

# DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 13. November 1936

Heft 49

## Alle Rechte vorbehalten. Tätigkeit der staatlichen Flußbauverwaltung in Bayern im Jahre 1935.

Bearbeitet in der Abteilung für das Bauwesen im Bayerischen Staatsministerium des Innern von Ministerialrat von Nitzsch, München.

(Schluß aus Heft 47.)

### 13. Mangfall.

(Hochwassergefährlicher Fluß.)

Etwa 3 km oberhalb der Bahnstation Westerham hat die Mangfall in einer überaus scharfen S-Krümmung die Hochufer angebrochen, so daß für das dicht an diesem Ufer stehende kleine Maschinenhaus, das das Schloßgut Niederaltenburg und das Schloß Altenburg selbst, sowie die Ortschaft Aschbach mit Wasser und elektrischem Licht versorgt, die Gefahr bestand, in absehbarer Zeit unterspült und zerstört zu werden.

wiederkehrenden Hochwassers die zweimalige Uferböschung mit Bruchsteinpflaster versehen, wobei sich letzteres auf eine 0,70 m dicke Drahtnetzwalze und einen 0,75 m<sup>3</sup>/lfdm fassenden Steinvorfuß stützt. Darüber liegt Berauhwehrung und Rasen. In der Konvexen kam in der Hauptsache mit dünnem Drahtnetz abgedeckter Rasen zur Ausführung. Bis zur Höhe der alljährlichen Hochwasser fand statt des Rasens Berauhwehrung, deren Fuß noch mit einer geringen Steinmenge (0,35 m<sup>3</sup>/m) gesichert wurde, Verwendung (Abb. 67 u. 68).



Abb. 67. Uferregulierung und Kurvenverflachung an der Mangfall bei Niederaltenburg; Blick flußaufwärts.



Abb. 68. Wie Abb. 67.

Auch drohte durch den fortschreitenden Uferabbruch der Verlust wertvollen landwirtschaftlich benutzten Bodens, sowie für die unterhalb der Anbruchstelle gelegene Mangfallstrecke, die sich bisher in verhältnismäßig gutem Zustande befand, Vermehrung der Geschiebetrift und damit eine gewisse Verwilderung des Flusses. Eine Teilkorrektur der Mangfall auf etwa 400 m Länge durch Abflachen der Krümmungen war daher nicht mehr länger zu umgehen.

Unter Anwendung eines Mindestkrümmungshalbmessers von etwa 100 m und Durchstechung des linksseitigen Ufergeländes ergab sich eine Verkürzung der Flußstrecke um rd. 90 m und eine Gefällerrhöhung von 3,8 auf 4,4 ‰.

Wegen der Geschiebearmut der Flußstrecke, in der die Teilkorrektur liegt, und wegen der unvermeidlichen Gefällmehrerung wurde das Durchstichgerinne für eine mittlere Profilschwindigkeit von nur 4 m/sek bemessen. Von dem Einbau von Sohlenschwellen ist zunächst abgesehen worden. Durch Beobachtung soll festgestellt werden, ob die zu erwartende Sohleneintiefung des durch die Überleitung von Mangfall- und Schlierachwasser in den Seehamer See bereits in seinem natürlichen Gleichgewicht gestörten Flusses sich erträglich gestaltet und ohne Besorgnis für den Bestand des Korrektionsstückes belassen werden kann.

Das bei der Durchstichanlage gewonnene Material (rd. 7000 m<sup>3</sup>) diente zur Auffüllung des alten Bettes und zur Schüttung des Hochwasserdammes. Die Befestigung des Flußprofils wurde in sparsamster Weise durchgeführt. In der Konkaven wurde bis auf Höhe des durchschnittlich alle 10 Jahre

Der Kostenaufwand belief sich auf rd. 36 000 RM; dabei fielen 4316 Tagschichten an.

### 14. Main.

Mainleus—Hausen (km 473,573 bis 431,234).

Die Bautätigkeit erstreckte sich in der Hauptsache auf die Ergänzung und Sicherung der Uferbefestigungen, die in den Jahren 1933 und 1934 in den großen Durchstichstrecken zwischen Kösten und Lichtenfels, zwischen Gruben und Hochstadt und Burgkunstadt hergestellt worden war. Außerdem wurde es nötig, am oberen Ende des Maindurchstiches bei Trebitzmühle das dort befindliche alte Wehr durch Einbau einer Sohlenschwelle gegen die durch die Kürzung des Mainlaufes eingetretene Sohlenvertiefung zu schützen. Die Ausführung der Schwelle geschah in einfachster Form als Bruchsteinschwelle mit abgeplastertem, flach geneigtem Rücken mit einer abschließenden Pfahlwand im Unterwasser, mit kräftig ausgebildeten Toswinkeln und mit abgeplasterter Uferböschung (Abb. 69).

Auch das Mainwehr in Lichtenfels mußte infolge der durch den Durchstich entstandenen Wasserspiegelabsenkung teilweise gesichert werden. Das Grundmauerwerk der Floßgasse und Kiesschleuse wurde unter Umfassung mit einer eisernen Spundwand am Auslauf neu hergestellt. (Abb. 70



Abb. 69. Sohlenschwelle unterhalb des Wehres der Trebitzmühle am Main.

zeigt das Wehr nach Ausführung des Durchstiches und Abb. 71 nach der Instandsetzung.) – Daneben kamen verschiedene Uferschutzbauten kleineren Umfangs zur Ausführung. Der Kostenaufwand für die in dieser Mainstrecke ausgeführten Arbeiten betrug 105 500 RM, 9050 Tagschichten fielen dabei an.

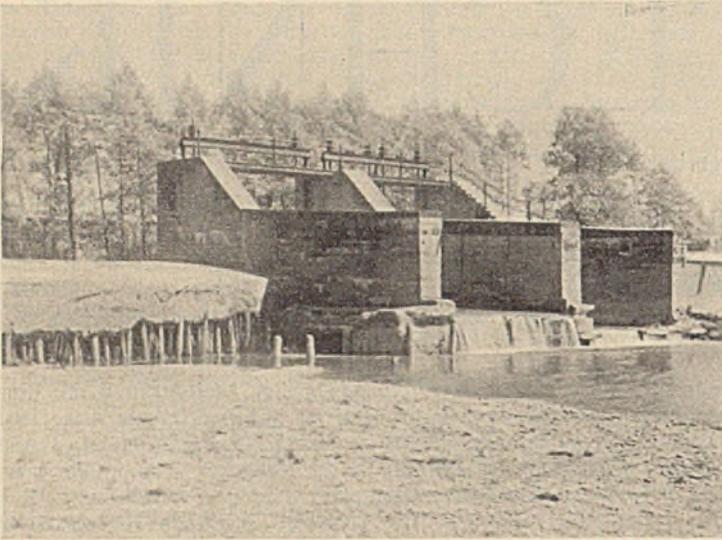


Abb. 70. Mainwehr in Lichtenfels im Herbst 1934.

Hausen—Bamberg (km 431,234 bis 392,8).

Oberhalb der Unnersdorfer Brücke war das Ufer in der geraden Flußstrecke und in der flußaufwärts liegenden Krümmung (km 429,16 bis 429,69) teilweise stark in Abbruch versetzt und stellenweise übermäßig breit. Im Interesse der Floßfahrt und um eine Verwilderung des Flusses hintanzuhalten, war der Ausbau dringend nötig. In der geraden Flußstrecke

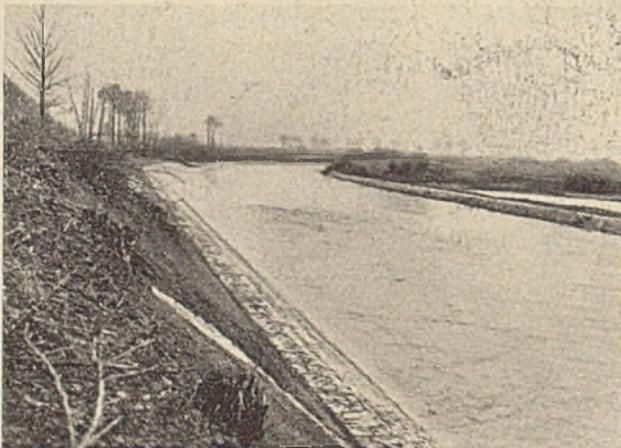


Abb. 72. Mainkorrektur oberhalb der Unnersdorfer Brücke.

wurde zur Sicherung der Uferböschung ein Grundwurf von 1 m Breite bis über NW eingebracht und darüber bis zur MHW ein Pflaster aus Jurakalksteinen im Neigungsverhältnis 1:2 ausgeführt. Den Abschluß des Böschungspflasters bildete eine 1 m breite Kronenpflasterung, an die sich die rückseitige Rasenböschung möglichst flach anschloß. Am oberen



Abb. 74. Mainkorrektur am Driemeisel bei Nedensdorf.

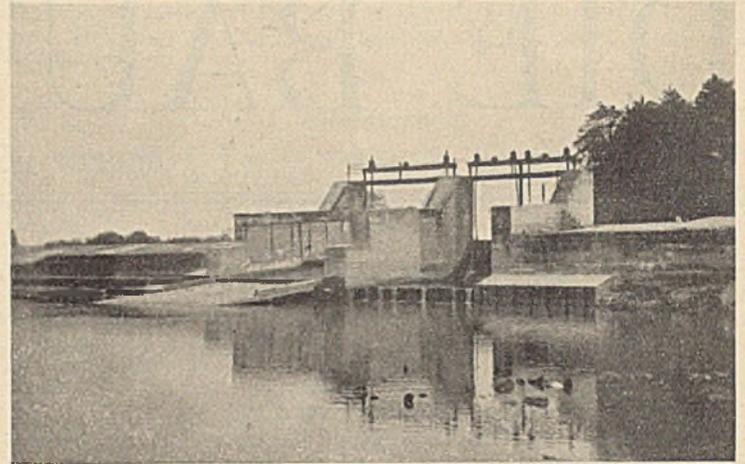


Abb. 71. Mainwehr in Lichtenfels nach Instandsetzung im Herbst 1935.

Ende des Baues wurde im Interesse der Fischerei ein etwa 60 m langes Leitwerk mit Fischöffnung angelegt (Abb. 72 u. 73).

Die Baukosten betragen 24 000 RM; 2785 Tagschichten wurden geleistet.

Die Felsenstrecke am Driemeisel bei Nedensdorf war wegen der großen Flußbreite und des starken Gefälles bei Niederwasser von jeher ein besonderes Hindernis für die Floßfahrt und sonstige Fahrzeuge. Das Ufer war entlang des Driemeisels vollständig in Abbruch versetzt und in der anschließenden flußabwärts liegenden felsenfreien Strecke stellenweise



Abb. 73. Wie Abb. 72.

stark ausgekolkelt. Der Ausbau der dortigen Flußstrecke (km 426,38 bis 426,83) wird daher von den Flößereitreibenden sehr begrüßt. Zur Herstellung der richtigen Flußbreite mußten auf die Länge des Driemeisels in einer durchschnittlichen Breite von 6 bis 8 m Auffüllungen bis zur MHW mit Baggergut ausgeführt werden. Im übrigen geschah der Ausbau



Abb. 75. Wie Abb. 74.

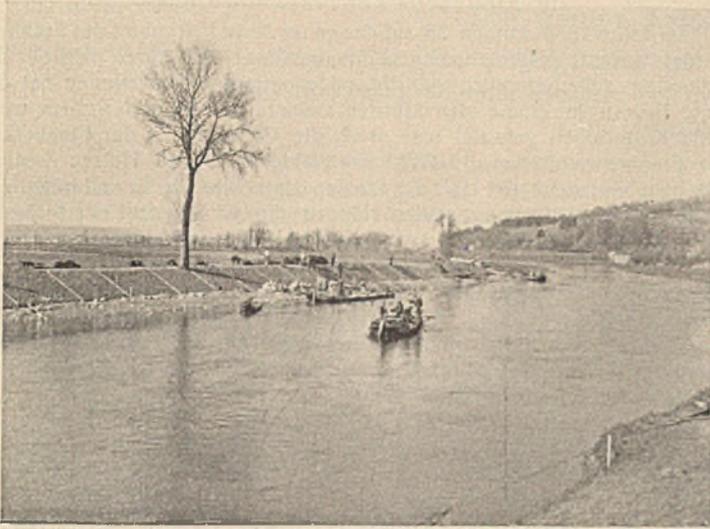


Abb. 76. Mainkorrektlon oberhalb der Dietersdorfer Eisenbahnbrücke.



Abb. 77. Wie Abb. 76.

mit Ausnahme des Leitwerks wie bei der Unnersdorfer Brücke mit Grundwurf, Pflasterböschung und z. T. mit Rasenbelag (Abb. 74 u. 75).

Bei einem Baukostenaufwand von 26 000 RM fielen 4195 Tagsschichten an.

Gegenüber der Bamberger Mauer (km 407,4 bis 407,65) war das rechte Mainufer stellenweise stark abgebrochen und der Fluß streckenweise zu breit. Um weitere Abbrüche zu vermeiden, wurde eine 230 m lange Ufersicherung durchgeführt. Zur Erreichung der richtigen Flußbreite mußten auf der bereits fertiggestellten Strecke Auffüllungen mit durchschnittlich 5 bis 6 m Breite vorgenommen werden. Im übrigen wurde der Ausbau wie bei der Unnersdorfer Brücke durchgeführt (Abb. 76 u. 77).

Mit einem Baukostenaufwande von 10 000 RM wurden 950 Tagsschichten geleistet.

An Unterhaltungsarbeiten wurden ausgeführt: Grundwurfergänzungen unterhalb der Zapfendorfer Brücke (km 412,2), ein Leitwerk unterhalb der Baunacher Eisenbahnbrücke (km 404,0) auf 25 m Länge und Grundwurfergänzungen bei Hallstadt (km 406,7 bis 407,8). Die Kosten hierfür betragen 27 000 RM, mit denen 3000 Tagsschichten geleistet wurden.

#### 15. Floßbare Regnitz.

In der konkaven rechtseitigen Uferstrecke zwischen km 29,2 und 29,525 unterhalb Forchheim befindet sich ein Altwasser, das zur Vermeidung weiterer Auskolkungen durch ein Leitwerk geschlossen wurde. Eine 5 m breite Fischöffnung wurde freigelassen.

Die Reststrecke von km 29,24 bis 29,525 war durch Uferabbrüche und Ausbuchtungen stark verwildert. Zur Vermeidung weiterer Hochwasserschäden wurde das Ufer bis zur Geländehöhe, die durchweg auf MHW liegt, durch ein Deckwerk geschützt. Das Uferdeckwerk besteht aus 1 m breitem Grundwurf, 2,7 m breiter Pflasterböschung und einem 1 m breiten Kronenpflasterstreifen (Abb. 78).

Die Baukosten betragen 16 000 RM bei 2300 geleisteten Tagsschichten.

In der Flußstrecke von km 14,8 bis 15,02 wird die Wasserkraft durch die Anlage des Überlandwerks Oberfranken AG bei Hirschaid ausgenutzt. Wegen der unregelmäßigen Wasserführung hatten sich im Flußbett ungleichmäßige Sand- und Kiesbänke gebildet, die bei Hochwasser starke Uferschäden bewirkten. Die Ablagerungen wurden beseitigt und die Ufer wie bei der vorigen Baumaßnahme gesichert (Abb. 79).



Abb. 79. Regnitzkorrektlon bei Hirschaid.



Abb. 78. Regnitzkorrektlon unterhalb Forchheim.

Kernes für das flußabwärts anschließende Leitwerk verwendet. Das abgegrabene Ufer wurde durch Grundwurf und Pflasterung der Böschungen gesichert. Der rd. 100 m lange Leitwerkbau, dessen Krone auf MHW gelegt wurde, ist beiderseitig gepflastert und mit starkem Grundwurf geschützt (Abb. 80).

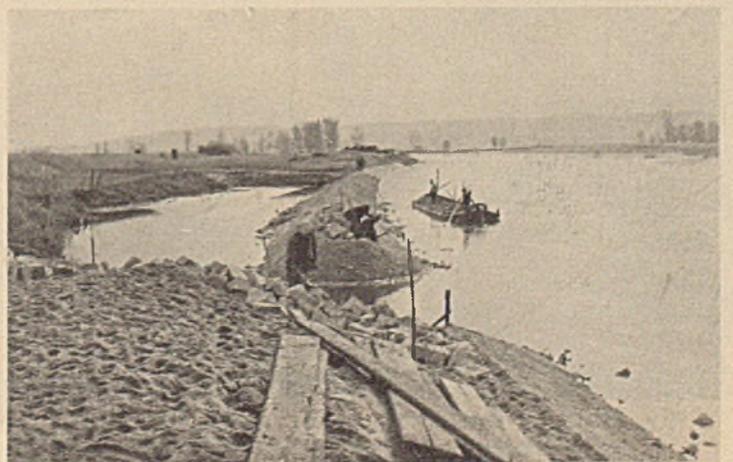


Abb. 80. Regnitzkorrektlon unterhalb Strullendorf.

Die Ausführungskosten betragen 24 500 RM, wobei 3700 Tagschichten anfielen.

Die Hochwasser der letzten Jahre hatten zwischen km 11,24 und 11,44 bei Strullendorf starke Uferschäden verursacht. Da die Ufer aus sandigem Material bestehen, mußten Ufersicherungen, bestehend aus Grundwurf und Böschungspflaster, ausgeführt werden. Die Kosten betragen bei 500 geleisteten Tagschichten 5000 RM.

An verschiedenen Stellen waren Unterhaltungsarbeiten, bestehend aus Ergänzungen der Pflasterungen und Grundwürfe, notwendig, so:

von km 8,6 bis 10,6	beiderseits	Grundwurfergänzung	. . . . .	200 m <sup>3</sup>
„ „ 11,0 „ 11,2	rechtseitig	Grundwurfergänzung	. . . . .	150 „
„ „ 12,35 „ 12,45	rechtseitig	Grundwurfergänzung und Pflasterausbesserung	. . . . .	100 „
„ „ 13,95 „ 14,0	rechtseitig	Grundwurfergänzung und Pflasterausbesserung	. . . . .	100 „
„ „ 17,3 „ 17,5	rechtseitig	Grundwurfergänzung und Pflasterausbesserung	. . . . .	100 „
„ „ 20,45 „ 20,5	linkseitig	Pflasterverbreiterung	. . . . .	100 „
„ „ 20,55 „ 20,65	linkseitig	Instandsetzung der Böschung	. . . . .	—
„ „ 21,4 „ 21,45	rechtseitig	Grundwurfergänzung	. . . . .	50 „
„ „ 22,5 „ 22,7	rechtseitig	Grundwurfergänzung	. . . . .	100 „
„ „ 28,0 „ 30,4	linkseitig	Grundwurfergänzung	. . . . .	250 „

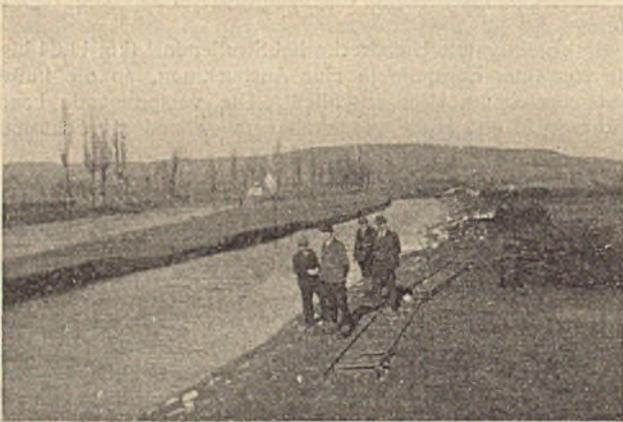


Abb. 81. Rodach bei Küps bei kleinem Hochwasser während des Baues, flußaufwärts gesehen; links alter, rechts neuer Flußlauf.

Außerdem wurde im Flußbett unterhalb der Seußlinger Regnitzbrücke die notwendige Räumungsarbeit durchgeführt und mit der Sicherung des rechtseitigen Ufers bei km 18,2 begonnen.

Zur Wiederherstellung der durch Hochwasser beschädigten rechten Uferböschung des rechtseitigen Regnitzarmes zwischen km 3,9 und 4,0 wurden 100 m<sup>3</sup> Steine verwendet.

Diese Unterhaltungsarbeiten erforderten einen Kostenaufwand von 41 500 RM, mit denen 5350 Tagschichten geleistet wurden.

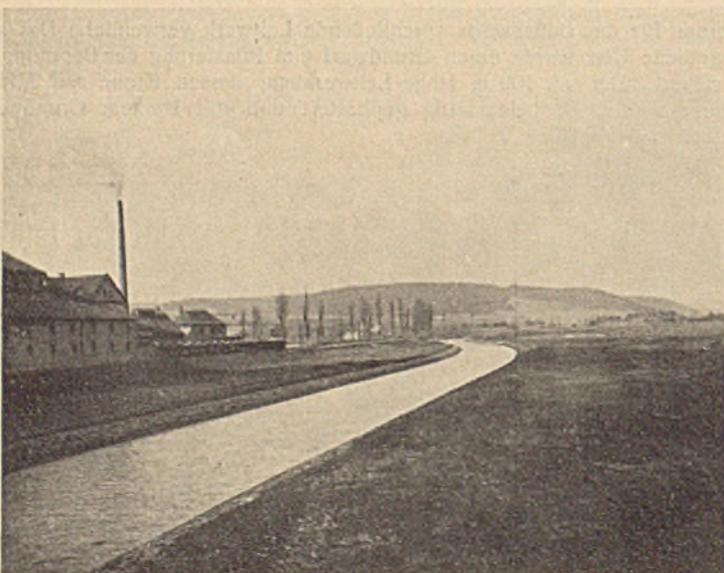


Abb. 82. Neuer Rodachlauf bei Küps, flußaufwärts gesehen. Die Rodach floß früher entlang der Fabrik.

## 16. Floßbäche des Frankenwaldes.

Im Jahre 1935 wurden 36 auf das ganze Notstandsgebiet des Frankenwaldes verteilte Unternehmungen durchgeführt. Mit diesen von der Bevölkerung außerordentlich günstig aufgenommenen Maßnahmen hat das Land Bayern in einem der ärmsten Gebiete unseres Vaterlandes wertvolle Kulturarbeiten geleistet und durch die Verbesserung der Floßbarkeit der Frankenwaldbäche die Wettbewerbsfähigkeit seines Holzes wesentlich gehoben; denn das Holz ist für den stark bewaldeten und hügeligen Frankenwald mit seinen steilen Hängen die wichtigste Erwerbsquelle. Im Jahre 1935 hat der Holztransport einen Umfang angenommen, wie er den ältesten Flößern nicht bekannt ist. Damit sind die Flößer und ein großer Teil der Waldarbeiter wieder ihrem ursprünglichen Beruf zurückgegeben worden.

Die Gesamtbaukosten für die an den Floßbächen des Frankenwaldes ausgeführten Verbesserungen und Uferbauten belaufen sich auf 458 000 RM, die Zahl der geleisteten Tagschichten auf 60 850.

Von größeren Arbeiten sind folgende bemerkenswert:

An der Rodach, einem Nebenfluß des Main und dem Hauptfluß des Frankenwaldes, traten oberhalb der Straßenbrücke bei Küps wiederholte starke Zerstörungen an den Ufern und Vorländern auf; daneben wurde gegenüber der Porzellanfabrik jedes Jahr das Flußbett verkiest, so daß die Flößerei dadurch stark behindert wurde.

Die Ursache der Übelstände war schwer erkennbar, wurde aber schließlich in der gegenseitigen Lage des Flußbettes und Hochwasserdammes, sowie der ungünstigen Einmündung eines Nebenarmes zwischen km 11,5 und 12,2 gefunden. Das Flußbett und ein Teil des Hochwasserdammes wurde deshalb verlegt und der linke Hochwasserarm der Rodach unter spitzem Winkel eingeführt. Durch diese Maßnahmen sind die bisherigen Mißstände behoben worden (Abb. 81 u. 82).

Die Kosten dieser Baumaßnahmen betragen 69 000 RM, mit denen 7000 Tagschichten geleistet wurden.

An der Wilden Rodach, einem linkseitigen Nebenfluß der Rodach, wurde die Strecke zwischen km 8,2 und 9,4 oberhalb Wallenfels auf die linke Talseite verlegt, um die Flößerei und die Bewirtschaftung der Grundstücke zu erleichtern. Die Gesamtlänge der Verlegung beträgt 909 m, der zu überwindende Höhenunterschied 8,84 m. Um das Gefälle nicht zu verstärken, wurden acht Schwellen eingebaut, die durchschnittlich 0,4 m hohe senkrechte Abstürze aufweisen. Das Gefälle zwischen den Schwellen beträgt 5,7 bis 6,7 ‰, die Sohlenbreite mißt 7 m, die Böschung ist im Neigungsverhältnis 1 : 2½ angelegt und mit Bruchsteinen aus dem Köstner Marmorbruch gepflastert.

Diese Baumaßnahme erforderte einen Kostenaufwand von 65 000 RM, mit denen 7750 Tagschichten geleistet wurden.

An der Haßlach, einem rechtseitigen Nebenfluß der Rodach, wurden die in den Vorjahren begonnenen Arbeiten zum Schutze der Ortschaft Neukenroth gegen Überschwemmung fortgeführt. Zwischen km 13,12 und 13,35 wurden die scharfe Flußkrümmung abgeflacht, das Flußbett erweitert und die Ufer teils mit Mauern, teils mit Pflasterböschung gesichert.

Die Bauarbeiten erforderten einen Aufwand von 23 000 RM; die Zahl der angefallenen Tagschichten betrug 2100.

2 km unterhalb der Ortschaft Rothenkirchen mündete der Landeitenbach bisher senkrecht in die Haßlach. Diese Einmündung war für die Flößerei und die Wasserabführung wegen der starken Kiesablagerung ebenso nachteilig wie die oberhalb liegende scharfe S-Krümmung. Der Flußlauf wurde deshalb von der Bahnbrücke abwärts verlegt und mündet jetzt in einem schlanken Bogen spitzwinklig in die Haßlach. Die Verlegung des Flußbettes machte auch den Neubau eines Wehres und von drei Sohlenschwellen nötig, um den 2,20 m großen Höhenunterschied in der neuen Strecke zu überwinden. Die Kosten dieser Baumaßnahmen betragen 25 000 RM; 5750 Tagschichten fielen dabei an.

Eine weitere Arbeit größeren Umfangs gelangte in der Kremnitz, einem Nebenfluß der in die Haßlach mündenden Kronach, zwischen km 7,0 und 7,6 zur Ausführung. Die Kremnitz lag dort an einem im Winter fast völlig sonnenlosen Steilhang. Wenn Tauwetter eintrat, staute sich dort das Eis auf und wurde mit den nachflutenden aufgestauten Wassermassen auf die Wiesen abgedrängt, riß diese auf und schädigte sie durch das langsam abschmelzende Eis. Die Kremnitz wurde deshalb von dem Steilhang weg verlegt und so geführt, daß auch die Flößerei und Entwässerung des Talgrundes aus der Verlegung Nutzen zieht.

Die Baukosten betragen 28 000 RM, mit denen 4650 Tagschichten geleistet wurden.

Im übrigen wurden an den Floßbächen zerstörte Uferbauten wiederhergestellt und verfallene Holzbauten durch Steinbauten ersetzt, ohne daß dabei die Flußläufe in ihrer Lage geändert wurden. Die Arbeiten bestanden hauptsächlich in der Herstellung von gepflasterten Uferböschungen und waren mit der Erweiterung von Engstellen und sonstigen kleineren Verbesserungen verbunden.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die neuen Talsperrendämme im Harz.

### Erfahrungen bei Vorarbeiten, Gestaltung, Bau und Betrieb des Söse- und Oderwerkes der Harzwasserwerke.

Von Prof. Dr.-Ing. Collorio, Hannover, und den bei den einzelnen Abschnitten genannten Mitarbeitern.

(Fortsetzung aus Heft 47.)

#### 4. Festigkeit der Böden.

Für die Standsicherheitsberechnungen der Sperrdämme und ihrer Böschungen war die Festigkeit der vorgefundenen Böden festzustellen. Die ersten Untersuchungen beschränkten sich auf eine Feststellung der

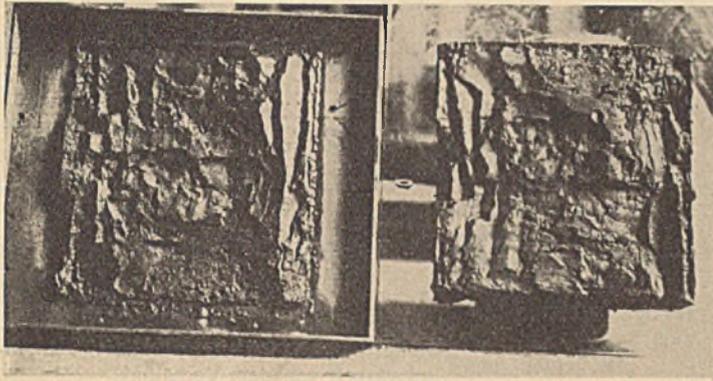


Abb. 16. Darstellung der Gleitebenen beim Versuch mit dem Kreyschen Apparat ohne obere Scherplatte. Links unterer Rahmen, rechts oberer Bodenteil.

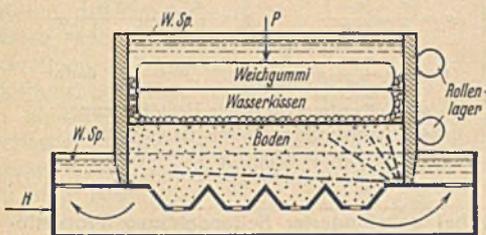


Abb. 17.

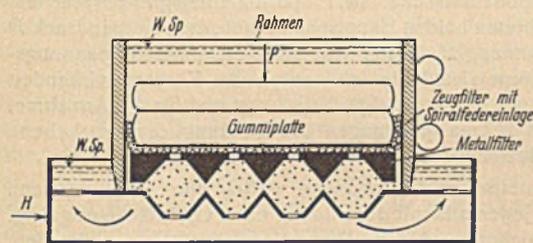


Abb. 18.

Abb. 17 u. 18. Der Rahmen des Kreyschen Reibungsapparates.

Abb. 17 ohne obere Scherplatte mit Eintragung der aus Abb. 16 ersichtlichen Gleitflächen; Abb. 18 mit oberer Scherplatte.

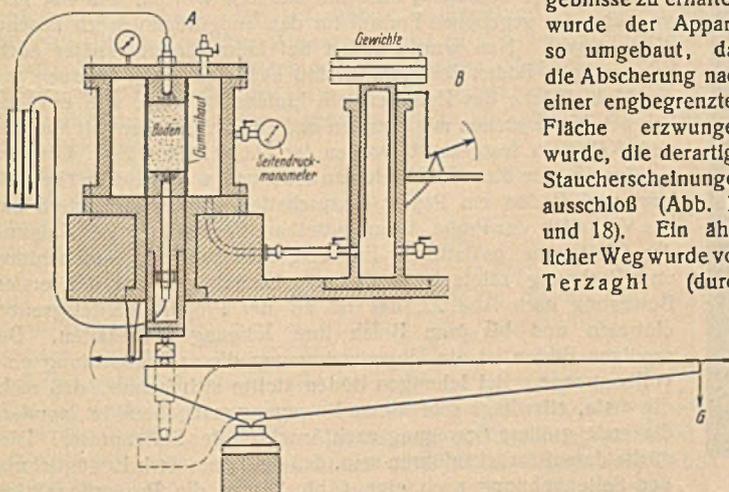


Abb. 19. Schematische Darstellung der kleinen Bodenpressen, wie sie bei den Harztalsperren Verwendung fanden.

G Gewicht am Hebel, A Bodenpresse mit Wasser gefüllt, B Seitendruckpresse mit Wasser gefüllt; die beiden links eingetragenen Meßgläser haben das aus dem Boden ausgepreßte Wasser aufzunehmen; Messung der Bewegung an beiden Kolben unmittelbar und am Druckhebel. Die Abbildung enthält die auf Grund der Versuche erforderlich scheinenden Verbesserungen noch nicht.

inneren Reibung der Böden mit dem auch von der preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau benutzten Gerät von Prof. Krey. Dabei stellte sich heraus, daß sich der Boden in der Kammer, deren Bodenplatte abgezogen wird, staucht, daß also nicht immer reine Reibungswiderstände, sondern auch Strukturwiderstände gemessen wurden. Abb. 16 zeigt nach Abheben des oberen Rahmens mehrere ausgeprägte Gleitflächen für einen sandigen Boden (Körnung 0 bis 0,06 mm). Um eindeutige Ergebnisse zu erhalten, wurde der Apparat so umgebaut, daß die Abscherung nach einer engbegrenzten Fläche erzwungen wurde, die derartige Staucherscheinungen ausschloß (Abb. 17 und 18). Ein ähnlicher Weg wurde von Terzaghi (durch

Einlagerung von Stahlrosten) und später von Casagrande (mit gezahnten Steinen) beschriftet.

Sehr bald stellte sich heraus, daß die mit diesem Gerät möglichen Untersuchungen zur Beschreibung des Bodens nicht ausreichen. Die Größenverhältnisse des Gerätes gestatteten nur die Untersuchung von Feinböden, so daß der für die praktischen Zwecke wichtige Einfluß des größeren Kornes überhaupt nicht festgestellt werden konnte. Außerdem gaben aber diese Versuche nur einen sehr beschränkten Einblick in die Festigkeitseigenschaften der Böden selbst, da der Gleitvorgang in einer bestimmten Ebene erzwungen und die Bildung von zusätzlichen Strukturwiderständen, wie die obigen Ausführungen zeigen, verhindert werden mußte. Da Versuche mit beweglichen Wänden, wie sie Terzaghi vorgenommen hat und wie sie im Franzius-Institut für uns durchgeführt wurden, keinen ausreichenden Einblick gaben, mußte ein neues Gerät konstruiert und erprobt werden, das die Feststellung der Gleit- und Bruchebenen und die Berechnung der in diesen Ebenen wirkenden Spannungen unter wechselnden Hauptspannungen gestattete und damit eine Beurteilung der Festigkeit der Böden ermöglichte.

Zu diesem Zwecke wurde, in Anlehnung an den von Ehrenberg zur Feststellung der Zusammenpressung der Böden benutzten Apparat, eine Bodenpresse in zwei verschiedenen Ausführungen hergestellt, die in Abb. 19 bis 21 dargestellt ist. Die Versuche konnten damit auf zweierlei Weise durchgeführt werden: Entweder wurde zuerst bei verhinderter Seitenausdehnung der Boden durch Steigerung der Kolbenlast bis zum gewünschten Grade verdichtet und im zweiten Stadium des Versuches bei gleichbleibender Kolbenlast nach Anschluß der Seitenpresse und Ermöglichung seitlicher Ausdehnung der Seitendruck stufenweise verringert, bis der Bruch des Bodens eintrat. Oder es wurde von Anfang an eine Seitenausdehnung gestattet und unter gleichbleibender Belastung der Seitenpresse die Kolbenlast so lange gesteigert, bis der Bruch des Bodens beobachtet werden konnte. In jedem Falle wurden neue Gewichte erst dann aufgegeben bzw. abgenommen, wenn der Boden völlig zur Ruhe gekommen war; im Gegensatz zu dem Verfahren von Prof. Buisman und Dr. Jürgenson, die mit ähnlichem Gerät arbeiteten, wurden unsere Versuche also langsam durch-

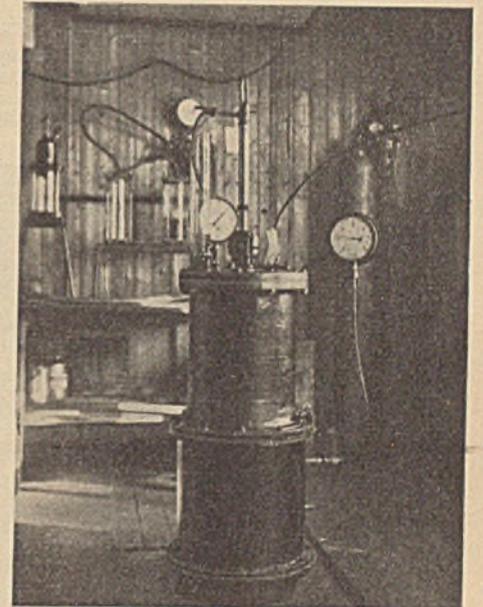


Abb. 20. Presse in Arbeit.

Im Hintergrunde die Preßflaschen, rechts Seitendruckmanometer, Mitte Kolbendruckmanometer und Bewegungsanzeiger, links Meßgefäß zur Aufnahme des ausgepreßten Bodenwassers (auf der Presse stehend).

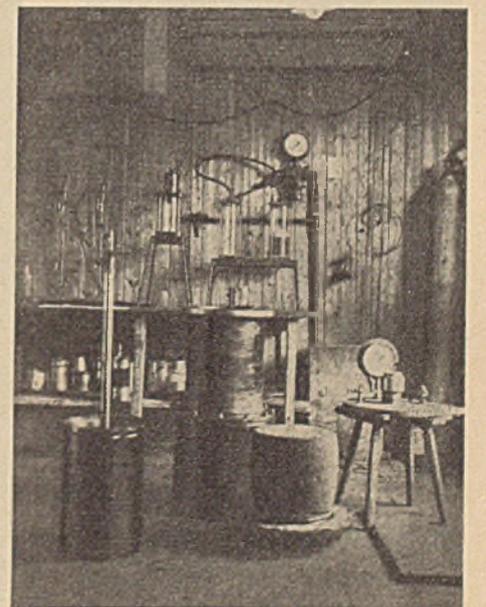


Abb. 21. Presse auseinander genommen. Links Kolben, Mitte Zylinder und rechts Bodenkörper auf Grundplatte nach dem Versuch.

Abb. 20 u. 21.

Darstellung der großen Bodenpresse.

30 cm Durchm. und bis zu 90 cm Höhe des Bodenzylinders, mit Preßwasserantrieb.

geführt und dabei neben den beiden Hauptspannungen und der Bewegung auch die Wasserabgabe und die Veränderung der Porenziffer genau beobachtet. Der Versuchsvorgang nach der ersten Art ist in Abb. 22

dargestellt. Daraus ist zu ersehen, daß bei behinderter Seitendehnung mit zunehmender Verdichtung ( $H = \sigma_y$ ) weniger stark steigt als der Kolbendruck ( $P = \sigma_x$ ), weiter, daß bei einem bestimmten Verhältnis der Hauptspannungen nach Ermöglichung unbehinderter Seitendehnung eine erste Bewegung eintritt, die aber noch nicht den Bruch des Bodens bedeutet. Die Bewegung kommt schnell wieder zum Stillstande, bei weiterer Senkung des Seitendruckes wiederholt sich dies, bis schließlich ein bestimmtes Spannungsverhältnis zum Bruch führt.

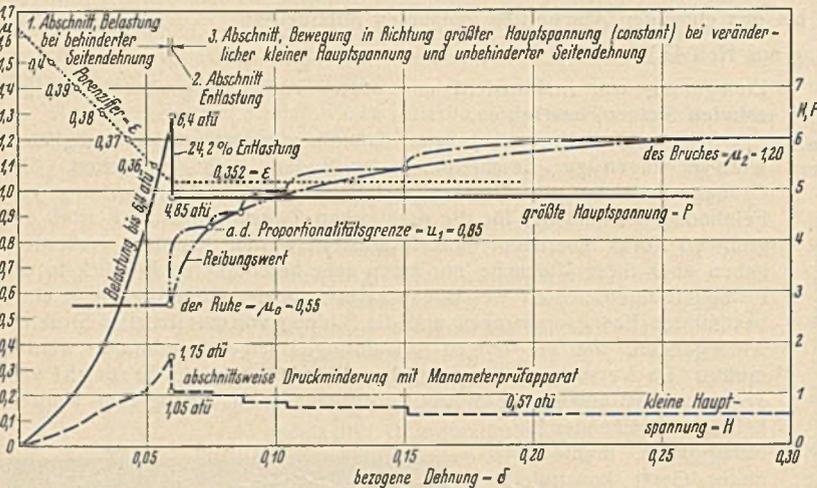


Abb. 22. Druckdehnungsdiagramm

für einen Versuch mit Vorpresseung, Entlastung und Abpressen des Bodens bei unbehinderter Seitendehnung und veränderlicher kleiner Hauptspannung ( $H = \sigma_y$ ). Der Kolbendruck ( $P = \sigma_x$ ) bleibt nach Entlastung des Bodenkörpers unverändert.

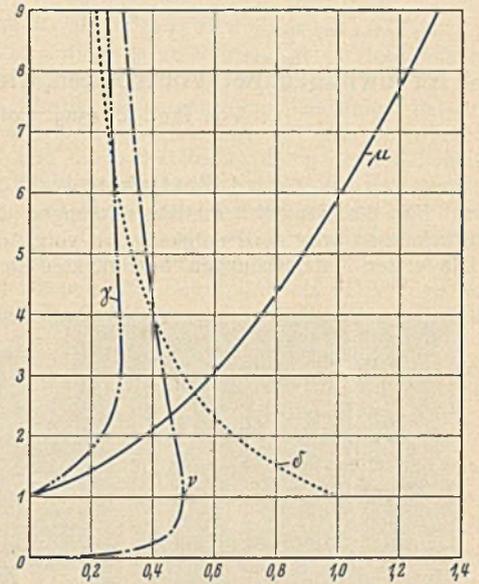


Abb. 23. Zahlenmäßige Zusammenhänge der Hauptspannungen und der Spannungen in der Bruchebene bzw. Gleitebene, in Abhängigkeit von dem Verhältnis

$$\frac{P}{H} = \frac{\sigma_x}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} = n \text{ (Ordinaten).}$$

Die Abszissen sind:

$$\mu = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{n-1}{2\sqrt{n}} \quad \gamma = \frac{\tau}{\sigma_x} = \frac{n-1}{(n+1)\sqrt{n}}$$

$$v = \frac{\tau}{\sigma_x - \sigma_y} = \frac{\sqrt{n}}{n+1} \quad \delta = \frac{\sigma}{\sigma_x}; \text{ darin}$$

$\sigma_x$  (Kolbendruck) = größte Hauptspannung  
 $\sigma_y$  (Seitendruck) = kleinste Hauptspannung  
 $\tau$  Schubspannung in Gleitebene  
 $\sigma$  Druckspannung in Gleitebene.

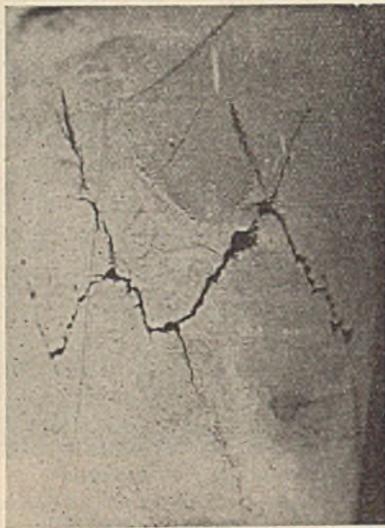


Abb. 25.



Abb. 26.

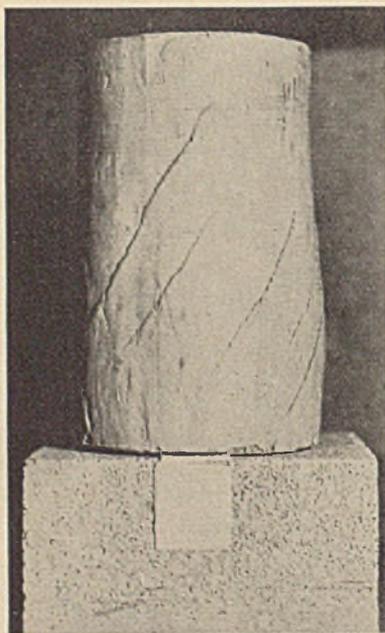


Abb. 24.

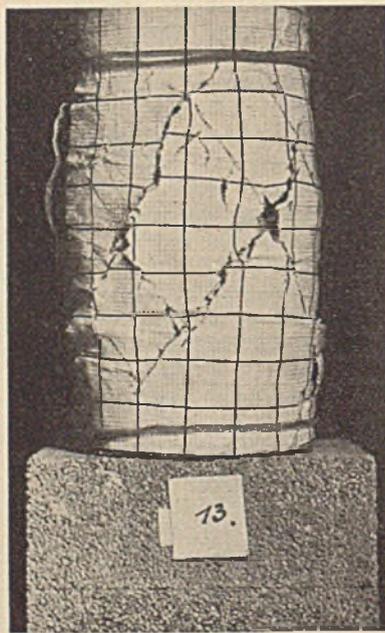


Abb. 27.

Abb. 24 bis 27.

Darstellung der Fließlinien bei Lehm und Sandboden, nach Überschreitung der Proportionalitätsgrenze, beobachtet bei Versuchen in der Bodenpresse.

Abb. 24 bis 26. Fließlinien bei Lehm B nach Entfernen der Gummihaut.

Abb. 26. Aufsicht auf den in den Fließlinien getrennten Bodenkörper der Abb. 25.

Abb. 27. Fließlinien bei Sandboden vor Entfernung des die Probe umhüllenden mm-Papiers (Durchmesser der Probekörper 7 cm, Höhe etwa 11 cm).

Bei beiden Untersuchungsmethoden sind zwei Abschnitte festzustellen, die durch eindeutige Spannungszustände begrenzt sind. Im ersten Abschnitt tritt lediglich eine Verdichtung der Bodenprobe ein, ohne daß eine Gleitebene zu beobachten ist; da in diesem Abschnitt bei unbehinderter Seitendehnung Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung besteht, kann man auch von einer Proportionalitätszone bzw. Proportionalitätsgrenze sprechen. Aus den beobachteten beiden Hauptspannungen, dem Kolbendruck  $P$  und der Ringspannung  $H$ , lassen sich auch die inneren Spannungszustände des Körpers und die im Inneren des Körpers wirkenden Reibungswerte, wie oben gezeigt, berechnen und für die Annahme, daß Schub- und Normalspannungen die Richtung der Bruchebene bedingen, die Beziehungen der Abb. 23 entwickeln.

Diese rechnerischen Beziehungen gelten nur für homogene Körper, werden jedenfalls mit der Bildung einer Gleitfläche ungültig. Sie lassen sich daher nur bis zur Proportionalitätsgrenze anwenden. Das Eintreten einer Gleitebene und die Messung ihrer Neigung mußte also vor allem festgestellt werden, um eine einwandfreie Auswertung der Versuche zu ermöglichen. Nach Stützwandversuchen war wahrscheinlich, daß die Gleitfläche durch die erste Bewegung bzw. eine der ersten Bewegungen eingeleitet wird und dann ihre Lage beibehält, oder mit anderen Worten, daß die Anwendung der gegebenen Formel für den endgültigen Bruch falsche Werte ergibt. Nun wurde zuerst bei Lehmkörpern, später auch bei sandigen Böden festgestellt, daß sich nach dem Versuch auf der Mantelfläche des Zylinders ein Liniennetz zeigt, wie es ähnlich bei Zugversuchen mit Metallen und Druckversuchen mit Marmor und Kalkstein festgestellt worden ist (Abb. 24 bis 27). Um bei sandigen Böden diese Fließlinien zu erkennen, war zwischen Gummihaut und Boden ein Papier einzuschalten, das ohne Einfluß auf das Verhalten der Probe die unmittelbare Feststellung der Neigung der Gleitebene gestattete. Ein Vergleich zwischen Beobachtung und Rechnung zeigte nun, daß die Gleitebenen bei der ersten Bewegung nach Abb. 22, das ist an der Proportionalitätsgrenze, eintreten und bis zum Bruch ihre Neigung beibehalten. Bei sandigen Böden ist die Übereinstimmung dieser Beobachtung eine vollkommene. Bei lehmigen Böden stellte sich heraus, daß nicht die erste, allerdings sehr kleine Bewegung maßgebend ist, sondern die erste größere Bewegung nach Anschluß der Seitenpresse. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, daß bei Lehm nach Ermöglichung der Seitendehnung noch eine (Abb. 28) in die Proportionalitätsgrenze gehörige Bewegung stattfindet, die aber wegen der schneller Durchführung der Versuche und der nicht ausreichenden Meßmethoden bzw. der zu großen Eigenreibung der Apparate sich nachträglich nicht mehr genau feststellen läßt. Für die Auswertung der Versuchsergebnisse ergab sich aus dieser Beobachtung, daß der Spannungszustand am Ende der Proportionalitätsgrenze aus dem

Verhältnis der dort beobachteten Hauptspannungen errechnet werden darf, daß aber für die weitere Errechnung des nun folgenden Bereichs bis zum Bruch des Körpers die inneren Spannungen für gleichbleibende Neigung der Gleitflächen zu errechnen waren und das jeweils beobachtete Spannungsverhältnis nur zur Errechnung der Größe der in diesen Gleitebenen wirkenden Spannungen herangezogen werden durfte.

Aus diesen Beobachtungen ergibt sich wie bei dem elastischen Verhalten eine weitere Ähnlichkeit mit anderen Baustoffen. Durch Versuche von Hartmann ist festgestellt, daß auch bei Zugversuchen mit Metallen Gleitebenen am Ende der Proportionalitätszone auftreten und ihre Richtung bis zum Bruch des Körpers beibehalten. Weiter ist durch Versuche von Kármán mit natürlichen Steinen unter allseitigem Druck nicht nur das Auftreten von Fließlinien, sondern auch die Tatsache festgestellt, daß diese Fließlinien bis zum Bruch ihre Neigung beibehalten. Weiter ist erwiesen, daß sich der Boden nach Überschreitung der Proportionalitätsgrenze in ähnlicher Weise verfestigt wie andere Baustoffe, und daß für den Bruch die Überwindung der Materialfestigkeit in der Gleitebene maß-

gebend ist, abhängig vom Druck auf diese Gleitebene und vom Zustande des Bodenkörpers. Es lag deshalb nahe, für die Auswertung der Versuche sich zur Darstellung des Spannungszustandes der Mohrschen Darstellung zu bedienen und den Spannungszustand an der Proportionalitätsgrenze und beim Bruch besonders eingehend zu untersuchen. Es lag ferner nahe, den Begriff Reibung weiterhin nur mit Vorsicht zu verwenden, da nach den bisher festgestellten Übereinstimmungen zwischen dem Verhalten des Bodens und anderer Baustoffe anzunehmen war, daß sich für Boden natürlicher Zusammensetzung dieser Begriff nicht eindeutig beschreiben läßt. Wie die im Anschluß gebrachte Auswertung der Versuche zeigt, stimmen die mit dem Kreyschen Apparat gefundenen Schubspannungen in vorgeschriebener Bruchebene mit den in der Bodenpresse festgestellten Spannungszuständen an der Proportionalitätsgrenze überein, soweit die Bodenproben natürlichen Wassergehalt haben. Ist der Boden aber stärker verdichtet, als dem Druck entspricht, unter dem er abgepreßt wurde, so sind die in der Bodenpresse festgestellten Schubspannungen größer als die im Kreyschen Apparat, soweit es sich um sandigen Boden handelt. Bei lehmigem Boden ist eine bessere Übereinstimmung vorhanden. Dies zeigt, daß mit dem Reibungsapparat wohl die durch eine Überverdichtung gesteigerte Kohäsion festgestellt werden kann, nicht aber der ebenfalls damit wachsende Strukturwiderstand des Bodens und damit auch keine Verfestigung; die Bruchwerte können nur mit der Bodenpresse gemessen werden.

Zu beachten ist weiter das Verhalten verschieden dichten Bodens. Abb. 28 zeigt (für Sand A) drei verschiedene Darstellungen der Bewegungsvorgänge bei verschiedenen dichten Lagerung in Abhängigkeit

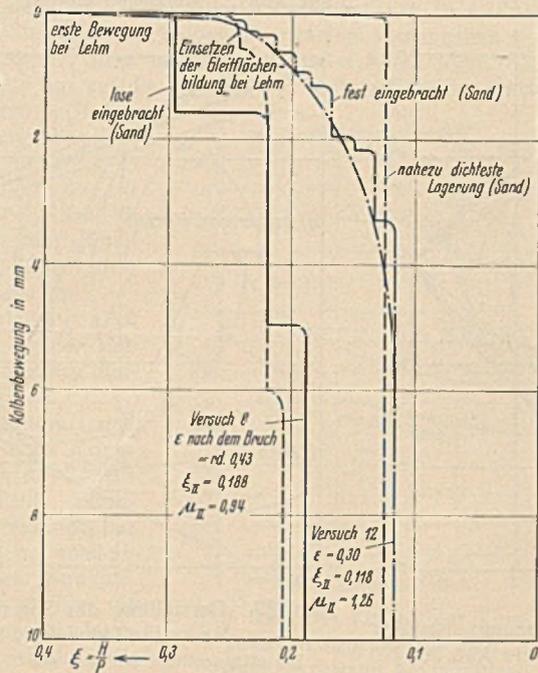


Abb. 28. Darstellung der Kolbenbewegung in Abhängigkeit von dem Verhältnis der beiden Hauptspannungen  $\frac{H}{P}$  bzw.  $\frac{\sigma_y}{\sigma_x} = \xi$  für verschieden stark verdichteten Sandboden.

vom Verhältnis der Hauptspannungen ( $\xi = \frac{H}{P}$ ); bei loser Lagerung ist die erste Bewegung bereits von erheblicher Größe, wenige Bewegungen führen zum Bruch, während bei einem Boden mittlerer Dichte nur geringe Bewegungen erforderlich sind, um die jeweils den neuen Spannungsverhältnissen entsprechenden zusätzlichen Lagerungswiderstände zu wecken. Bei nahezu größtmöglicher Dichte ist praktisch nur ein Bruchgang vorhanden, da zusätzliche Widerstände nicht mehr geweckt werden können.

Neben dem Sand A, der dem Feinanteil des beim Bau der Talsperren verwendeten Bodens am besten entsprach, und einem verhältnismäßig fetten Lehm B wurde mit den kleinen Bodenpressen ein Sand F untersucht, der durch seinen geringen Ungleichförmigkeitsgrad besonders auffiel, um aus einem Vergleich den Einfluß der Kornzusammensetzung auf die Festigkeitseigenschaften des Bodens erfassen zu können. Mit der großen Bodenpresse wurden natürliche grobe Bodengemische, außerdem der Einfluß von Flußschotter in Sand- und Lehmboden untersucht.

Bei der Auswertung der Versuche zeigt sich vorerst ein von der Verdichtung beinahe unabhängiges konstantes Verhältnis  $\frac{\tau}{\sigma_x} = \gamma$ ; für die aus der Gleitfläche errechnete Schubspannung wird an der Proportionalitätsgrenze für Sand A und F  $\gamma_1 = 0,3$ , an der Bruchgrenze für Sand A  $\gamma_2 = 0,34$ , für Sand F  $\gamma_2 = 0,32$ ;  $\gamma$  gibt den Spannungszustand des Bodens nicht richtig wieder. Das erhellt schon aus der Zusammenstellung der Belwerte in Abhängigkeit von  $n = \frac{1}{\xi}$ , die in Abb. 23 gegeben ist und für  $\gamma$  einen von dem Verhältnis der beiden Hauptspannungen fast unabhängigen Wert ergibt. Das gleiche Ergebnis ist für eine Darstellung der Abhängigkeit  $\nu = \frac{\tau}{\sigma_x - \sigma_y}$  zu erwarten. Gemäß Voraussetzung ist hierfür auch der Wert von  $\nu_1$  und  $\nu_2$  gleich hoch, nämlich der  $\cos \varphi$  der durch die Fließlinien festgelegten Gleitfläche. In beiden Fällen wird der Anteil der Ringspannung nicht ausreichend gewertet, die, wie Abb. 22 zeigt, mit steigender Verdichtung ganz erheblich sinkt. Unter Beachtung des oben über den Zusammenhang  $\frac{\tau}{\sigma} = \mu$  Gesagten ergibt sich, daß die Schubspannung bzw. Schubfestigkeit bei überverdichteten Böden erheblich größer ist, aus der Darstellung nach Mohr, auch bei einer Auswertung der Bodenversuche, daß diese den Spannungszustand am besten beschreibt (Abb. 29).

Die Mohrsche Hüllkurve kann für die beiden Sande bei natürlichem Wassergehalt (natürlichem Porengehalt) für den Spannungszustand an der Proportionalitätsgrenze und beim Bruch durch eine Gerade dargestellt werden, die durch den Nullpunkt geht. Für den erstgenannten Spannungszustand ist die Hüllkurve auch beim Lehm B eine Gerade durch den Ursprung. Die hier beobachtete größere Streuung ist darauf zurückzuführen,

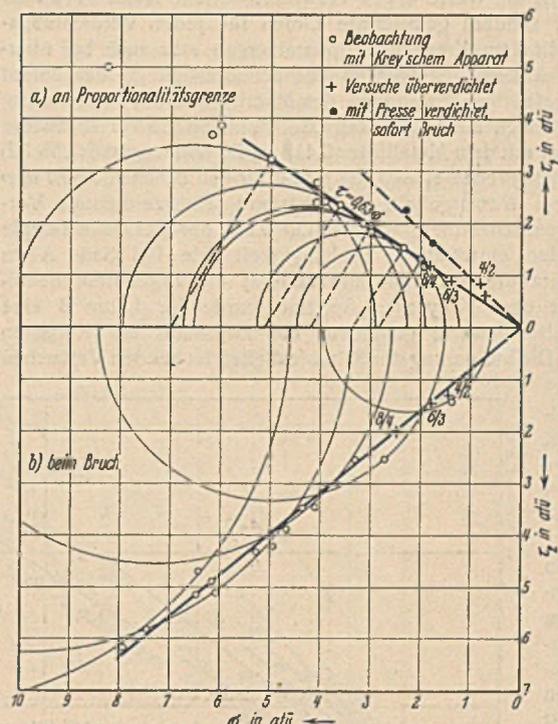


Abb. 30. Darstellung des Spannungszustandes nach Mohr für Sand F; a) an der Proportionalitätsgrenze, b) beim Bruch.

Die Umhüllungsline soll die eingetragenen Kreise an der Ordinate  $\sigma$ ,  $\epsilon$  tangierend berühren. Die mit der Presse überverdichteten Proben brechen sofort, das Verhältnis  $\frac{\tau}{\sigma} = \mu_1$  bei der ersten Bewegung entspricht dem sonst beim Bruch beobachteten Verhältnis  $\mu_2$ .

daß die mit dem Lehm durchgeführten Versuche unter dem Temperaturwechsel in der Versuchsanstalt stärker litten als diejenigen mit dem unempfindlicheren Sand. Beim Bruch zeigt der Lehm ein grundsätzlich anderes Verhalten. Die Hüllkurve ist gekrümmt. Die angelegten Tangenten zeigen einen steigenden Schubwiderstand für die Belastung 0. Dies kann auf eine Steigerung der Kohäsion und auf einen erhöhten Strukturwiderstand zurückzuführen sein. Zur genaueren Festlegung und Unterscheidung reichte weder das Versuchsgerät aus, noch die Zahl der untersuchten

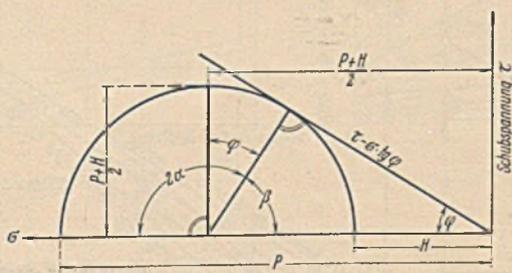


Abb. 29. Darstellung des Spannungszustandes in der Bruchebene eines Bodenkörpers nach Mohr.

- $P = \sigma_x$  größte Hauptspannung (Kolbendruck),
- $H = \sigma_y$  kleinste Hauptspannung (Seitendruck),
- $\tau$  Schubspannung in Gleitebene,
- $\sigma$  Druckspannung in Gleitebene,
- $\varphi$  Reibungswinkel,
- $\text{tang } \varphi = \mu$  Reibungsziffer,
- $\frac{\beta}{2} = \epsilon$  Neigung der Gleitebenen gegen Lotrechte.

verschieden dichten Bodens. Abb. 28 zeigt (für Sand A) drei verschiedene Darstellungen der Bewegungsvorgänge bei verschiedenen dichten Lagerung in Abhängigkeit

Proben. Die für Sand F im Kreyschen Apparat festgestellten Schubspannungen stimmen mit den für die erste Bewegung bei der Bodenpresse festgestellten überein und betragen  $\mu_1 = 0,633$ , für den Bruch wurde  $\mu_2 = 0,80$  festgestellt (Abb. 30). Durch Überverdichtung des Bodens wird die Festigkeit nicht merkbar erhöht. Bei überverdichteten Böden stellte sich ohne Übergang bei erster Bewegung sofort der Bruch ein. Dies hängt damit zusammen, daß sich bei dem gleichmäßigen und feinen Sand ein Strukturwiderstand nicht bilden kann. Aus diesem Grunde sind auch die Ergebnisse der Versuche in dem Kreyschen Apparat mit und ohne Metallfilter gleich.

Damit werden die Schlußfolgerungen bestätigt, die die Praxis bereits gezogen hat, die solche gleichmäßigen Feinböden vermeidet. Die Erscheinung des Fließens und Treibens des Bodens beschränkt sich auch auf solche Böden und ist schon für manchen Bauunfall verantwortlich gewesen. Für wichtige Bauwerke eignet sich ein solcher Boden als Baustoff nicht.

Bei Sand A (Abb. 31) hatte sich bereits im Kreyschen Apparat gezeigt, daß ohne Metallfilter ein erheblicher Strukturwiderstand entsteht (ohne Filter  $\mu_1 = 0,71$ , mit Filter  $\mu_1 = 0,64$ ). Die Bodenpresse ergab für die erste Bewegung, also die Proportionalitätsgrenze, den gleichen Wert wie der Reibungsversuch  $\mu_1 = 0,64$ , für den Bruch  $\mu_2 = 0,9$ . Der Bruchwert liegt hier also nicht unbedeutend höher als bei Sand F, was auf die bessere Kornzusammensetzung zurückzuführen ist. Dies zeigt sich besonders bei der Untersuchung von Böden, die vor dem Versuch überdichtet wurden, in einem wesentlich höheren Wert für beide untersuchte Zustände.

Dabei scheint für den Spannungszustand an der Proportionalitätsgrenze (Abb. 33 u. 34)  $\mu_1$  bei gleichem Verhältnis zwischen Verdichtungsdruck und Preßdruck konstant zu sein. Je nach der Entlastung steigt der Beiwert aber von 0,63 auf 0,75 bis 1,1; die zusätzlichen Strukturwiderstände sind also erheblich und steigen mit der Verdichtung des Bodens. Für den Bruchwert liegen die Werte etwas verwickelter. Die Hüllkurven sind nicht mehr gerade, sondern gekrümmte Linien für jeden Verdichtungsdruck (Abb. 34). Mit dem Kreyschen Apparat ergab sich auch bei überverdichtetem Sand A keine Steigerung der Schubfestigkeit, was darauf zurückzuführen ist, daß bei Anwendung des Metallfilters die Entwicklung von Strukturwiderständen ausgeschlossen ist. Für den Lehm B brachte der Kreysche Apparat mit dem Metallfilter 0,418 p, die Bodenpresse (Abb. 32) für die Proportionalitätsgrenze  $\tau_1 = 0,395 p$  und für den Bruch  $\tau_2 = 0,748 p + \gamma$ , bei natürlichem Wassergehalt. ( $\gamma$  Kohäsion.) Überverdichtete Versuche ergaben wesentlich höhere Werte. Die Zahl der Versuche reichte aber nicht aus, eine einwandfreie Abhängigkeit wie bei Sand A zu finden, da bei Lehm die Kohäsion und anderes die Ergebnisse beeinflussen. Auch mit dem Kreyschen Apparat wurde für Lehm B eine Steigerung der Reibungswerte gefunden, die zweifellos auf Kohäsion zurückzuführen ist. Die Steigerung der Schubfestigkeit ist bei den Versuchen mit der Bodenpresse ziemlich erheblich, bei einer Entlastung von 50% wird  $\mu_1 = 1,13$  bis 1,35,  $\mu_2$  etwa 1,80. (In Abb. 32 nicht eingetragen.)

Die Versuche in der großen Bodenpresse mit grobem Schotter in Lehm- und Sandböden (Abbild. 35) brachten den Beweis, daß ein mit Flußschotter vermischter Sand- oder Lehm Boden unter allen Umständen höhere Festigkeiten besitzt als der Feinboden. Dabei ist bemerkenswert, daß die

Bruchfestigkeit bei Lehm-Schotter erst von einem Anteil von 40% Schotter an besonders steigt, während bis dahin der Lehm im großen ganzen maßgebend bleibt. Bei Sand-Schotter bringt der Schotter schon bei geringem Anteil die größte Steigerung. Die Schubspannungen an der Proportionalitätsgrenze verhalten sich bei einem Schotter-Sand-Gemisch ähnlich, während bei Lehm-Schotter-Gemisch eine fast gleichmäßige Zunahme festgestellt werden kann. Dieser Unterschied ist sehr zu beachten. Die Zahlenwerte können aus Abb. 35 abgelesen werden.

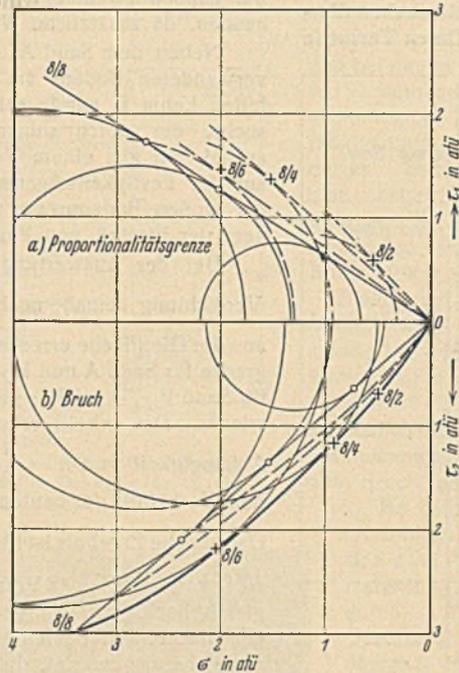


Abb. 31. Darstellung des Spannungszustandes nach Mohr für Sand A, wie Abb. 30.

Das Spannungsgesetz ist sowohl an der Proportionalitätsgrenze wie beim Bruch abhängig von der Vorverdichtung des Bodens. Die Bezeichnung 8/6 heißt, daß der Boden mit 8 atü verdichtet und mit 6 atü Kolbendruck abgepreßt wurde.

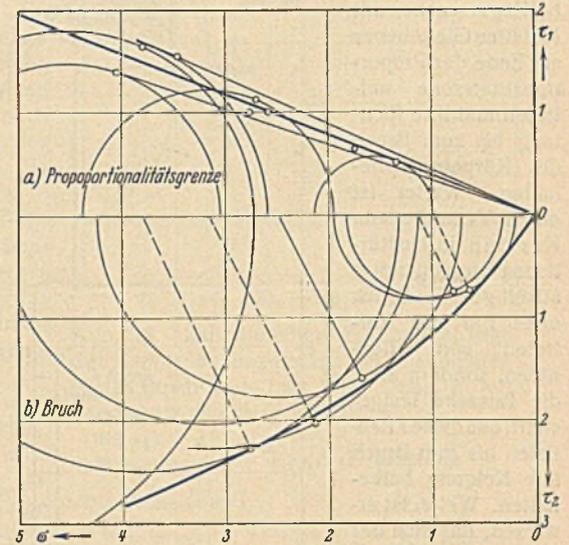


Abb. 32. Darstellung des Spannungszustandes nach Mohr für Lehm B, wie Abb. 30.

Die offensichtliche Streuung der Untersuchungen an der Proportionalitätsgrenze ist auf die größere Empfindlichkeit dieses Bodens zurückzuführen, die Krümmung der Umhülllinie in der Darstellung beim Bruch auf die mit dem Druck steigende Kohäsion; Einflüsse, die mit der vorhandenen Apparatur nicht zahlenmäßig festgelegt werden konnten.

Einen weiteren Einblick in das Verhalten der Geröllböden gibt eine Versuchsreihe, bei der ein den tatsächlichen Verhältnissen des Talschotters der beiden Harztäler etwa entsprechender Sand-Schotter-Boden, bei dem allerdings die Steinbrocken über 100 mm entfernt waren, für verschiedene Verdichtung geprüft wurde. Die Versuche wurden durchgeführt in der großen Bodenpresse mit einer gleichbleibenden Kolbenlast von 4 atü, aber verschiedener Verdichtung des Bodens. Für das Verhältnis der Hauptspannungen ergibt sich in Abhängigkeit von der Porenziffer Abb. 36, die einen besonders starken Abfall der kleinen Hauptspannung mit der zunehmenden Verdichtung zeigt. Der Reibungswert scheint fast linear von der Porenziffer abhängig zu sein, steigt jedenfalls mit fallendem Hohlraum. Diese Versuche stimmen mit Angaben Terzaghis über Stützwandversuche in der Art des Verhaltens überein. Die Werte der Stützwandversuche streuen allerdings stärker. Unsere Versuche, mit Stützwandversuchen den Einfluß grobkörnigen Bodens in brüchigen Böden zu erforschen, schlugen durchweg fehl, da die Kohäsion alle Ergebnisse verwischte.

Bislang wurden nur Böden mit natürlichem Wassergehalt und solche mit zu geringem, also überverdichtete, betrachtet. Nun ist bekannt, daß neben dem Drucke die mit diesem steigende Abnahme des Porenvolumens besonders wichtig wird, wenn die Poren mit Wasser gefüllt sind und die

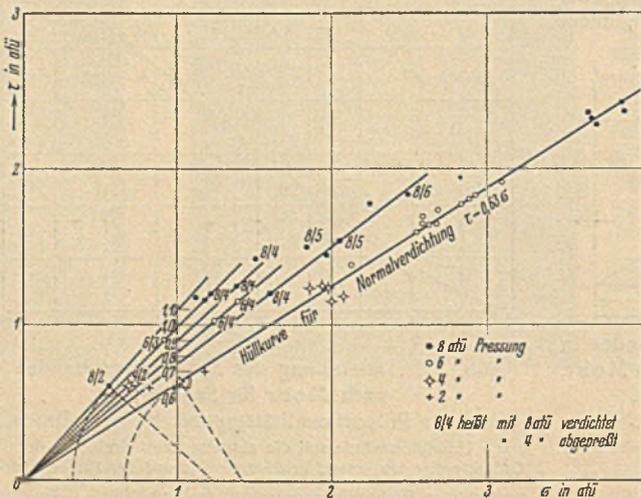


Abb. 33. Spannungen in der Gleitebene für Sand A an der Proportionalitätsgrenze für verschiedene Verdichtung.

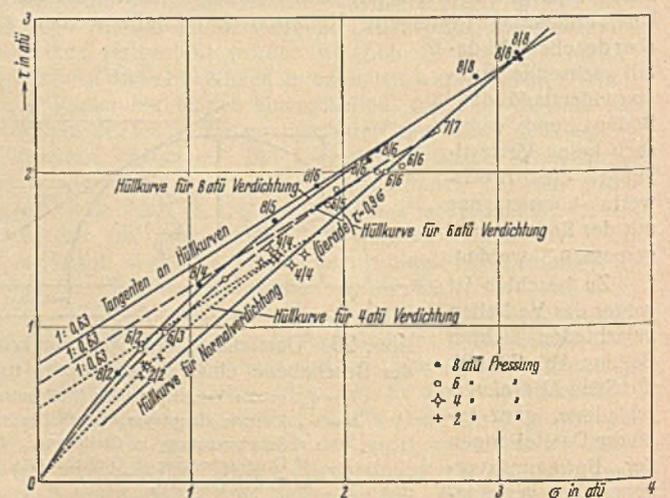


Abb. 34. Spannungen in der Bruchebene bei Sand A für verschiedene Verdichtung (s. a. Abb. 33).

Drucksteigerung so schnell vor sich geht, daß sich der Wassergehalt nicht sogleich anpassen kann. Da nur die feste Faser Reibungskräfte aufnehmen kann, in diesem Falle aber das Porenwasser unter Spannung kommen muß, nimmt die Reibungsziffer allmählich erst dann den natürlichen Wert an, wenn das überschüssige Porenwasser völlig ausgepreßt ist. Um einen Einblick in das Verhalten der Böden gegenüber wechselndem Wassergehalt und verschiedenem Drucke zu erhalten, wurde für den Sand, Lehm und Ton eine Reihe von Versuchen mit dem Kreyschen Apparat durchgeführt, bei denen diese beiden Werte wechseln. Die Darstellung in Abb. 37 zeigt eine Steigerung des Reibungswertes vom Wassergehalt = 0 bis zu einem Größtwerte, dem ein ziemlich steiler Abfall folgt. Die Steigerung dürfte nicht nur auf die Weckung von Haftspannungen zurückzuführen sein, sondern auch darauf, daß die Bodenproben mit geringem Wassergehalt nicht so dicht gelagert waren, als die mit etwas höherem. Bei Sand A mußten die Versuche sehr schnell durchgeführt werden, da sich sonst das Porenwasser entspannte.

Für die Beurteilung des Bodens als Baustoff ergaben sich aus den Versuchen folgende Einflüsse auf die Festigkeit:

Neben der Kornform sind Korngröße und vor allem Kornzusammensetzung des Bodens von Wichtigkeit. Feine gleichkörnige Böden erreichen nicht nur geringere Festigkeiten, sondern können auch keinen Strukturwiderstand entwickeln, der für die Festigkeit der kohäsionslosen Massen besonders wichtig ist. Die Versuche ergaben damit auch den einwandfreien Nachweis, daß es sich bei der Zerstörung der Bodenkörper meist nicht um einfache Reibungsvorgänge handelt, sondern um einen viel verwickelteren Vorgang. Für Boden hat die Körnung ähnliche Bedeutung wie für Beton. Als Maß für diese zusätzlichen Strukturwiderstände kann man das Verhältnis zwischen den Schubspannungen bei erster Bewegung und beim Bruch, also  $\mu_1 : \mu_2$ , betrachten und Verfestigung nennen. Während diese bei dem Feinsand F nur den Wert 1 : 1,1 erreicht,

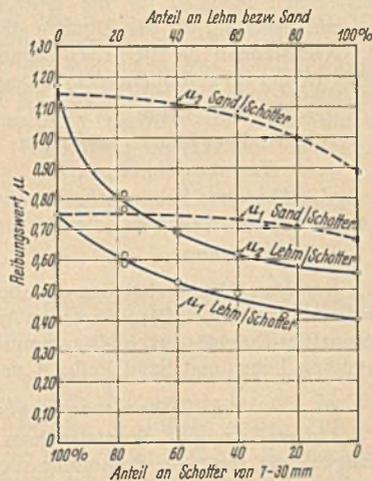


Abb. 35. Der Einfluß der Kornzusammensetzung auf den Spannungszustand bei normaler Verdichtung für verschiedene Mischungen Schotter/Sand und Schotter/Lehm.

$\mu_1$  bei Proportionalitätsgrenze,  $\mu_2$  beim Bruch.

steigt sie bei dem besser zusammengesetzten Sand A auf 1 : 1,5 für natürlichen Porengehalt und 1 : 1,35 für überverdichteten Boden, bei dem natürlichen Schotterboden auf 1 : 1,8 bzw. 1 : 1,6. Bei Lehm

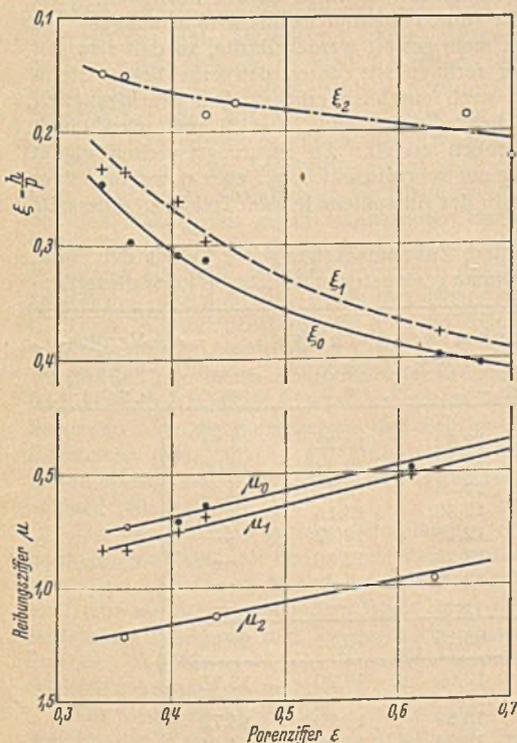


Abb. 36. Abhängigkeit der Haupt- und Schubspannungen des Schotterbodens von der Verdichtung (Porenziffer).

Index 0 bezeichnet das Verhältnis der Spannungen  $\frac{h}{p}$  bzw.  $\frac{\sigma_y}{\sigma_x} = \xi$  und  $\frac{\tau}{\sigma} = \mu$  bei behinderter Seitendehnung, 1 an der Proportionalitätsgrenze, 2 beim Bruch.

spielt daneben auch die Kohäsion eine Rolle, weswegen das dort festgestellte Verhältnis  $\approx 1 : 2,0$  bis  $2,5$  nicht ohne weiteres mit den obigen Zahlen in Vergleich gesetzt werden kann.

Die Festigkeit des Bodens und sein Spannungszustand sind weiter in erheblichem Maße von seinem Porengehalt und damit von der Verdichtung des Bodens abhängig. Dies kann als Einfluß der Vorgeschichte des Bodens bezeichnet werden, der bei wohl allen Baustoffen wichtig ist (Vergütung des Stahls, Verdichtung bei Beton). Daß beim Boden auch der zeitliche Wechsel des Wassergehaltes während Bau und Betrieb eine Rolle spielt, ist oben schon betont worden. Außerdem hängt aber die Festigkeit und der Spannungszustand beim Boden auch von den inneren Spannungen selbst ab. Diese Abhängigkeit kennt man im allgemeinen bei anderen Baustoffen nicht. So ist z. B. der Einfluß der Verdichtung des Bodens auf das Eintreten der ersten Bewegung und damit der Gleitfläche abhängig von dem Druck, unter dem der Boden steht. Auch der Bruch entsteht hier nicht bei einem festen Verhältnis der Normal- und Schubspannungen (gleiches  $\mu_2$ ), sondern bei einem verschiedenen, abhängig von dem Verhältnis des Verdichtungs- und Preßdruckes.

### 5. Konsistenzprüfung, Struktur, Verdichtungsfähigkeit, Dichtigkeit.

Als Schnellprüfung insbesondere der bindigen Böden kam außer der Siebanalyse die Atterbergsche Konsistenzprüfung in Frage, die die Formbarkeit und Plastizität der Böden beschreibt. Während es für die Zusammenpreßbarkeit meßtechnische Methoden gibt, ist die Plastizität des Bodens nur ungefähr festzustellen. (Als Maß gilt der Wassergehalt bzw. die Porenziffer.) Für die hier in Frage kommenden Bodenarten wurde die Fließgrenze (obere Plastizitätsgrenze) und die Ausrollgrenze (untere Plastizitätsgrenze) ermittelt.

Dafür ergeben sich folgende Werte:

Boden	Fließgrenze Porenziffer	Ausrollgrenze Porenziffer	Plastizitätszahl
1. Sandiger Lehm (Söse und Oder), 0 bis 0,25 mm . . .	0,795	0,53	0,265
2. Sandiger Lehm von grauem Ton durchsetzt, 0 bis 3 mm . . .	0,900	0,50	0,400
3. Humoser, gelber Lehm (Söse und Oder), 0 bis 3 mm . . .	0,923	0,663	0,260
4. Grauer Ton (Söse), 0 bis 0,15 mm . . . . .	1,800	0,930	0,870
5. Fetter Lehm (Oder) . . . . .	1,50	0,61	0,89
6. Lehm (Söse) Vorsperre . . . . .	1,00	0,6 bis 0,7	0,3 bis 0,4

Die Eignung der Atterbergschen Konsistenzgrenzen zur Schnellprüfung zeigt Abb. 38, in der für verschiedene Böden Plastizitätszahl und Reibungsziffer angegeben sind. Selbstverständlich kann ein solches Schaubild nur für Böden gleicher Entstehungsgeschichte Gültigkeit haben.

Aus dem vorhergehenden ist die Bedeutung der Verdichtung der Böden im Bauwerk ohne weiteres ersichtlich. Dieser Frage wurde deshalb von Anfang an besondere Aufmerksamkeit gewidmet (s. Abschnitte C u. D).

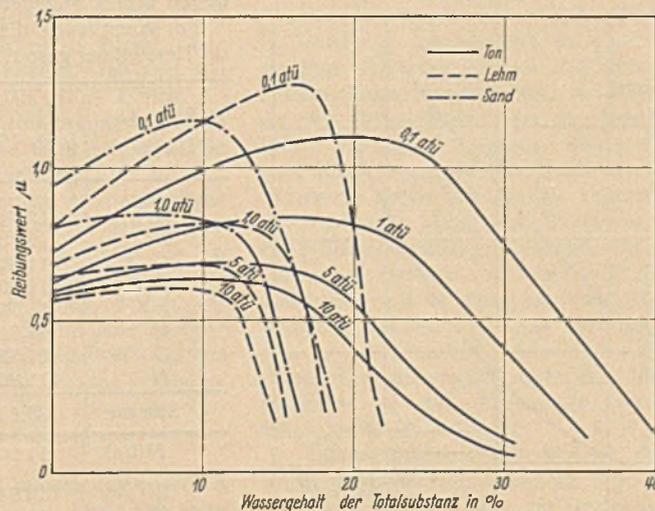


Abb. 37. Abhängigkeit der Festigkeit (dargestellt durch den Reibungswert  $\mu = \frac{\tau}{\sigma}$ ) vom Wassergehalt des Bodens und vom Druck ( $P = \sigma_x$ ).

Systematische Darstellung nach Schnellversuchen mit dem Kreyschen Reibungsapparat.

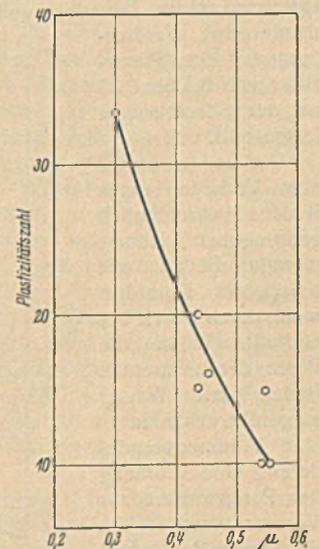


Abb. 38. Zusammenhang zwischen der Atterbergschen Plastizitätszahl und der Reibungsziffer für die bei den Bauten im Harz verwendeten Feinsande, Lehme und Tone.

Die Struktur des Bodens an den Gewinnungsstellen und der Porengehalt der ungestörten Lagerung ist in mehreren Fällen festgestellt worden. Für den Gehängelehm ergaben sich dabei Porenziffern von 39 bis 55%, die des Schotters schwankten etwa in gleichen Grenzen. Diese Feststellungen hatten keine ausschlaggebende Bedeutung für die konstruktive Gestaltung des Dammbauwerkes, da der Boden durch Gewinnung und Transport künstlich gelockert, durch Einbau und Verdichtung künstlich gedichtet wurde. Im Zusammenhang mit der beim Einbau erreichten bzw. vorgeschriebenen Verdichtung gaben diese Feststellungen aber einen Anhalt dafür, wieviel Boden (im Abtrag gemessen) für die Dammschüttungen erforderlich wurde. Da die Erkenntnisse über die Zusammenhänge sich zum Teil erst während des Baues ergaben, wurden diese Feststellungen auch erst bei Bauende abgeschlossen, mit dem Ergebnis, daß an der Söse etwa 10% mehr Boden durch Verdichtung im Damm im Abtrag erforderlich wurde, als im Auftrag gemessen war. An der Odertalsperre war dieser Satz wesentlich geringer, da hier der Boden dichter gelagert war.

Für die Feststellung der Verdichtungsfähigkeit des Bodens ist die Art der Verdichtung von ausschlaggebender Wichtigkeit. Die natürliche Sackung unter der Bodenlast, die in Form eines Druckporenzifferdiagramms systematisch dargestellt werden kann, ist dabei als Mindestmaß der künstlichen Verdichtung anzusehen, um nachträgliche Sackungen zu vermeiden.

Dauerversuche zur Feststellung der Verdichtungsfähigkeit des Bodens brachten folgendes Ergebnis:

Für Sand Reihe A.

1. Verdichtung durch ruhenden Druck; Anfangsporenziffer = 0,60  
 Druck 0,2 atü . . .  $\epsilon_{0,2} = 0,53$ , Verdichtungsfähigkeit 0,132  
 „ 5,0 „ . . .  $\epsilon_{5,0} = 0,37$ , „ 0,435  
 „ 20,0 „ . . .  $\epsilon_{20,0} = 0,30$ , „ 1,000
2. durch Stampfen mit Preßluft; Anfangsporenziffer = 1,08  
 trocken gestampft . . .  $\epsilon_t = 0,537$ , Verdichtungsfähigkeit 1,00  
 feucht „ . . .  $\epsilon_f = 0,378$ , „ 1,85  
 naß „ . . .  $\epsilon_n = 0,288$ , „ 2,75

Für 50% Sand A, 50% Schotter 3 bis 30 mm Korn.

1. Verdichtung durch ruhenden Druck; Anfangsporenziffer = 0,45  
 Druck 5 atü . . .  $\epsilon_5 = 0,314$ , Verdichtungsfähigkeit 0,435  
 „ 7 „ . . .  $\epsilon_7 = 0,300$ , „ 0,560  
 „ 10 „ . . .  $\epsilon_{10} = 0,282$ , „ 0,600  
 „ 25 „ . . .  $\epsilon_{25} = 0,240$ , „ 0,875
2. durch Rammen mit Preßluft; Anfangsporenziffer = 0,60  
 trocken gestampft . . .  $\epsilon_t = 0,314$ , Verdichtungsfähigkeit 0,91  
 feucht „ . . .  $\epsilon_f = 0,268$ , „ 1,24  
 naß „ . . .  $\epsilon_n = 0,234$ , „ 1,56

Bemerkung: Die Verdichtungsfähigkeit erdfeuchten Lehms lag bei 20 atü Belastung bei etwa 2,5.

Eine Verdichtung durch Druck allein konnte danach nicht in Frage kommen, ganz abgesehen davon, daß dadurch Nester der groben Stein- und Schotterbrocken nie hätten beseitigt werden können. Praktische Versuche mit Abrammen des Bodens durch etwa 2 t schwere Fallgewichte mit 0,6 m<sup>2</sup> Schlagfläche ergaben eine Verdichtungsfähigkeit des feineren bis gröbsten mit Lehm vermischten Flußschotters von 1,8 bis 2, entsprechend einer Dauerlast von wesentlich mehr als 20 atü. Im Mittel wurde eine Verdichtung auf eine Porenziffer von 0,3 bis 0,35 an der Sösetalsperre festgestellt.

Im Gegensatz zu dem Verhalten eines Bodens vornehmlich gedrungener Körner werden Böden mit schuppiger Kornform mehr durch Druck beeinflusst. Wenn die Poren der kohärenten Böden mit Wasser gefüllt sind, hat eine Volumenverminderung eine Strömung des Porenwassers zur Voraussetzung, die sich je nach der Bodendurchlässigkeit mehr oder minder langsam vollzieht. Ein Abrammen stark bindiger Lehm- oder Tonböden hat also nur dann und soweit einen Sinn als

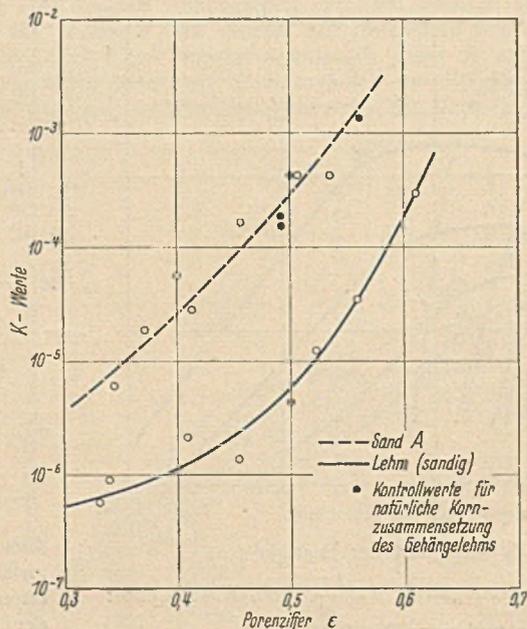


Abb. 39. Durchlässigkeits-Porenzifferdiagramm ( $K$  in  $\text{cm} \cdot \text{min}^{-1}$  für Sand A und sandigen Lehm der Sösetalsperre).

die Poren des Bodens mit Luft gefüllt sind. Eine trockene Einbringung erleichterte also die maschinelle Verdichtung erheblich. Darüber hinaus hilft nur dauernde Belastung. Von wenigen Ausnahmen abgesehen (fetter Lehm, sehr nasse Witterung) konnte der an der Sösetalsperre verbaute Lehm trotzdem durchweg gestampft werden. Für Ausnahmefälle war eine Sonderwalze vorgesehen, auf die ich noch zurückkommen werde.

Das Durchlässigkeits-Porenziffer-Diagramm gibt die Grenzen an, innerhalb deren ein Boden als Dichtungsschicht verwendet werden kann. Für besondere Fälle kann es nötig sein, hieraus die Wasserabgabefähigkeit des Bodens festzustellen (in Abhängigkeit von Druck und Zeit, s. oben), insbesondere bei der Verwendung von Lehmdichtungen und bei gespülten Dämmen. Im letzteren Falle gibt diese Feststellung auch einen Maßstab für die Bauzeit bzw. zusammen mit der Kornzusammensetzung für die Eignung des Bodens.

Nachstehend ist für verschiedene Bodensorten der Durchlässigkeitsindex ( $K$  bei 1,5 at Bodendruck) angegeben:

1. Sandiger Lehm . . . . .  $K = 10^{-4}$  bis  $5,5 \cdot 10^{-6} \text{ cm} \cdot \text{min}^{-1}$
2. Sandiger Lehm von grauem Ton durchsetzt . . . . .  $K = 3,8 \cdot 10^{-6} \text{ cm} \cdot \text{min}^{-1}$
3. Humoser Lehm . . . . .  $K = 1,6 \cdot 10^{-6} \text{ cm} \cdot \text{min}^{-1}$
4. Grauer Ton . . . . .  $K = 2,0 \cdot 10^{-5} \text{ cm} \cdot \text{min}^{-1}$  ( $\epsilon = 1,07$ )
5. Oderlehm . . . . .  $K = 1,5 \cdot 10^{-6} \text{ cm} \cdot \text{min}^{-1}$

Der Durchlässigkeitsindex ist ebenso wie der Verlauf des Hauptastes im Porenziffer-Druck-Diagramm vom Anfangswassergehalt abhängig. In dem Porenziffer-Durchlässigkeits-Diagramm (Abb. 39) ist diese Abhängigkeit für sandigen Lehm und Sand Reihe A dargestellt.

6. Zusammenfassende Beurteilung.

1. Der Ton des Sösetales kam wegen seiner geringen Reibungsfestigkeit für tragende Damnteile nicht in Frage, er fand als Dichtungsschale keine Verwendung wegen seines geringen und unregelmäßigen Vorkommens.

2. Der Lehm ist nicht einheitlich, kommt aber in zwei verschiedenen, geologisch bedingten Zusammensetzungen vor: als fetter und magerer Lehm.

a) Fetter Lehm ist für tragende Teile möglichst nicht zu verwenden, da seine Festigkeit (Proportionalitätsgrenze) nur mit  $\mu = 0,45$  (bei vollem Reibungszuwachs) angesetzt werden kann. Der fette Lehm ist geeignet als Dichtungsmaterial. Er ist frei von Schrumpfeigung; jedoch wird vorzuziehen sein, ihn als Kern zu verwenden, da er wegen seiner unregelmäßigen Zusammensetzung nur in dicker Schicht dicht zu werden verspricht. Sein Einbau hat möglichst in Trockenbauweise zu geschehen, die Verdichtung, wenn es die Witterung erlaubt, mit Bodenrammen auszuführen, um eine möglichst dichte Lagerung zu erzielen, da der natürliche Roh tongehalt auch des fetten Lehms verhältnismäßig niedrig ist.

b) Der magere Lehm hat eine wesentlich höhere Festigkeit, etwa bei  $\mu_1 = 0,55$  liegend, die durch hydrodynamische Spannungen bei wechselnder Belastung nicht mehr gestört werden dürfte, so daß also mit vollem Reibungszuwachs zu rechnen ist; durch den erheblichen Stein- gehalt wird die Festigkeit noch erheblich erhöht. Die Bruchfestigkeit des Lehms schwankt zwischen  $\mu_2 = 0,8$  und  $\mu_2 = 1,2$  und wird durch Überverdichtung noch erheblich erhöht. Zu Dichtungszwecken eignet sich dieser Lehm nicht oder nur sehr unzureichend, einmal wegen seiner Durchlässigkeit und der Gefahr des Ausspülens feinsten Teilchen, andererseits wegen seines Steingehalts.

c) Wenn auch die mittlere Zusammensetzung des Lehms der eines, zur Herstellung gespülter Dämme geeigneten entspricht, so kann diese Bau-

Stand- linie*)	Gesamtschütthöhe				Verdich- tungen in % (s. S. 713; 6.)
	5 bis 15 m %	15 bis 25 m %	25 bis 35 m %	> 35 m %	
A	12,71	12,82	13,22	13,27	Luftseite
B	12,13	12,60	12,93	13,00	
C	11,40	12,76	13,37	13,40	
D	11,60	12,36	13,16	13,27	
E	11,95	12,16	12,77	—	
F	11,79	13,23	13,66	—	
G	11,55	12,22	—	—	
H	11,99	—	—	—	
Summe	95,12	88,15	79,11	52,94	Wasser- seite
Mittel	11,90	12,60	13,20	13,25	
M	12,64	13,39	13,70	13,72	
N	12,93	13,74	14,24	14,44	
O	12,81	13,65	13,91	—	
P	13,20	13,46	14,45	—	
Q	12,93	13,24	13,93	—	
Summe	64,51	67,48	69,53	28,16	
Mittel	13,00	13,55	13,90	14,08	

\*) Standlinien senkrecht zum Kern.

weise doch nicht Verwendung finden, da die vorhandenen Lehmmengen nicht ausreichen und außerdem der Lehm zu unregelmäßig in seinem Vorkommen ist. Es kann also nur Trockenbauweise in Frage kommen.

3. Der Schotterboden ist im großen und ganzen gleichmäßig. Enthält der Schotter mehr als 30% tonigen Feinboden, so ist er nur für Nebenanlagen zuzulassen. Je nach der Siebanalyse des Feinbodens ist er an Stellen zu schütten, die mehr oder minder frei von bindigen Bestandteilen sein sollen. Der Reibungsbeiwert ist für alle tonfreien Flußschotter etwa  $\mu_1 = 0,65$ , der bei entsprechender Überverdichtung bis 0,9 gesteigert werden kann. Die Bruchfestigkeit beträgt  $\mu_2 = 0,9$  und steigt bis über 1,1 bei stark verdichteten Böden. Der Flußschotter ist vorwiegend dort zu verwenden, wo Widerstände und Kräfte aufzunehmen sind, seine Verdichtung erfordert besondere Aufmerksamkeit.

4. Die richtige Verteilung der für den jeweiligen Zweck geeigneten Bodensorten auf den Dammquerschnitt ist wegen des häufigen Wechsels der Zusammensetzung besonders wichtig und durch eine Schnellprüfung an den Gewinnungsstellen sicherzustellen. Als solche hat eine Siebanalyse zu gelten, die durch die Konsistenzprüfung ergänzt wird. Die Schnellprüfung muß durch Vollprüfungen regelmäßig ergänzt und berichtigt werden.

5. Die Einbringung des Lehms und Flußschotters hat, soweit irgend möglich, in Trockenbauweise zu geschehen. Der Boden ist, wo irgend

möglich, mit Rammgeräten zu verdichten, einmal, um Sackungen möglichst zu vermeiden, weiter, um eine möglichst hohe Sicherheit gegen Rutschungen und eine ausreichende Dichtigkeit zu gewährleisten. Die Richtigkeit dieser Maßnahme ist durch Versuche hinreichend bewiesen.

6. Die Einhaltung bzw. Erreichung einer ausreichenden Verdichtung ist durch eine Kontrolle sicherzustellen. Neue Schüttflächen dürfen erst freigegeben werden, wenn die alten vorschriftsmäßig verdichtet und abgenommen sind. Als ausreichendes und erreichbares Maß der Verdichtung kann nach den angestellten Versuchen eine Porenziffer von  $\varepsilon = 0,3$  bis 0,35 betrachtet werden entsprechend einer zusätzlichen Verdichtung von 12 bis 13%. Die praktische Handhabung dieser Kontrolle geschah durch regelmäßige Aufnahme der Höhenlage jeder Schüttsschicht vor und nach der Verdichtung. Wurde eine etwa im Mittel 13%-Verdichtung nicht erreicht, so wurde die Fläche zu neuer Schüttung nicht freigegeben. Auch diese Schnellprüfung wurde durch eine Vollkontrolle ergänzt und berichtigt, indem das Porenvolumen des Bodens für etwa 1 m<sup>3</sup> bestimmt wurde. Bei Witterungsumschlag und Änderung der Bodenzusammensetzung war dann auch eine Änderung des obengenannten Prozent-Satzes erforderlich. Die Tafel (S. 712, unten) zeigt einen Ausschnitt aus dieser Baukontrolle für die Sösesperre, aus dem auch hervorgeht, daß die beim Kern liegenden Bodenschichten vorschriftsmäßig am stärksten verdichtet wurden. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Versuche mit Asphaltbauweisen im Wasserbau.

Von Dr.-Ing. Otto Kirschmer, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

Es besteht kein Zweifel, daß die neuerdings veröffentlichten Arbeiten von Vogt, Schiller und Gorges<sup>1)</sup> große Bedeutung für die Weiterentwicklung des Kanalbaues haben und ganz neue Wege zeigen. Die genannten Verfasser verdienen besonderen Dank dafür, daß sie die Dichtung von zwei großen Kanälen in Deutschland mit bituminösen Decken so eingehend beschrieben haben, weil damit viele Zweifel behoben und manche Vorurteile beseitigt werden, die bisher noch in Kreisen der Praxis gegen die Anwendung von Asphaltdecken im Wasserbau herrschten.

Die beschriebenen Bauverfahren mit bituminösen Decken sind jedenfalls neu, denn es handelt sich dabei um selbständige Decken, während bislang Asphalt im Wasserbau zwar auch verwendet wurde, hauptsächlich aber als zusätzliches Hilfsmittel zur Dichtung und für ähnliche Zwecke. In diesem Sinne hat man bekanntlich schon im Altertum gearbeitet; es sei nur an die oft angeführte Flußmauer in Assur (etwa 1300 v. Chr.) erinnert. Daß sich dort das Bitumen Jahrtausende hindurch gehalten hat, ist ein Beweis für seine fast unverwüßliche Haltbarkeit.

Für die Dichtung von Kanälen und Staudämmen kamen bisher fast ausnahmslos Lehm bzw. Ton oder Beton in Frage. Lehm- und Tondichtungen haben sich nach den reichlich vorliegenden Erfahrungen gut bewährt, während bei Betondecken sehr bald der Nachteil einer zu großen Starrheit des Materials erkannt wurde. Einige Einstürze betonierter Kanaldecken haben diesen Nachteil besonders deutlich gezeigt. Außerdem seien noch die bekannten Nachteile erwähnt, daß sich Betondecken nicht fugenlos verlegen lassen und von Natur aus nicht dicht sind.

So ist es nur zu begrüßen, daß am Dortmund-Ems-Kanal im Westen des Reiches und am Adolf-Hitler-Kanal in Oberschlesien in größerem Umfange bituminöse Kanaldecken eingebaut wurden, die erhebliche Vorzüge vor den bislang fast allein angewandten Bauweisen in Lehm bzw. Ton haben: bituminöse Decken können fugenlos eingebracht werden und sind genügend plastisch, um den Setzungen des Erdreiches zu folgen, ohne zu reißen. Bitumen wird heute in solcher Güte geliefert, daß auch bei höchsten Tagstemperaturen im Sommer keine Gefahr allzu starken Erweichens besteht, während andererseits bei tiefen Wintertemperaturen ein Verspröden und damit Abbröckeln der Bitumendecke nicht zu befürchten ist. Was die Dichtheit einer bituminösen Decke anbelangt, ist auf den besonderen Vorzug hinzuweisen, daß sich im Gegensatz zu allen anderen Bauweisen jeder beliebige Dichtheitsgrad bis zur völligen Wasserundurchlässigkeit — je nach der Zusammensetzung der Decke — erreichen läßt.

Die geschilderten Vorzüge bituminöser Decken erlauben es wohl, sie heute in eine Reihe mit den sogenannten „bewährten Dichtungsbauweisen“ zu stellen — ja, man darf vielleicht sagen, daß den bituminösen Decken am Dortmund-Ems-Kanal und am Adolf-Hitler-Kanal deshalb eine besondere Bedeutung zukommt, weil hier Ingenieure gewagt haben, Neuerungen zu erproben und bisher übliche Bauverfahren durch Mittel einer höher entwickelten Technik zu ersetzen.

Die Verarbeitung von Bitumen und Gestein zu selbständigen Decken war für den Wasserbauer bisher fremd und ungewohnt. Jeder Neuerung im Wasserbau setzen sich zwei Bedenken entgegen: die Unmöglichkeit, durch genaue Rechnungen oder Versuche ein Bauwerk oder eine Bau-

weise so sicher vorzubestimmen, daß kein Wagnis in der Praxis damit verbunden wäre. Dies bedingt, daß der Wasserbauer nur ungerne und auch dann nur schrittweise von bewährten Vorbildern abweicht. Fürs andere aber muß sich der Wasserbauer, gerade weil ihm die Möglichkeit einer genauen Vorausberechnung aller Gefahrenquellen fehlt, vielleicht mehr als Ingenieure anderer Fachrichtungen auf sein „technisches Gefühl“ verlassen. Das technische Gefühl aber entspringt der Erfahrung, die dem Wasserbauer bei der Verwendung von bituminösen Decken bisher fehlte. Man könnte einwenden, daß von seiten des Straßenbaues fast alle Vorarbeiten geleistet worden seien, so daß man die dort gesammelten reichen Erfahrungen ohne weiteres auf den Wasserbau übertragen könne. Darin läge aber insofern ein Irrtum, als die Forderungen, die der Wasserbauer an bituminöse Decken zur Dichtung von Kanälen und Staudämmen stellen muß, sich in wesentlichen Punkten von den Forderungen unterscheiden, die der Straßenbauer an eine Verkehrsdecke stellt.

Unter Berücksichtigung aller Schwierigkeiten, die sich der Einführung bituminöser Decken im Wasserbau notwendigerweise bieten mußten, sind die Arbeiten von Vogt, Schiller und Gorges, wie auch die frühere Veröffentlichung von H. Link<sup>2)</sup> als bahnbrechend zu bezeichnen. Die genannten Arbeiten dürfen nicht lediglich als Beschreibung von Bauvorhaben gewertet werden: es kommt ihnen vielmehr die hohe Bedeutung zu, daß sie den Wasserbauer in Neuland führen.

Es liegt sicher im Interesse der Weiterentwicklung des Wasserbaues und der weitergehenden Einführung bituminöser Decken in Kanälen, Staudämmen usw., wenn hier an die Versuche erinnert wird, die erstmals in grundlegender Weise über die Brauchbarkeit von Teer und Asphalt zur Dichtung und Befestigung von Erdbauten von 1929 an im Kaiser-Wilhelm-Institut für Wasserbau und Wasserkraft in Oberrach (Walchensee) auf Anregung und unter Leitung des damaligen Mitarbeiters H. Mößlang durchgeführt wurden. Ohne Kenntnis etwa vorliegender Ansätze ähnlicher Art in Deutschland oder im Auslande wurden in systematischen Versuchsreihen von 1929 bis 1932 Decken der verschiedensten Art mit Bitumen und Teer als Bindemitteln eingebaut und deren Verhalten beobachtet. Insgesamt waren es rd. 3000 m<sup>2</sup> Decken. Nur in einer ganz im Freien liegenden Großversuchsanstalt, in der alle Einflüsse der Witterung beobachtet werden können, war es möglich, Versuche über die Bewährung bituminöser Decken so weit durchzuführen, daß die Praxis ohne besonderes Wagnis auf den Versuchen aufbauen konnte. Die ersten „schweren Decken“ aus Walz- und Gußasphalt liegen jetzt sechs Jahre und haben sich — wie eine neuerliche Besichtigung und Prüfung ergab — durchaus bewährt. Als alle Erfahrungen dafür sprachen, daß die Einführung bituminöser Decken in den Wasserbau Erfolg haben würde, veröffentlichte das Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft seine Arbeiten und deren Ergebnisse in zusammenfassender Form im 2. Mitteilungsheft des Instituts<sup>3)</sup>.

Die wesentlichen Erkenntnisse, die seinerzeit in Oberrach gewonnen wurden, haben auch heute noch in vollem Umfange Gültigkeit und werden durch die Ausführungen am Dortmund-Ems-Kanal und am Adolf-Hitler-Kanal nur bestätigt.

So wurde z. B. frühzeitig die Tatsache festgestellt, daß Teer — wenigstens in der Güte, in der er damals angeboten wurde — zur Herstellung der Decken nicht so geeignet war wie Bitumen; ferner ging man

<sup>1)</sup> S. Vogt, Versuche mit Asphaltabdichtung beim Bau des Adolf-Hitler-Kanals, Bautechn. 1936, Heft 28, und Dr. Schiller und Gorges, Versuche mit Asphaltbauweisen beim Erweiterungsbau des Dortmund-Ems-Kanals, Bautechn. 1936, Heft 31 u. 32.

<sup>2)</sup> Wkr. u. Ww. 1934, S. 282 ff.

<sup>3)</sup> München 1932, Verlag R. Oldenbourg.

sehr bald auf die Mischdecke über und erkannte, daß das Deckenmaterial am besten maschinell aufgebracht wird. Zu diesem Zweck entwarf H. Mößlang eine Ausbreitmaschine, die sich schon in ihrer ersten Ausführung als grundsätzlich geeignet erwies und als Vorbild für die Weiterentwicklung solcher Maschinen dienen konnte. Außerdem wurde ermittelt, daß der Walzdruck gegenüber den im Straßenbau üblichen Werten wesentlich erniedrigt werden mußte, was auch in der Arbeit von Schiller und Gorges besonders erwähnt wird<sup>4)</sup>; sodann war die Notwendigkeit einer Übersättigung der Mischung mit Bitumen erkannt worden und andere Erfahrungen, die in den Aufsätzen von Vogt, Schiller und Gorges mitgeteilt sind.

Es soll in diesen Darlegungen nicht in erster Linie die Priorität der Erfahrungen des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft festgestellt werden, die bei einem Vergleich des 2. Mitteilungsheftes des Instituts mit den Arbeiten obengenannter Verfasser klar zutage tritt; es scheint viel wichtiger zu sein, aus den Großausführungen am Dortmund-Ems-Kanal und am Adolf-Hitler-Kanal die Bestätigung zu erhalten, daß die damaligen Versuche des Forschungsinstituts im Ziele richtig erkannt waren und eine wesentliche Grundlage für die Einführung dieser neuartigen Bauverfahren in den Wasserbau bildeten. Es ist auch ein Verdienst von H. Mößlang, daß er — nachdem die Versuche so weit gediehen waren, daß ein Mißerfolg bei Einführung in die Praxis ausgeschlossen erschien — die maßgebenden Kreise der Praxis vom Ergebnis der Untersuchungen in Oberrach unterrichtete und den probeweisen Einbau von bituminösen Decken in Kanäle empfahl. Die Versuche in Oberrach waren ursprünglich rein forschungsmäßig eingestellt aus der Erkenntnis heraus, daß die Entwicklung von bituminösen Decken für die Zwecke des Wasserbaues einem bestehenden Bedürfnis entsprach. Von der Industrie wurden die Versuche des Instituts von der Zeit an in dankenswerter Weise unterstützt, als die gute Überwinterung der eingebrachten Decken ihre Brauchbarkeit im Wasserbau erwiesen hatte. Wie immer bei Versuchen, die in Neuland führen, stellte sich später heraus, daß da und dort im In- und Auslande schon Ausführungen kleineren Ausmaßes vorlagen. Aus manchen Aufsätzen, in denen solche Ausführungen beschrieben sind, könnte jedoch der Eindruck entstehen, als ob die Bauweise mit bituminösen Decken im Wasserbau im Auslande

<sup>4)</sup> Bautechn. 1936, Heft 31, S. 447.

entwickelt und von uns übernommen worden wäre. Demgegenüber muß darauf hingewiesen werden, daß in diesem Falle die Priorität unbedingt Deutschland zugesprochen werden muß. Die groß angelegten systematischen Untersuchungen in Oberrach haben zweifellos größere Bedeutung als die tastenden Versuche an anderen Orten, die zum Teil erst nach den Veröffentlichungen des Forschungsinstituts in Oberrach bekannt wurden. Manche Ausführungen in der Praxis stehen auch in unmittelbarem Zusammenhang mit den Arbeiten des Instituts, z. B. die Auskleidung des Kanalsystems für die Baumwollfelder in Turkmenistan mit Asphaltdecken. Auch sonst werden im Auslande die deutschen Versuchsarbeiten häufig als Vorbild genommen. Um so mehr ist es zu begrüßen, daß nun auch in Deutschland selbst nach verschiedenen kleineren Ausführungen zwei große Kanalbauten mit bituminösen Decken versehen wurden, wodurch zweifellos eine wesentliche Bereicherung des Bauwesens angebahnt ist. Der Vollständigkeit halber soll hier auch auf die großen Asphalt-dichtungsarbeiten hingewiesen werden, die im Laufe dieses Jahres beim Bau des Boberkraftwerkes durchgeführt wurden. Auch diese Arbeiten — die im Zusammenhang mit Betonbauweisen ausgeführt wurden — waren nur möglich durch die umfassenden Vorarbeiten, die in Oberrach geleistet worden waren. Hinsichtlich des Ausmaßes stehen die Dichtungsarbeiten am Boberkraftwerk mit 230 000 m<sup>2</sup> Asphaltdecke bisher einzig da.

Wo in Zukunft für Ton- oder Leimdichtungen aus irgendwelchen Gründen Schwierigkeiten bestehen, wird man wohl in Erwägung ziehen, ob dann nicht eine Asphaltdecke die geeignete Lösung bildet.

Es mag aus den vorstehenden Darlegungen aber auch hervorgehen, wie wichtig die Arbeiten der wasserbaulichen Versuchsanstalten sind, wenn sie vorausschauend Probleme bearbeiten, die für die Praxis die größte Bedeutung erhalten können. Gegen viele vorgefaßte Meinungen hatte das Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft im Jahre 1929 seine „Asphaltversuche“ begonnen, und es darf in Anspruch nehmen, daß es damit bahnbrechende Vorarbeit für die Praxis geleistet hat. Alle Fragen und Sorgen, die die Ingenieure beim Einbau bituminöser Decken in den Dortmund-Ems-Kanal und in den Adolf-Hitler-Kanal bewegten, traten auch schon bei den Untersuchungen in Oberrach auf und konnten auf dem Versuchswege in allen Fällen so weit geklärt werden, daß kein besonderes Bauwagnis mehr bestand, die dort gemachten Erfahrungen auch auf Kanäle sehr großer Abmessungen zu übertragen.

## Vermischtes.

**Prof. Dr.-Ing. Kögler 25 Jahre Hochschullehrer.** Von der bisherigen 25-jährigen Tätigkeit Köglers als Hochschullehrer entfallen 18 Jahre auf die Bergakademie Freiberg. Im Sommersemester 1911 habilitierte er sich an der Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule Dresden für das Fach „Baustatik“ und nahm dort seine Vorlesungen im Wintersemester 1911 auf. Damals war er als Reglerungsbaumeister im Brückenbauamt der Sächsischen Staatseisenbahnen und später als Baudirektor beim Tiefbauamt der Stadt Dresden tätig. Er übte also seine Tätigkeit als Privatdozent neben seiner hauptamtlichen Arbeit aus. Nachdem er als technischer Direktor zum Stahlbauverband Berlin übergetreten war, las er an der Technischen Hochschule Berlin. Durch den Krieg wurde seine Tätigkeit an der Hochschule unterbrochen; er leistete 4 Jahre Kriegsdienste und war zuletzt Bataillonsführer; er wurde während des Feldzuges dreimal verwundet.

Am 1. August 1918 wurde Kögler als Professor für technische Mechanik und Baukunde an die Bergakademie Freiberg berufen. In den Jahren seines dortigen Wirkens hat er sein Institut so ausgebaut, daß es weit über die Grenzen Freibergs bekanntgeworden ist. Schon in Dresden hat er als Sondergebiet die Baugrundforschung betrieben. — Im Jahre 1924 wurde seinem Institut das Erdbaulaboratorium angegliedert. Heute gilt Prof. Dr.-Ing. Kögler als einer der wenigen Sonderfachleute auf dem Gebiete der Baugrundforschung.

Literarisch hat er sich vielfach betätigt. Außer vielen Veröffentlichungen in Zeitschriften, besonders auch in der „Bautechnik“, hat er das Taschenbuch für Berg- und Hüttenleute herausgegeben. Ferner war er Mitarbeiter beim Handbuch für Eisenbetonbau, beim Taschenbuch für Bauingenieure, bei den von der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen herausgegebenen Richtlinien für Bodenuntersuchungen und bei den Richtlinien für Fahrplandecken der Direktion der Reichsautobahnen.

Möge das reiche Wissen Köglers der Bergakademie noch lange erhalten bleiben und mögen ihm noch viele Jahre erfolgreichen Schaffens vergönnt sein.

## Personalmeldungen.

**Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. Betriebsverwaltung.** Ernannt: zum Vizepräsidenten einer RBD: Direktor bei der Reichsbahn Maußer in Nürnberg.

Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Dr.-Ing. Joseph Müller, Abteilungsleiter der RBD Frankfurt (Main), als Abteilungsleiter zur RBD Berlin; die Reichsbahnoberräte Hammann, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Erfurt, als Dezernent zur RBD Saarbrücken, Aust, Dezernent der RBD Saarbrücken, als Abteilungsleiter und Dezernent zur

RBD Erfurt, Harre, Dezernent der RBD Osten in Frankfurt (Oder), als Dezernent zur RBD Schwerin, Eilling, Vorstand des Betriebsamts Seesen, als Dezernent zur RBD Breslau, Emrich, Dezernent der RBD Ludwigshafen (Rhein), als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Frankfurt (Main) und Mühlenbruch, Dezernent der RBD Schwerin, als Dezernent zur RBD Osten in Frankfurt (Oder); die Reichsbahnbaupräsidenten Uhlig beim Betriebsamt Wittenberg als Vorstand zum Neubauamt Groß-Wartenberg, Heinz-Ulrich Müller beim Betriebsamt Hannover 1 zum RZA Berlin, Gandenberger bei der RBD München zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Nürnberg und Münter beim Betriebsamt Heidelberg 2 zum Betriebsamt Konstanz.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Hewel beim Neubauamt Berlin 3 die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Berlin 2 und dem Reichsbahnbaupräsidenten Münsterer bei der RBD Regensburg die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Regensburg.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Franz Wagner, Vorstand des Neubauamts Berlin 2, als Vorstand zum Betriebsamt Berlin 6.

Auszeichnung: die Technische Hochschule Darmstadt hat dem Vizepräsidenten Koehler in Mainz in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der Technischen Hochschule Darmstadt und des Eisenbahnwesens die Würde eines Ehrensensors verliehen.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Tobias Schäfer, Dezernent der RBD Wuppertal, und Max Schneider, Vorstand des Betriebsamts Zwickau (Sachs.) 2.

Im Ruhestande verstorben: Reglerungs- und Baurat Adolf Behrmann in Oldenburg, zuletzt bei den früheren Großherzoglichen Oldenburgischen Eisenbahnen.

**Bayern.** Der Führer und Reichskanzler hat den Bauamtsdirektor Anton Bezold am Straßen- und Flußbauamt Rosenheim zum Regierungsoberbaurat am gleichen Amt ernannt.

Mit Wirkung vom 1. November 1936 wurde der Bauamtsdirektor am Kulturbauamt Ansbach, Rudolf Stephan in gleicher Diensteseigenschaft als Bauamtsdirektor an das Kulturbauamt Amberg berufen.

**INHALT:** Tätigkeit der staatlichen Flußbauverwaltung in Bayern im Jahre 1935. (Schluß.) — Die neuen Talsperrendämme im Harz. (Fortsetzung.) — Versuche mit Asphaltbauweisen im Wasserbau. — Vermischtes: Prof. Dr.-Ing. Kögler 25 Jahre Hochschullehrer. — Personalmeldungen.