11 bzw. 13.

Für einen körnigen (nicht bindigen) Boden wird mit $\varphi_0 = 70^\circ$ nach Zahlentafel 4

$$\sigma_m = 0,76 \cdot \frac{P}{z^2} = 0,76 \cdot \frac{8}{0,8^2} = 9,5 \text{ t/m}^2, \quad \varphi' = 48^\circ.$$

Die Belastung der Durchlaßdecke ist nach der obigen Regel für Punktlasten in Abb. 37 eingezeichnet. Die übliche Belastungsannahme würde liefern:

$$\sigma_m = 8 \text{ t} : \left(\frac{1,6^2 \pi}{4}\right) \text{ m}^2 = 3,98 \text{ t/m}^2,$$

d. h. einen Druck, der weniger als die Hälfte des wirklichen ausmacht!

E. Druckverteilung unter einer linienförmigen Last.

Unter einer linienförmigen Einzellast wird eine solche verstanden, die in einem sehr schmalen Streifen auf dem Baugrunde aufsitzt. Der Streifen gilt als schmal, wenn er eine Breite von weniger als $\frac{1}{3}$ der Tiefe hat, für die man die Druckverteilung ermitteln will. Der Druck verteilt sich von dieser linienförmigen Einzellast aus nach beiden Seiten hin in gleicher Weise; man hat also das ebene Problem vor sich.

Nach genau dem gleichen Gedankengange wie unter D ergibt sich aus der allgemeinen Gleichung (5) auf S. 209 (Aufsatz II)

$$(5) \quad \sigma_z = \frac{P}{z \varphi_0} (\cos \varphi - \cotg \varphi_0 \cdot \sin \varphi) \cdot \cos^3 \varphi$$

ein Mittendruck in der Achse der Last

$$(14) \quad \sigma_m = \frac{P}{z \varphi_0}.$$

Die Verteilungsbreite ist für die Dreiecksregel wieder durch den Winkel φ' bestimmt, der sich aus der Zahlentafel 5 ergibt.

Zahlentafel 5. Linienlast.

| | | | | | |
|--|---------------------------|------------|------------|------------|--------------------------|
| Einem wirklichen Grenzwinkel der Druckverteilung | $\varphi_0 = 40^\circ$ | 50° | 60° | 75° | 90° |
| entspricht ein praktischer Grenzwinkel der Dreiecksregel | $\varphi' = 35^\circ$ | 40° | 46° | 52° | $57,5^\circ$ |
| dazu gehört ein Mittendruck | $\sigma_m = 1,43$ | $1,15$ | $0,96$ | $0,76$ | $0,64 \cdot \frac{P}{z}$ |
| Erfaßte Bodenreaktion | $P' = \nu \cdot P = 0,99$ | $0,97$ | $0,96$ | $0,94$ | $0,93 \cdot P$ |

Im übrigen gilt hier genau dasselbe, wie es unter D für die Punktlast ausgeführt wurde. Die Zahlenwerte, insbesondere derjenige für P' , weichen von denen der Zahlentafel 4 etwas ab; man sieht deutlich, daß P' hier dem P noch viel näher liegt, daß also beim ebenen Problem die vereinfachte Dreiecksregel noch viel besser stimmt als bei der räumlichen Druckverteilung.

Darf man eine sehr weitgehende Verteilung des Druckes nach der Seite hin annehmen (fester Körper oder stark bindiger Boden), so ist $\varphi_0 \approx 90^\circ$ zu setzen. Damit wird aus Gl. 14

$$(15) \quad \sigma_m = \frac{P}{z \cdot \pi/2} = \frac{2P}{\pi \cdot z} = 0,636 \cdot \frac{P}{z}.$$

Die zugehörigen Werte von $\varphi' = 57,5^\circ$ und $P' = 0,93 P$ stehen gleichfalls in der Zahlentafel 5.

Regel für linienförmige Einzellasten.

Für linienförmige Einzellasten ($b < \frac{z}{3}$) kann man folgende vereinfachte Annahme über die Druckverteilung machen (Abb. 37): Der Druckspannungshaufen ist ein dreiseitiges Prisma; sein Querschnitt ein Dreieck. Die größte Spannung σ_m (Mittendruck in der Achse der Last) berechnet sich nach Gl. 14 oder 15, je nach Bodenart und Tiefe. Die Verteilungsbreite des Druckes ist durch den Winkel φ' gegeben. Die kleineren Werte von φ' gelten bei lockeren körnigen Böden dicht unter-

halb der Lastfläche; mit zunehmender Tiefe gelten die größeren Werte von φ' ; von einer Tiefe von 1 bis 1,2 m abwärts gilt $\varphi' = 57,5^\circ$. Die zugehörigen Spannungswerte σ_m sind in der Zahlentafel 5 verzeichnet. Für feste Körper kann man den Grenzwinkel φ' bis oben hin gleich $57,5^\circ$ annehmen.

F. Flächenlasten.

Unter einer „Flächenlast“ wird eine solche Last verstanden, die in einer größeren Fläche auf dem Baugrunde aufsitzt. Die Fläche gilt als groß, wenn sie einen Durchmesser von mehr als $\frac{1}{3}$ der Tiefe hat, für die man die Druckverteilung ermitteln will. Näheres siehe Aufsatz II in der „Bautechnik“ 1928, Heft 17, S. 230. Im folgenden sollen Näherungswerte auch für die Druckverteilung unter Flächenlasten abgeleitet und angegeben werden, und zwar für solche Punkte, die im Sinne der vorstehenden Angabe nahe unter der Fläche liegen. Für weiter entfernte Punkte gilt genau genug die Regel über Punkt- bzw. Linienlasten. Selbstverständlich wird der Lastkörper als starr vorausgesetzt.

Das allgemeine Verfahren zur Ermittlung der Spannungen unter Flächenlasten ist auf S. 230 bis 232 auseinandergesetzt. Voraussetzung für seine Anwendung ist immer die Kenntnis der Druckverteilung unter der Sohle des Lastkörpers. Diese sei hier nicht näher untersucht, sondern als bekannt vorausgesetzt³⁵⁾, und zwar werden für folgende Fälle Formeln abgeleitet:

1. Kreisförmige Flächenlast: Querschnitt des Spannungshaufens unter der Sohlfläche der Last sei a) ein Rechteck, b) eine Parabel, c) ein Dreieck.

2. Streifenförmige Flächenlast: Querschnitt des Spannungshaufens unter der Sohlfläche der Last sei a) ein Rechteck, b) eine Parabel, c) ein Dreieck.

1. Druckverteilung bis ins Unendliche gehend angenommen.

Es werden zunächst die Formeln zugrunde gelegt, die unter der Voraussetzung gelten, daß von der Lastfläche aus die Druckverteilung sich bis ins Unendliche erstreckt, d. h. $\varphi_0 = 90^\circ$:

1. die von Boussinesq (Gl. 1, S. 208)

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cdot \cos^5 \varphi;$$

2. die von Melan (Gl. 2, S. 208)

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi z} \cdot \cos^4 \varphi,$$

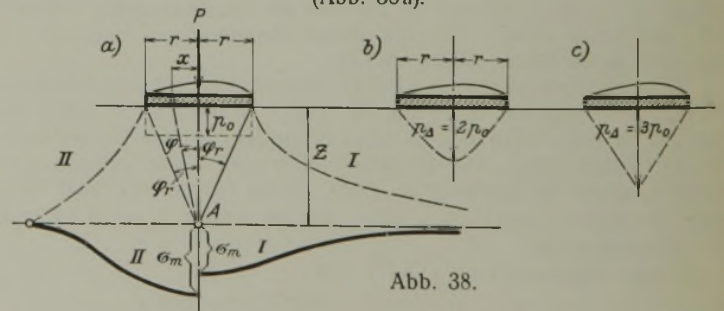
und es werden die Spannungen ermittelt für Punkte in verschiedener Tiefe auf der Symmetrieachse der Kreisflächenlast bzw. in der Symmetrieebene der Streifenflächenlast (Mittendrucke).

Mittendrucke.

1. Kreisflächenlast (Abb. 38). Die Spannung im Punkte A erhält Spannungsanteile von allen Stellen der Kreisfläche her; diese addieren sich: Annahme der Gültigkeit der Superposition. Ein Kreis vom Halbmesser x und von der Breite dx liefert auf den Punkt A einen Spannungsanteil, dessen Größe sich nach Gl. 1 berechnet. Wie bisher schon, bezeichnet man mit p_0 das Verhältnis der Gesamlast P zur Kreislastfläche $F = r^2 \pi$

$$p_0 = \frac{P}{F} = \frac{P}{r^2 \pi}.$$

a) Annahme einer „rechteckigen Sohlendruckverteilung“ (Abb. 38a).



Die auf den Kreisring vom Halbmesser x entfallende Last wird bei Annahme der gleichförmigen Druckverteilung unter der Sohle der Last $= dP_x = 2x\pi dx p_0$,

und der von ihr erzeugte Spannungsanteil in A nach Gl. 1

$$\sigma_x = \frac{3dP_x}{2\pi z^2} \cdot \cos^5 \varphi = \frac{3 \cdot 2\pi x dx p_0}{2\pi z^2} \cdot \cos^5 \varphi.$$

Zur Umwandlung der x in φ ist zu beachten, daß

$$\frac{x}{z} = \text{tg } \varphi, \text{ also } dx = z \cdot \frac{1}{\cos^2 \varphi} \cdot d\varphi.$$

Somit wird $\sigma_x = 3p_0 \sin \varphi \cos^2 \varphi d\varphi$.

³⁵⁾ Hierüber folgt ein vierter Aufsatz.

Die Summe aller σ_x , gebildet von $\varphi = 0$ bis zu $\varphi = \varphi_r$ (Randwinkel $\operatorname{tg} \varphi_r = \frac{r}{z}$), ergibt die Gesamtspannung σ_m in A:

$$\sigma_m = \int_0^{\varphi_r} \sigma_x = 3 p_0 \int_0^{\varphi_r} \sin \varphi \cos^2 \varphi d\varphi$$

$$\sigma_m = p_0 (1 - \cos^3 \varphi_r)$$

b) Kreisflächenlast; „parabolische“ Sohldruckverteilung (Abb. 38b).

Die sinngemäß gleiche Ableitung gibt

$$\sigma_m = 2 p_0 [1 - 2 \cot^2 \varphi_r (1 - \cos \varphi_r)]$$

c) Kreisflächenlast; „dreieckige“ Sohldruckverteilung (Abb. 38c).

$$\sigma_m = 3 p_0 (1 - \cos \varphi_r)$$

2. Streifenflächenlast; a) rechteckige Sohldruckverteilung.

Nach der Längsrichtung des Streifens herrscht überall die gleiche Druckverteilung. Der Punkt A wird also nur beeinflusst von den Stellen aus, die im gleichen Querschnitt mit ihm liegen: ebenes Problem (Abb. 39). Die Belastung für die Längeneinheit des Streifens sei P (z. B. kg/m); ihr Verhältnis zur Streifenbreite b sei $p_0 = \frac{P}{b}$. Im übrigen ist der Gedankengang der Ableitung genau derselbe wie unter 1. Es wird die Gesamtspannung im Punkte A (Abb. 39a) bei Annahme rechteckiger Sohl-druckverteilung

$$\sigma_m = \frac{p_0}{\pi} (2 \varphi_r + \sin 2 \varphi_r)$$

Diese Formel ist auch schon von Terzaghi angegeben.³⁰⁾

b) Streifenflächenlast; parabolische Sohl-druckverteilung (Abb. 39b).

$$\sigma_m = \frac{3 p_0}{\pi} [\cotg \varphi_r + \varphi_r (1 - \cotg^2 \varphi_r)]$$

c) Streifenflächenlast; dreieckige Sohl-druckverteilung (Abb. 39c).

$$\sigma_m = \frac{4 p_0 \varphi_r}{\pi}$$

Die in den vorstehenden sechs Formeln enthaltene Abhängigkeit des Mittendruckes unter einer Flächenlast vom Randwinkel φ_r der Flächenausdehnung ist in Abb. 40 zeichnerisch dargestellt. Hierbei ist noch folgendes zu beachten: Ob die Druckverteilung unter der Sohlfläche der Last „rechteckig“, „parabolisch“ oder „dreieckig“ ist, läßt sich nach dem heutigen Stande unserer Erkenntnis und auf Grund der vorliegenden Versuche noch nicht allgemein beantworten; es steht aber fest, daß die Sohl-druckverteilung bei sehr großen Lastflächen sich stark der rechteckigen Gestalt nähert; daß sie dagegen bei ausgesprochen kleinen Lastflächen nahezu Dreiecksform aufweist. Sie hängt auch etwas ab von der Dichte des Baugrundes und der Größe der Pressung p_0 . Es werden also die Kurven a, b oder c je nach der Größe der Lastfläche gelten, d. h. je nach dem Durchmesser d der Kreisfläche und der Breite b der Streifenfläche. In Abb. 40 sind einige Zahlenwerte für d und b eingeschrieben, die sich auf Grund unserer bisherigen Versuche für Sandschüttungen ergeben haben.

Für ganz geringe Werte von d und b gelten die Formeln für Punkt- und Linienlasten; vergl. S. 208 u. f. Man kann sie auch mittels des Randwinkels φ_r darstellen, was natürlich nur im Sinne der Abb. 38 u. 39 möglich ist, indem man eben doch einen gewissen Durchmesser des Punktes und eine gewisse Breite der Linie annimmt; aber die Übertragung einer Last ist ja praktisch auch gar nicht anders möglich. Eine einfache Umrechnung ergibt aus den beiden Gl. 1 u. 2, S. 208:

$$\text{für die Punktlast: } \sigma_m = \frac{3 p_0}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi_r$$

$$\text{„Linienlast: } \sigma_m = \frac{4 p_0}{\pi} \cdot \operatorname{tg} \varphi_r$$

³⁰⁾ Terzaghi, Erdbaumechanik S. 224 bis 227.

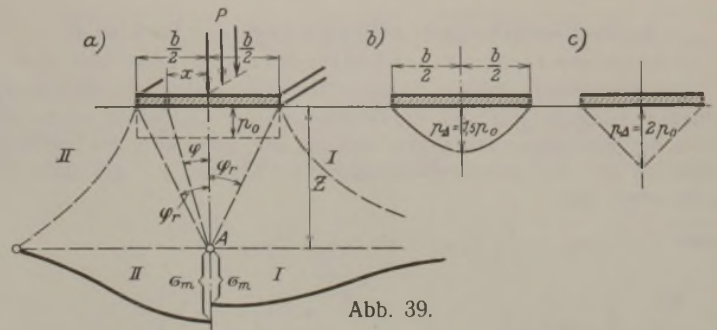


Abb. 39.

Auch diese Kurven sind in Abb. 40 der Vollständigkeit halber mit eingetragen.

Die Darstellungen in Abb. 40 geben ein anschauliches Bild über den Einfluß einerseits der Flächengröße (b bzw. d) und andererseits des Winkels φ_r (Verhältnis der Tiefe z zu b bzw. d) auf den Wert des Mitteldruckes σ_m .

Spannungen an beliebiger Stelle.

Die weitere Aufgabe, für noch andere Stellen die Spannungen zu ermitteln, führt nur bei der Streifenflächenlast zu einem einfachen Ergebnis; für Kreisflächen ist die Lösung zu umständlich, wie auf S. 208 in Aufsatz II ausführlich dargelegt.

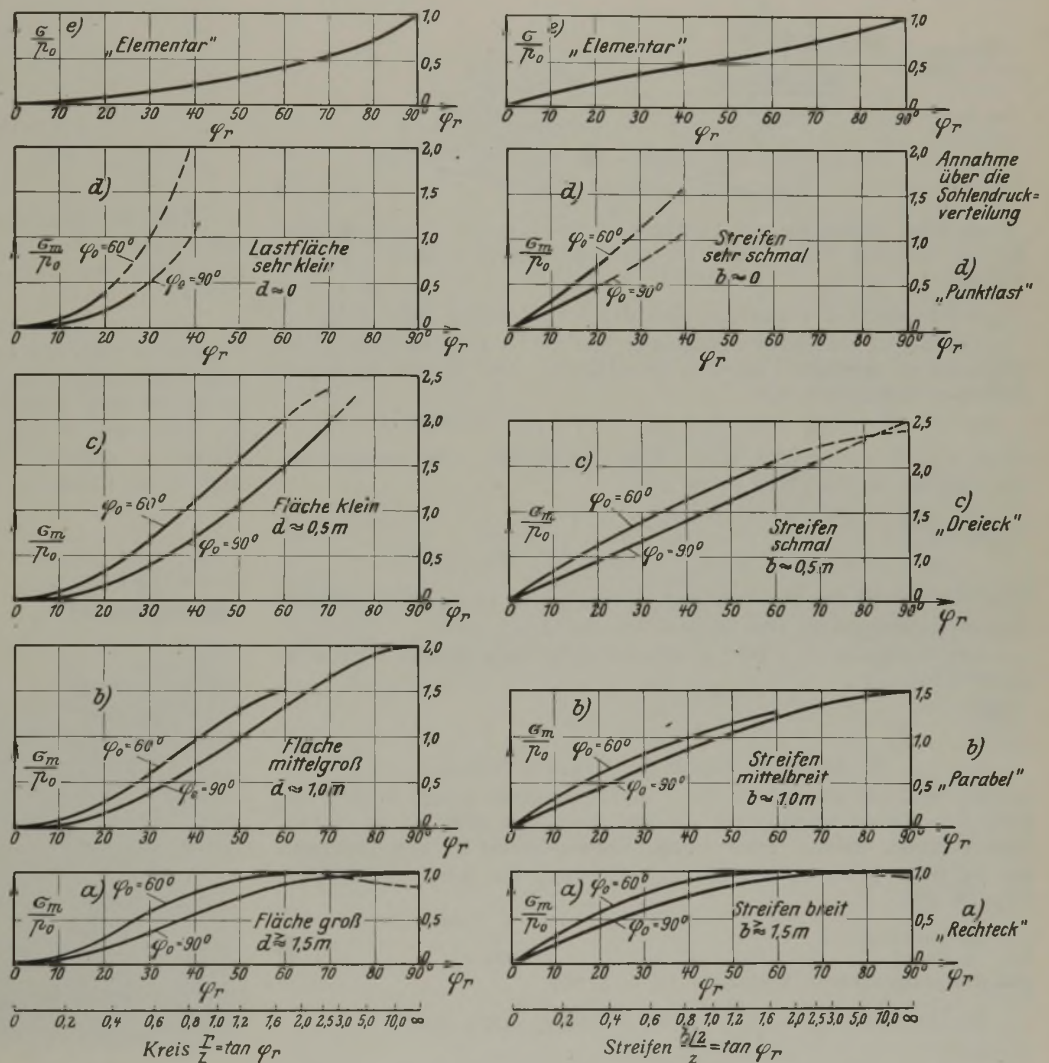
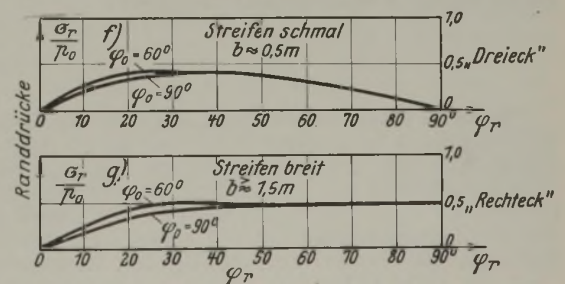


Abb. 40.



3. Streifenflächenlast; beliebige Lage des Punktes A.

a) Annahme rechteckiger Sohldruckverteilung, Abb. 41a.

Die Spannungen, die dem Punkte A aus dem Bereiche des Winkels φ_{r_2} zufließen, ermitteln sich nach der Gleichung unter 2a, jedoch ist nur die Hälfte der Spannungen anzusetzen, weil nur die Hälfte der Lastfläche vorhanden ist. Für den Einflußbereich des Winkels φ_{r_1} gilt dasselbe. Somit erhält man

$$(26) \quad \sigma_A = \frac{p_0}{2\pi} (2\varphi_{r_2} + \sin 2\varphi_{r_2} + 2\varphi_{r_1} + \sin 2\varphi_{r_1}).$$

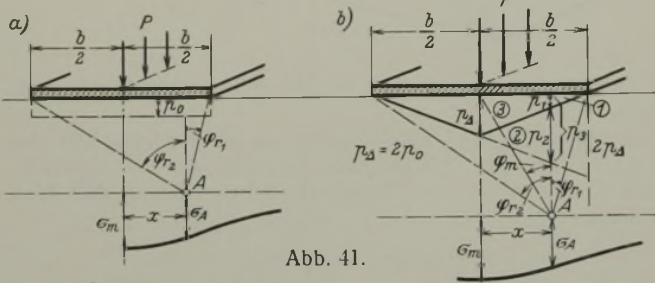


Abb. 41.

Liegt jedoch der Punkt A außerhalb des Streifens, $x > b/2$, so ist gemäß Abb. 8a der Winkel φ_{r_1} negativ einzusetzen.³⁷⁾ Für den Sonderfall, wo der Punkt A unter der Streifenkante liegt, $x = b/2$, wird $\varphi_{r_1} = 0$ (Abb. 42a).

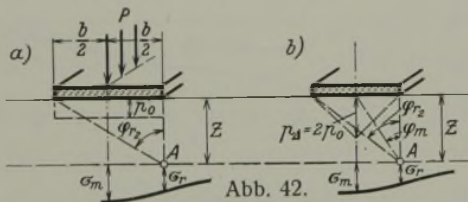


Abb. 42.

b) Die Annahme parabolischer Sohldruckverteilung führt hier zu ziemlich verwickelten Formeln und soll nicht weiter verfolgt werden.

c) Annahme dreieckiger Sohldruckverteilung (Abb. 41b).

Der Einfluß der Spannungsdreiecke 1, 2 und 3 auf den Punkt A ist gesondert zu ermitteln und dann zu addieren. Die zu den Dreiecken gehörigen Spannungen sind

$$p_1 = p_\Delta \cdot (1 - \xi), \quad p_2 = 2p_\Delta \cdot \xi, \quad p_3 = p_1 + p_2 = p_\Delta \cdot (1 + \xi),$$

wenn $x : b/2 = \xi$ gesetzt wird. Somit ergibt sich unter sinngemäßer Verwendung der Gleichung unter 2c)

$$(27) \quad \left\{ \begin{aligned} \sigma_A &= \frac{p_1 + p_2}{\pi} \cdot \varphi_{r_2} + \frac{p_1}{\pi} \cdot \varphi_{r_1} - \frac{p_2}{\pi} \cdot \varphi_m \\ &= 2p_0 [(1 + \xi) \cdot \varphi_{r_2} + (1 - \xi) \cdot \varphi_{r_1} - 2\xi \cdot \varphi_m]. \end{aligned} \right.$$

Liegt A außerhalb des Streifens, ist also $x > b/2$, so ist φ_{r_1} mit negativem Vorzeichen einzusetzen und zu beachten, daß $\xi > 1$ wird.

Der Sonderfall $x = b/2$ (A lotrecht unter dem Rande) (Abb. 42b) liefert mit $\xi = 1$

$$(28) \quad \sigma_r = \frac{4p_0}{\pi} (\varphi_{r_2} - \varphi_m).$$

II. Annahme begrenzter Druckverteilung.

Des weiteren sollen auch die Formeln zugrunde gelegt werden, die unter der Voraussetzung gelten, daß der Druck sich nicht bis ins Unendliche erstreckt, sondern unter einem Neigungswinkel φ_0 vom Lastrande aus zu Ende geht; es ist dies die Gleichung von Strohschneider, Gl. 4, S. 208:

$$\text{für Punktlast: } \sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{P}{z^2} \cdot \frac{(\cos \varphi - \cotg \varphi_0 \cdot \sin \varphi) \cos^4 \varphi}{1 - \cos \varphi_0}$$

und des erstgenannten Verfassers, Gl. 5, S. 209,

$$\text{für Linienlast: } \sigma_z = \frac{P}{z \cdot \varphi_0} (\cos \varphi - \cotg \varphi_0 \cdot \sin \varphi) \cos^3 \varphi.$$

³⁷⁾ Diese Gleichung ist auch von Terzaghi abgeleitet worden und in seinem Buche „Erdbaumechanik“ angegeben.

Der Gedanken- und Rechnungsgang ist genau derselbe, wie oben schon dargelegt. Man findet die folgenden Gleichungen für die Mittendrücke σ_m , in denen bedeutet: φ_0 der Grenzwinkel der Druckverteilung, $\alpha = 1 - \cos \varphi_0$, $\beta = \cotg \varphi_0$:

1a) Kreisflächenlast, rechteckige Druckverteilung (Abb. 38a):

$$(29) \quad \sigma_m = \frac{p_0}{\alpha} (1 - \cos^3 \varphi_r - \beta \cdot \sin^3 \varphi_r).$$

1c) Kreisflächenlast, dreieckige Druckverteilung (Abb. 38c):

$$(30) \quad \sigma_m = \frac{2p_0}{\alpha} (1 - \cos \varphi_r) (1 - \beta \cdot \tg \varphi_r/2).$$

2a) Streifenflächenlast, rechteckige Druckverteilung (Abb. 39a):

$$(31) \quad \sigma_m = \frac{p_0}{2\varphi_0} [\sin 2\varphi_r + 2\varphi_r - \beta (1 - \cos 2\varphi_r)].$$

2c) Streifenflächenlast, dreieckige Druckverteilung (Abb. 39c):

$$(32) \quad \sigma_m = \frac{2p_0}{\varphi_0} [\varphi_r - \beta (1 - \varphi_r \cdot \cotg \varphi_r)].$$

Die den vorstehenden Gleichungen 29 bis 32 entsprechenden Kurven sind in Abb. 40 ebenfalls mit dargestellt, und zwar sind die Zahlenwerte errechnet für $\varphi_0 = 60^\circ$. Dieser Grenzwinkel kann nach den Ergebnissen unserer Versuche als ein Mittelwert gelten; für $\varphi_0 = 40^\circ$ sind die Zahlenwerte etwas höher als für $\varphi_0 = 60^\circ$.

3. Streifenflächenlast, Lage des Punktes A lotrecht unter dem Streifenrande (Abb. 42).

3a) Rechteckige Druckverteilung (Abb. 42a):

$$(33) \quad \sigma_r = \frac{p_0}{4\varphi_0} [\sin 2\varphi_{r_2} + 2\varphi_{r_2} - \beta (1 - \cos 2\varphi_{r_2})].$$

3b) Dreieckige Druckverteilung (Abb. 42b):

$$(34) \quad \sigma_r = \frac{2p_0}{\varphi_0} [\varphi_{r_2} - \varphi_m + \beta (\varphi_{r_2} \cdot \cotg \varphi_{r_2} - \varphi_m \cdot \cotg \varphi_m)].$$

Auch für eine Lage des Punktes A unter dem Rande der Streifenlast sind in Abb. 40f und g die Kurven gemäß Gl. 33 und 34 aufgezeichnet, und zwar, was zu beachten ist, in Abhängigkeit von φ_r , nicht von φ_{r_2} !

Hat man nach den vorstehenden Gleichungen oder mit Hilfe der Kurven in Abb. 40a bis d und f und g die Mitten- und Randdrücke gefunden, so ist es ein leichtes, die übrige Druckverteilung aufzuzeichnen, soweit sie dann überhaupt noch benötigt wird. Die Nulldrucklinie, d. h. die Entfernung, in der kein lotrechter Druck mehr auftritt, ist durch den Winkel φ_0 gegeben. Zum Schlusse sei noch einmal betont, daß in Abb. 40 die Kurven $\varphi_0 = 60^\circ$ für körnigen Boden in geringer und in mittlerer Tiefe und daß die Kurven $\varphi_0 = 90^\circ$ für solchen Boden in größerer Tiefe und für sehr gut bindigen Boden in allen Tiefen gelten.

Zahlenbeispiel.

Unter einer Streifenlast von $b = 1$ m Breite seien die Spannungen zu ermitteln. Es ist in Abb. 43 für Punkt A_1 : $\varphi_r = 45^\circ$, A_2 : $\varphi_{r_2} = 63^\circ 25'$, $\varphi_m = 45^\circ$; A_3 : $\varphi_r = 26^\circ 35'$, A_4 : $\varphi_{r_2} = 45^\circ$, $\varphi_m = 26^\circ 35'$.

Nun liefert für einen ausgesprochen körnigen Boden ($\varphi_0 \approx 60^\circ$) Abb. 40b und 40f u. g folgende Werte:

$$\sigma_{m_1} = 1,08 p_0, \quad \sigma_{m_3} = 0,72 p_0, \quad \sigma_{r_2} = \frac{1}{2} (0,50 + 0,35) p_0 = 0,42 p_0$$

$$\sigma_{r_4} = \frac{1}{2} (0,45 + 0,50) p_0 = 0,47 p_0.$$

Für einen gut bindigen Boden ($\varphi_0 \approx 90^\circ$) gibt die gleiche Ermittlung:

$$\sigma_{m_1} = 0,96 p_0, \quad \sigma_{m_3} = 0,57 p_0, \quad \sigma_{r_2} = \frac{1}{2} (0,40 + 0,46) p_0 = 0,43 p_0$$

$$\sigma_{r_4} = \frac{1}{2} (0,40 + 0,40) p_0 = 0,40 p_0.$$

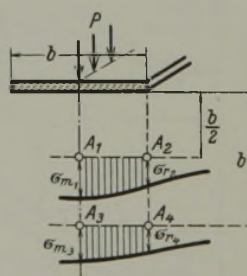


Abb. 43.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. April erschienene Heft 8 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Ingénieur Principal G. Seckler: Straßenüberführung am „Letzten Stüber“ in km 16,180 der Strecke Metz—Luxemburg. — Dr.-Ing. F. Dischinger: Die Theorie der Vieleckkuppeln und die Zusammenhänge mit den einbeschriebenen Rotationsschalen. — Reichsbahnrate Claußnitzer und Vogeler: Merkblatt für Betonbauten. — Cand. ing. Franz Brandeis: Beitrag zur Berechnung von Fundamenten.

Entwicklung des Deutschen Seezeichenwesens. In der Akademie des Bauwesens sprach am 22. März 1929 der Geh. Oberbaurat Gustav Meyer über diesen Gegenstand. — Das Seezeichenwesen dient zur Sicherung der Schifffahrt bei Tage, bei Nacht und bei Nebel. Tagesseezeichen sind Tonnen, Feuerschiffe, Landbaken und Leuchttürme, Seezeichen bei Nacht die Leuchtfeuer. Ihre Lichtstärke konnte durch die Entwicklung des Flüssiggasglühlichts und der elektrischen Glühlampen ohne nennenswerte Erhöhung der sächlichen Betriebskosten bedeutend

erhöht werden. Durch Einbau von Lampenumschaltvorrichtungen, Kennungsgebern, ferner von Zünd- und Löschuhren, die einen unbewachten Betrieb gestatten, wurden die persönlichen Betriebskosten ermäßigt. Die Art der Lichtquellen und die Ausbildung der Leuchte beeinflussen den Betrieb und hierdurch die Bauart der aus Mauerwerk, Gußeisen oder Flußstahl hergestellten Leuchttürme. Die bei vorgeschriebener Tragweite erforderliche Lichtstärke der Leuchtfeuer wird ermittelt auf Grund gegenseitiger Beobachtungen der vorhandenen Leuchtfeuer oder unter Zugrundelegung eines bestimmten Lichtverlustes für eine Seemeile.

Zur Sicherung der Schifffahrt bei Nebel dienen Luft-, Wasser- und Funknebelsignale. Am häufigsten verwendet man Luftschallsignale, deren Wirkung bei dem manchmal sehr ungleichmäßigen Träger der Schallwelle, der Luft, leider sehr stark geschwächt wird. Bedeutend sicherere Beobachtungen werden mit den Wasserschallsendern — Elektromagnetsendern — erzielt, wenn auch häufig Beugung und Brechung der Schallwellen die Tragweite beeinflussen; die Verwendung von Gruppensendern führt infolge ihrer Richtwirkung zu einer weiteren Vergrößerung der Tragweite.

Die Verwendung der drahtlosen Wellen für Nebelsignale hat zu einem bedeutenden Fortschritt in der Sicherung der Schifffahrt geführt. Die seit 1908 vorgenommenen Versuche mit gerichteter Senderanlage an Land und Verwendung eines ungerichteten Empfängers an Bord gelangten infolge Ausbruches des Krieges nicht zum Abschluß. Die nach dem Kriege an Land aufgestellten Peilfunkstellen der Marineleitung ermöglichen die Ortsbestimmung eines mit bestimmter Wellenlänge sendenden Schiffes. Die nach dem Verfahren Scheller-Kievitz arbeitende Versuchsanlage bei Bülk (Richtfunkfeuer) führte nicht zu befriedigenden Ergebnissen.

Allgemeinen Anklang in Schifffahrtkreisen fand die Aufstellung von Funkfeuern (Funkbaken) auf 5 Feuerschiffen der Nordsee, mit deren Hilfe sich ein mit einem Bordfunkpeiler ausgerüstetes Schiff unter Benutzung eigener Messungen seinen Schiffsort bestimmen kann. Durch Koppelung der Funknebelsignale mit den Wasserschallsignalen, d. h. bei gleichzeitigem Beginn dieser beiden Signalarten, ist es möglich, den Abstand des beobachtenden Schiffes von den Sendern dadurch zu ermitteln, daß die Zeitspanne zwischen Empfang des Funknebelsignals und dem Hören des Wasserschallsignals in Sekunden bestimmt wird. Diese Zeit in Sekunden vervielfältigt mit dem von dem Schall im Wasser zurückgelegten Weg = rd. 0,8 sm/sek ist der gesuchte Abstand.

An der Ostsee sind die Anlagen auf Stubbenkammer und in Warnemünde zur Sicherung der Eisenbahnfahren Saßnitz—Trelleborg, Warnemünde—Gjedser bereits seit längerer Zeit in Betrieb. Der weitere Ausbau der Funkfeuer in jenem Meeresteile ist in Ausführung oder in Vorbereitung.

Technische Hochschule Aachen. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Regierungsbaumeister a. D. Eugen Vogler, Vorsitzenden des Vorstandes der „Hochtief“ A.-G. für Hoch- und Tiefbauten in Essen, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Einführung wirtschaftlicher Bauverfahren und um eine geregelte und sachgemäße Ausbildung der technischen Hilfskräfte.

Umbau der Zambesi-Brücke. Die Brücke über den Zambesi, etwa 650 m unterhalb der Victoria-Fälle (s. Abb.), ist eins der berühmtesten Bauwerke seiner Art. Ursprünglich als zweigleisige Eisenbahnbrücke errichtet, soll sie nunmehr so umgebaut werden, daß sie neben einem Gleis eine Kraftwagenstraße und einen Fußweg aufnimmt, ein interessantes



Zeichen dafür, wie sich in den 23 Jahren, die seit ihrem Bau vergangen sind, die Bedeutung der beiden Verkehrsmittel Straße und Eisenbahn verschoben hat. Die Schlucht, die die Brücke, etwa 120 m über dem Wasser, überschreitet, ist ungefähr 200 m breit. Die Hauptöffnung wird von einem parabelförmigen Bogen von 152,5 m Spannweite zwischen den Kämpfergelenken und 27,45 m Stützweite überbrückt. An der Südseite schließt sich ein Fachwerkträger von 26,7 m Länge, auf der Nordseite ein solcher von 19 m Länge an. Damit die Brücke die nötige Seitensteifigkeit hätte, erhielt sie eine Fahrbahn von 9,15 m Breite, auf der sie zwei Gleise der in Kapspur (1,067 m) über sie führenden Eisenbahn hätte aufnehmen können, obgleich für den Verkehr ein Gleis ausreicht. Diese Breite kommt dem jetzt in Aussicht genommenen Umbau zustatten. Das Gleis, das in der Mitte der Brücke geführt ist, soll seine Lage beibehalten. Stromauf neben ihm soll eine Fahrstraße, auf der anderen Seite ein Fuß-

weg eingebaut werden. Die ganze jetzt vorhandene Fahrbahn soll aufgehoben und durch eine neue ersetzt werden. Auch die Hauptträger müssen verstärkt werden. Die ganze Arbeit, die 16 Monate in Anspruch nehmen soll, muß unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes auf der Brücke ausgeführt werden. Die Arbeiten zum Umbau und zur Verstärkung der Brücke sind, wie „Modern Transport“ berichtet, derselben englischen Brückenbauanstalt übertragen worden, die s. Zt. die Brücke gebaut hat. Bemerkenswert ist dabei, daß der Neubau damals nur 70 000 £ gekostet hat, während der Vertrag für die Umbauarbeiten mit 35 000 £ abschließt. In diesem Preis ist die Anforderung der Baustoffe noch nicht einmal enthalten, die vermutlich von der Eisenbahn kostenlos ausgeführt wird. Die Brücke ist 2625 km von Kapstadt und 1530 km von Beira, dem nächsten Hafen an der Ostküste, entfernt. Sie spielte eine wichtige Rolle in dem Plan von Sir Cecil Rhodes, eine Eisenbahnverbindung vom Kap bis Kairo zu schaffen. Obgleich diese bis heute noch nicht zustande gekommen ist, hat die Zambesi-Brücke doch erhebliche Bedeutung für den afrikanischen Verkehr erlangt. Wkk.

Vom Reichshaushalt 1929. Mitte März wurde der Entwurf zum Reichshaushalt 1929 nach seiner Genehmigung durch den Reichsrat dem Reichstag zur Beschlußfassung überreicht. Wir geben anschließend kurz jene Daten bekannt, die in den einzelnen Haushalten vorgesehen sind und für unsere Leser von Belang sind. Der endgültige Haushalt war bei Drucklegung noch nicht festgestellt.

Der Gesamthaushalt umfaßt 195 174 507 R.-M., davon der Haushalt des Reichsfinanzministeriums 16 776 850 R.-M., des Reichsverkehrsministeriums 106 704 500 R.-M., des Reichswehrministeriums 25 260 600 R.-M. und der einzelnen Verwaltungen 46 452 557 R.-M.

Das **Reichsverkehrsministerium** verlangt für die Reichswasserstraßenverwaltung im

ordentlichen Haushalt:

Beiträge zur Bearbeitung von Entwürfen für den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes und für Gewinnung von Wasserkräften 198 000, Vor- und Entwurfsarbeiten für den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes 601 000, Neubau der Straßenbrücke über den Ems-Jade-Kanal bei Mariensiel 166 000, Errichtung eines neuen Bureaugebäudes zwischen Haupt- und Nebengebäude der Deutschen Seewarte 234 000, Errichtung eines Steinbaues in Fuhlsbüttel für die meteorologische Versuchsanstalt der Deutschen Seewarte 42 000, Außergewöhnliche Erneuerung abgängiger Holzbauwerke am Kaiser-Wilhelm-Kanal, 2. Betrag 230 000, Einrichtung von Sammelstellen für Küstensegler an der Straßendrehbrücke bei Rendsburg 67 000, Anschluß des Schleusenkraftwerkes Brunsbüttelkoog an das Hochspannungsnetz der Schleswig-Holsteinischen Elektrizitätsversorgung 85 000, Beschaffung von Dienst-, Wohn- und Lagerräumen usw. für den Reichswasserschutz sowie zur Beschaffung von Geräten und Ausstattungsgegenständen für diesen 341 000, Beteiligung des Reichs an den Aufwendungen für die Aufrechterhaltung der Schnelldampferlinie Swinemünde—Pillau 184 000.

Für die Binnenwasserstraßen.

In Preußen:

Regulierung der Krümmen Gilge, 3. Betrag 1 000 000, Vertiefung des Elbingflusses und des Elbinger Fahrwassers, Rest 650 000, Abflachung der Krümmung bei km 49,00 des Pregels 71 000, Anlage eines Bauhofes und Hafenbeckens an der Breitenbachfahrt bei der Schlepplugschleuse Wilhelmshaus bei Breslau, Rest 150 000, Wiederherstellung besonders stark beschädigter Buhnen in der Oder unterhalb Ohlau (km 219 bis 222) und unterhalb Lebus (km 594 bis 605), 1. Betrag 145 000, Vergrößerung der Vorhäfen der Schlepplugschleuse Ransern bei Breslau und Abgrabung des linken Oderufers oberhalb des Ranserner Wehres, 1. Betrag 500 000, Vertiefung der Häfen Maltsch und Glogau in Anpassung an die größere Tauchtiefe der Schiffe, 1. Betrag 140 000, Ausführung verstärkter Baggerungen in der Oder unterhalb der Warthemündung von km 640 bis 680,3, 1. Betrag 100 000, Beschaffung eines Motorgreifbaggeres für das Wasserbauamt in Küstrin 36 000, Vor- und Entwurfsarbeiten für die Regelung der Wasserwirtschaft im Elde- und oberen Havelgebiet, 2. Betrag 15 000, Verbesserung des Fahrwassers in der Havel oberhalb Brandenburgs, Rest 50 000, Herstellung eines neuen Fahrwassers in der Mündung der Havel in den Trebelsee, Rest 63 000, Kostenbeitrag zum Neubau der Reichsbahnbrücke über das Flakenfließ, Ergänzungsbetrag 70 000, Neubau und Ausbau von Freiarchen in der oberen Havelwasserstraße, Ergänzungsbetrag 59 000, Neubau der Straßenbrücke über den Wentowkanal bei Marienthal (obere Havel) 52 000, Arbeiten zur Sicherung und Erhöhung der Leistungsfähigkeit des Voßkanals, 1. Betrag 150 000, Gründliche Überholung und Instandsetzung der im Betrieb verbleibenden Schleusen des Finowkanals, 1. Betrag 60 000, Verbesserung der Fahrstraße in der Sakrower Enge, 1. Betrag 150 000, Verbesserung der Stromstrecken der Elbe mit regelmäßig eintretendem schlechten und seichten Fahrwasser im Bezirk des Wasserbauamts Wittenberge von km 442,5 bis 502,5, 5. Betrag 200 000, Neubau eines Deckwerkes auf dem rechten Elbufer bei Dautzchen, km 162,62 bis 164,08, im Bauamtsbezirk Torgau, 3. Betrag 100 000, Neubau eines Deckwerkes bei km 350,0 der Elbe an der Ohremündung, Bauamtsbezirk Magdeburg, Rest 53 000, Neubau eines Deckwerkes bei Rosenfeld, km 159,5 der Elbe im Bauamtsbezirk Torgau 159 000, Regulierung der Elbe bei Lostrau, km 336,0 bis 337,56 im Bauamtsbezirk Magdeburg, 1. Betrag 250 000, Verstärkung der Dämme des Ems-Weser-Kanals, Rest 124 000, Neubau einer Schlepplugschleuse bei Hameln, 3. Betrag 600 000, Beseitigung von Fehlstellen auf der Weser zwischen Hann. Münden und Minden, Rest 214 400, Umbau des Weserwehres bei Dörverden, 2. Betrag 700 000, Beseitigung von Uferabbrüchen und Ausführung von Ufer-

sicherungen an der Weser bei Wellie, 1. Betrag 70 000, Bau eines Uferdeckwerkes an der Aller bei Oldau 90 000, Beseitigung von Uferabbrüchen an der Leine, 1. Betrag 95 000, Begradigung der Leine unterhalb der Mündung des Schleusenkanals der 4. Allerstauteufe bei Hademstorf 125 000, Verbreiterung des unteren Vorhafens der Schleuse Herbrum am Dortmund-Ems-Kanal, Rest 135 000, Aufhöhung der infolge Bergbaues abgesunkenen Schleusengruppe IV des Rhein-Herne-Kanals, Rest 379 000, Verbreiterung des Rhein-Herne-Kanals, oberhalb des oberen Vorhafens der Schleusengruppe III von km 13,4 + 20 bis km 13,7 + 70 77 000, Erneuerung eines Teiles der Fernsprechanlagen im Bezirk des Wasserbauamts Rheine, 1. Betrag 50 000, Verbesserung des Fahrwassers im Rhein bei Uerdingen, Rest 50 000, Ausbesserung der Uferböschungen und der Längswerke in der Rheingastrecke (km 1,0 bis 24,0), Rest 75 000, Beschaffung von vier Materialtransportkähnen für die Rheinstrombauverwaltung, Ergänzungsbetrag 30 000, Beendigung der Abgrabungsarbeiten zur Erweiterung des Hochwasserprofils auf dem linken Rheinufer bei Wesel (km 310,3 bis 312,5), 1. Betrag 55 000, Herstellung von Leitwerk-Spundwänden in den Unterkanälen der Main-Schleusen Mainkur, Kesselstadt und Groß-Krotzenburg 62 000, Herstellung eines Parallelwerkes am linken Rheinufer bei Homburg-Essenberg (km 275,8 + 40 m bis km 276,1) 75 000.

In Bayern:

Instandsetzung des Wehres (Nr. 5) der kanalisierten Altmühl bei Kastlthof 77 100, Niederwasserregulierung der Donau bei Kehlheim, 1. Betrag 100 000.

In Sachsen:

Elbstromberichtigung bei Leckwitz-Nünchritz, Rest 50 000.

In Mecklenburg-Schwerin:

Neubau der Lübzener Schiffahrtsschleuse, Rest 290 000.

In Mecklenburg-Strelitz:

Ausbau des Kammerkanalseitenarmes vom Woblitzsee bis zum Großen Labussee, 1. Betrag 90 000. (Fortsetzung folgt.)

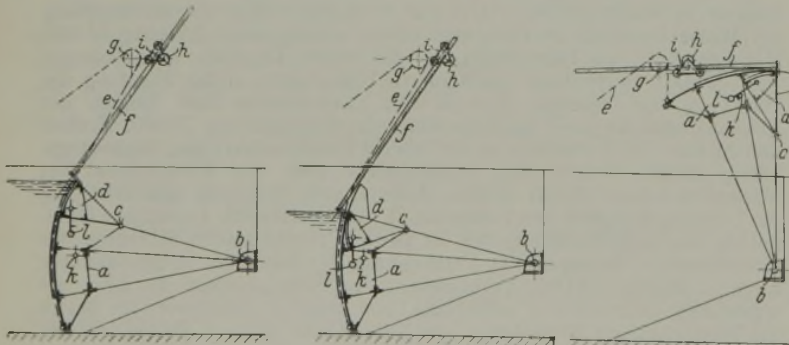
Geheimrat P. Höpfner †. Am 27. März starb in Kassel, der Stätte seiner langjährigen Wirksamkeit, der Geheime Baurat Dr.-Ing. ehr. Paul Höpfner, Stadtoberbaurat a. D. Mit ihm verliert die deutsche kommunale Technik, insbesondere die Vereinigung der Technischen Oberbeamten Deutscher Städte, deren Gründer, früherer Vorsitzender und jahrzehntelanger 1. Geschäftsführer er war, einen Führer und Freund, der in unermüdlich treuem Schaffen für die Allgemeinheit, im Interesse der deutschen Städte bis zu seinem Lebensende tätig war.

Geboren am 28. April 1857 in Grubnitz bei Riesa, besuchte er die Technische Hochschule Dresden und trat nach kurzer Tätigkeit bei der Sächsischen Staatseisenbahnverwaltung 1880 bei der Tiefbauverwaltung der Stadt Leipzig ein. Er wurde 1891 zum Stadtbauinspektor beim Tiefbauamt Elberfeld und 1897 zum Stadtbaurat in Kassel gewählt, wo er eine ausgedehnte Tätigkeit fand. Zahlreiche Bauten sind unter seiner Führung entstanden — Schulen, eine Bibliothek, das Rathaus, die Stadthalle —, die Stadterweiterung wurde dem raschen Aufblühen der Stadt entsprechend gefördert, Straßenbau und Kanalisation planmäßig durchgeführt und die Regulierung des Fuldaflusses vorbereitet und durch Errichtung einer Schiffahrtsschleuse zu einem vorläufigen Abschluß gebracht. 1922 trat Geheimrat Höpfner in den Ruhestand.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Antrieb für Wehre mit Segmentaufsatz und getrennten Hubmitteln für Wehrkörper und Aufsatz. (Kl. 84a, Nr. 461 485 vom 8. I. 1924, von Maschinenbau-A.-G. vormals Starke & Hoffmann in Hirschberg, Schlesien.) Auf das Segment *a*, das um die Achse *b* drehbar ist, ist ein Segment *d*, um eine Achse *c* drehbar, aufgesetzt. Als



Hubmittel für *a* dient eine Kette *e* und für *d* die Zahnstange *f*; der Antrieb geschieht durch eine gemeinschaftliche Antriebswinde mit Kupplung zum wechselweisen Aus- und Einrücken der Antriebsräder *g* für die Kette *e* bzw. *h* für die Zahnstange *f*. Bei der Staustellung des Doppelsegments kann durch Kuppeln der Antriebswinde mit dem Triebhahn *h* das Obersegment *d* durch Zahnstange *f* bis zum Aufliegen auf das Untersegment *a* gesenkt oder in jede Zwischenstellung gebracht werden. Sitzt das Obersegment *d* auf dem Untersegment *a* auf, so können durch Einrücken des Triebhahns für die Kette *e* beide Segmente zusammen in die gehobene Lage gebracht werden. Das entkuppelte Triebhahn *h* rollt

hierbei zunächst im Hub-, dann im Senksinne auf der in einer Schwinde *i* geführten Zahnstange ab. Aus der gehobenen Lage wird das Segment *d* beim Senken mittels des hinter einen Anschlag *k* fassenden Fallhakens *l* vom Untersegment zwangsläufig so lange mitgenommen, bis der Fallhaken *l* infolge seiner Schwere in die senkrechte Stellung übergeht. Beim Untersegment ist das Schließen durch sein Eigengewicht gesichert.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnrate Dr. jur. Kratz, bisher bei der R.B.D. Frankfurt (Main), als Vorstand zum R.V.A. Stettin 1, Reisert, Leiter einer Abteilung beim R.A.W. Darmstadt Wagenwerk, zur R.B.D. Karlsruhe, Mau, Vorstand des R.B.A. Sorau, in gleicher Eigenschaft zum R.B.A. Königsberg (Pr.) 1, und Riemenschneider, Vorstand des bautechnischen Reichsbahn-Neubauamts Dessau 1, als Vorstand zum R.B.A. Sorau.

Ausgeschieden: Reichsbahnbaumeister Mauck in Lübeck, bisher beurlaubt.

Gestorben: Reichsbahnvicepräsident Fabiunke bei der R.B.D. Halle (Saale), die Reichsbahnoberräte Ebermeyer, Mitglied der R.B.D. Nürnberg, und Hermann Maier, Mitglied der R.B.D. Karlsruhe, Reichsbahnrat Schönberg, Abnahmebeamter in Hannover, sowie die Reichsbahnamtswärter Hauer, Vorstand der Bahnmeisterei 20 in Berlin-Westend, Boldt, technischer Betriebskontrolleur bei der R.B.D. Stettin, und Fritzsche, Vorstand der Güterabfertigung Zwickau (Sa.).

Preußen. Das preußische Staatsministerium hat zu ordentlichen oder außerordentlichen Mitgliedern der Akademie des Bauwesens u. a. ernannt bzw. wiederernannt:

a) zu ordentlichen Mitgliedern: Geheimen Kommerzienrat Dr.-Ing. v. Borsig in Reihewerder bei Berlin-Tegel, Ministerialdirektor Professor Dr.-Ing. Dr. Gleichmann in Charlottenburg, Geheimen Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Kammerer in Charlottenburg, Geheimen Regierungsrat Dr.-Ing. Kühne in Berlin-Grünwald, Geheimen Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Reichel in Berlin-Lankwitz;

b) zu außerordentlichen Mitgliedern: Staatsrat Professor Dr.-Ing. v. Bach in Stuttgart, Geheimen Oberbaurat Brandt in Berlin-Steglitz, Geheimen Baurat Professor Dr.-Ing. Cauer in Charlottenburg, Geheimen Rat Professor Dr.-Ing. Dr. Engels in Dresden, Geheimen Oberbaurat Professor Dr.-Ing. Engeßer in Karlsruhe, Geheimen Regierungsrat Professor Grantz in Berlin, Abteilungsleiter i. R. Dr.-Ing. Kittel in Stuttgart, Reichsrat Geheimen Baurat Dr.-Ing. v. Miller in München, Geheimen Baurat Dr.-Ing. Riese in Frankfurt a. M., Geheimen Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Rudeloff in Berlin-Dahlem, Wirklichen Geheimen Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. Zimmermann in Berlin.

Der Regierungsbaurat (W.) Schonk, Vorstand des Wasserbauamts II in Hannover, ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt und an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg versetzt worden.

Der Regierungsbaurat (W.) Dannel in Torgau ist mit der Verwaltung des Wasserbauamts daselbst beauftragt worden.

Versetzt: der Regierungs- und Baurat (M.) Ulrich Müller von der Wasserstraßendirektion in Hannover an die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam und der Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbauamtes Kiel bei dem Kulturbauamt in Stettin an das Kulturbauamt II in Düsseldorf.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind überwiesen worden: der Regierungsbaurat i. e. R. (M.) Lasser der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg; — die Regierungsbaumeister (W.) Eberhard Fischer dem Wasserbauamt in Rathenow und Alfred Giesecke der Regierung in Stade.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauaufseher Karl Böhler, Waldemar Jensen und Eberhard Schnuler (Wasser- und Straßenbauamt); — Walter Rosteck, Johannes Müller, Helmut Woite und Günther Reinke (Eisenbahn- und Straßenbauamt).

In den Ruhestand sind getreten: der Wasserbaudirektor (W.) Hentschel bei der Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr. und der Regierungsbaurat (W.) Braeuer, Vorstand des Wasserbauamts in Torgau.

In den Ruhestand ist versetzt: der Regierungs- und Baurat (W.) Ortmann bei der Wasserstraßendirektion in Hannover.

Dem Regierungsbaumeister (W.) Kuhn beim Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt a. d. Oder ist der nachgesuchte Abschied aus dem preuß. Staatsdienst erteilt worden.

Gestorben: der Geheime Baurat August Rustemeyer in Berlin, früher Mitglied der Eisenbahndirektion daselbst, und der Regierungs- und Baurat (W.) Ernst Brandt¹⁾ beim Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten.

Bremen. Der Oberbaurat Paul Beck beim Hafenbauamt Bremerhaven ist gestorben.

¹⁾ Herrn Reg.- und Baurat Brandt zählte die „Bautechnik“ auch zu ihrem Mitarbeiter; außerdem hat er in den letzten Jahren den Abschnitt „Wasserbau“ im Beton-Kalender bearbeitet.

INHALT: Die Energieverrichtung an Wehranlagen. — Die Wiederherstellung des rechtseitigen Rheindammes bei Schaaf (Lichtenstein). — Druckverteilung im Baugrunde. III. Folgerungen aus den neueren Versuchen, Regeln für die Praxis. — Vermischtes: Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Entwicklung des Deutschen Seezelchenwesens. — Technische Hochschule Aachen. — Umbau der Zambesi-Brücke. — Vom Reichshaushalt 1929. — Geheimrat P. Höpfner †. — Patentschau. — Personalnachrichten.