

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 30. Oktober 1936

Heft 47

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.

Die bedeutsame historische Wasserwirtschaft des Harzes, wo die ältesten Talsperrendämme Deutschlands heute noch im Betriebe sind, hat eine Wiederbelebung erfahren durch die Vorschläge meines leider so früh verstorbenen Lehrers, Prof. Franzius, in den Jahren 1922 bis 1925 sowie durch die Anlagen der Harzwasserwerke, die 1926 bis 1934 unter meiner Leitung entworfen und erbaut worden sind. Über die Aufgaben des genannten Unternehmens und der beiden Talsperren in der Söse bei Osterode und in der Oder bei Lauterberg habe ich im GWF 1934, S. 725, bereits eingehend berichtet, ebenso über die an die Sösesperre angeschlossene Fernwasserleitung Harz—Bremen in der gleichen Zeitschrift 1935, S. 469. Über die hydrologischen und wasserwirtschaftlichen Probleme wird demnächst an anderer Stelle berichtet werden. Ich kann mich hier also auf die technischen Anlagen der Talsperren selbst beschränken, über die in sechs Abschnitten berichtet wird:

- A. Materialuntersuchungen und wissenschaftliche Baukontrolle.
- B. Geologische Vorarbeiten und Baukontrolle.
- C. Konstruktive Gestaltung der Dämme und ihrer Dichtung.
- D. Bauliche Durchführung der Hauptdämme und ihrer Nebenanlagen.
- E. Anordnung und Ausgestaltung der Betriebsanlagen.
- F. Formgestaltung der Bauten.

Die Lage der beiden Talsperren in der Söse und Oder und der einzelnen Bauwerke ist aus Abb. 1 u. 2, das zeitliche Ineinandergreifen aus Abb. 3 zu ersehen. Die wichtigsten wasserwirtschaftlichen Daten sind der folgenden Tafel zu entnehmen:

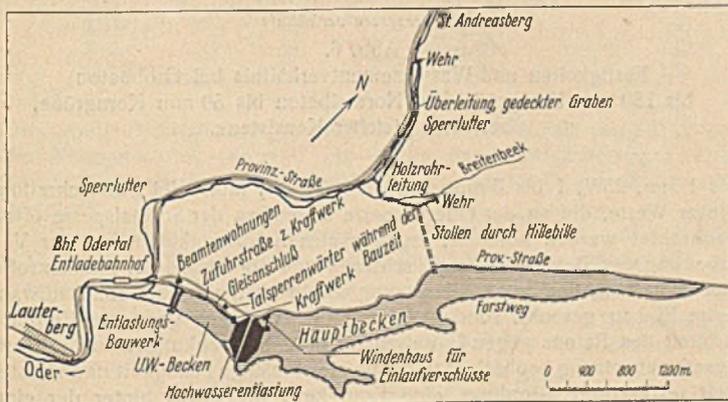


Abb. 2. Übersicht über Lage der Bauwerke des Oderwerkes.

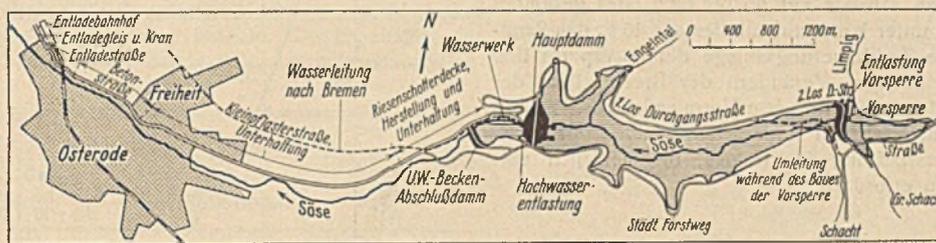


Abb. 1. Übersicht über Lage der Bauwerke des Sösewerkes.

A. Materialuntersuchungen und wissenschaftliche Baukontrolle.

Von Prof. Dr.-Ing. Collorio, Hannover, und Ing. Bargheer, Hildesheim.

Von den Materialuntersuchungen, die für Böden, Bausteine, Bindemittel, Beton, Dichtungsmittel vor Beginn des Baues und während der Ausführung als Baukontrolle systematisch durchgeführt wurden, stehen die Bodenuntersuchungen, was Umfang und allgemeines Interesse anbelangt, an erster Stelle. Soweit wir unterrichtet sind, sind diese Prüfungen, jedenfalls in Europa, das erstmalig in solchem Umfange, insbesondere auch als Baukontrolle durchgeführt worden, weshalb die Grundsätze und Ergebnisse dieser Untersuchungen in folgendem eingehend behandelt werden sollen.

Mit Baubeginn wurde in einem geeigneten Raume der Fabrik Mariental am Fuße des Sperrdammes

eine eigene Prüfanstalt eingerichtet, die später nach der Oder verlegt wurde. Die Einrichtung dieser Materialprüfanstalt (Abb. 4) hat etwa 20 000 RM gekostet.

I. Beton.

1. Steinuntersuchung.

Die Gesteinsprüfung konnte sich auf Grauwacke beschränken und bestätigte die von Geh. Rat Prof. Otzen, damals T. H. Hannover, vorgenommenen Voruntersuchungen. Danach handelt es sich um mittelfeste bis feste Grauwacke (nach Hirschwald) mit etwa folgenden Werten: Spez. Gew. 2,62 bis 2,67; Wasseraufnahmefähigkeit bis 4%; Wetterbeständig-

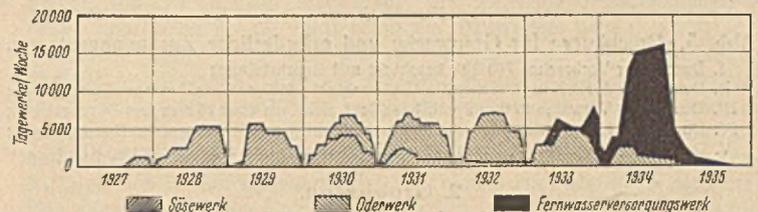


Abb. 3. Ineinandergreifen der Bauten, dargestellt durch die angewandten Tagewerke.

keit bestanden; Festigkeitsabfall nach 25maligem Gefrieren bis -20°C : 6 bis 19%; Druckfestigkeit (Würfel rd. $5 \times 5 \text{ cm}$) 1300 bis 1700 kg/cm^2 ; Abnutzungswiderstand $f = 0,144$ bis $0,188$ (Sandstrahlgebläse), 0,16 bis 0,20 (Böhmscher Schleifapparat); Zähigkeit (Schlagzahl im Martensschen Fallapparat, Bärgewicht 1 kg, Fallhöhe 1 m) 24 bis 90.

Die starken Unregelmäßigkeiten sind zurückzuführen auf feinste, zum Teil kristallgefüllte Sprünge, die auch den Brecherausfall beeinflussen und dazu führten, daß bei normaler Beschickung der Brecher und Ausnutzung der Zerkleinerungsleistung der Bruch so schallig wurde, daß das Raumgewicht der einzelnen Korngruppe nicht über 1,2 bis 1,3 (1,4 eingerüttelt) kam. Eine wesentliche Besserung des Bruches (kubische Form) und damit auch des Raumgewichtes (auf 1,6 eingerüttelt) konnte nur erreicht werden, wenn die Zerkleinerungsleistung wesentlich verringert und jede Korngröße mehrmaligem Brecherdurchgang unterworfen wurde. Schotter mußte dabei zweimal, Splitt zwei- bis viermal, Sand drei- bis fünfmal durch die Brecher bzw. Kugelmühlen geschickt werden. Diese Möglichkeit war nur bei mehrmaligem Heben des vorzerkleinerten Materials gegeben. Aus den umfangreichen Versuchen, die zusammen mit der Firma Krupp und den Baufirmen zu diesem Zwecke angestellt wurden, gibt Abb. 5 einen Ausschnitt. Daraus ist vor allem zu ersehen, daß ohne Kugelmühlen, die wegen der Beschaffungs- und Betriebskosten gerne vermieden werden, keinesfalls auszukommen war, da alle Sortier-

	Sösesperre	Odersperre
Einzugsgebiet der Sperre (reduziert)	46,5 km^2	52 km^2 (für Hochwasser)
Mittlerer Jahreszufluß zur Sperre	35,1 Mill. m^3	66 Mill. m^3 (einschl. Überleitung)
Inhalt der Hauptsperre der Vorsperre	25,5 " "	30 Mill. m^3
des Unterwasserbeckens	0,6 " "	—
Ausgleichener Jahresabfluß	33,0 " "	0,86 Mill. m^3
Hochwasserschutzraum größtes Hochwasser	2 bis 4,5 Mill. m^3 75 m^3/sek (beobachtet)	5 Mill. m^3 100 m^3/sek (errechnet)

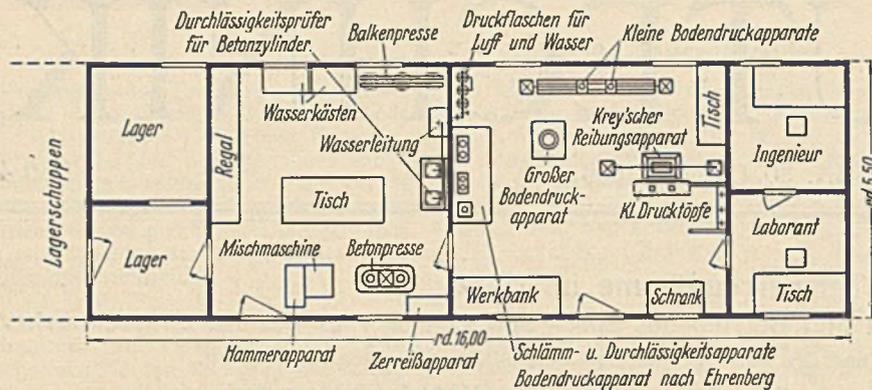


Abb. 4. Einrichtung der Materialprüfanstalt auf der Baustelle der Odersperre.

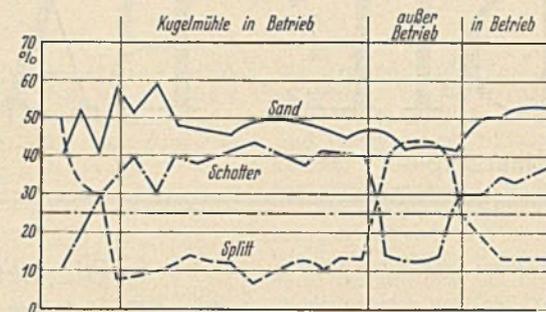


Abb. 7. Ausschnitt aus der Baukontrolle der Kornzusammensetzung, Einfluß der Kugelmühle (Odersperre).

einstellungen einen Überschuß an Splitt, einen Mangel an Sand und im Sand zu wenig Feinstes brachten.

Die praktische Erfahrung hat nun gezeigt, daß sich ein guter, plastischer und geschmeidiger Beton, der sich nicht entmischt und gegen die unvermeidlichen Unregelmäßigkeiten der Kornzusammensetzung weitgehend unempfindlich ist, bei den an sich mageren Mischungsverhältnissen der beiden Talsperren aus der gebrochenen Grauwacke nur erreichen ließ, wenn der Anteil des trockenen Mörtels auf 55 bis 60% des gesamten Gewichtes, der Feinsandgehalt unter 1 mm auf mindestens 40% des Sandgewichts gesteigert wird. Die Zerkleinerungsanlage der Sösesperre ließ wohl einen Ausgleich durch häufiges Verändern der Brechweiten, der Beschickung der Anlage und durch eine gewisse Vorratswirtschaft in den Silos erreichen, eine Entmischung an der Einbaustelle jedoch nur durch eine besonders sorgfältige Verarbeitung des Betons, die natürlich entsprechend mehr Arbeitsstunden erforderte.

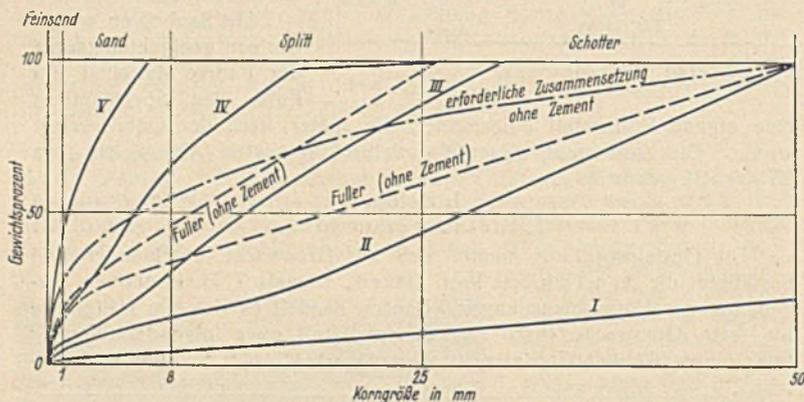


Abb. 5. Brechkurve für Grauwacke und erforderliche Zusammensetzung.

- I. Durchgang Vorbrecher 790/970, beschickt mit Bruchsteinen;
- II. Durchgang durch Hauptbrecher 290/470, beschickt mit Korn über 50 mm aus Durchgang I;
- III. Durchgang Vorwalze 15 mm Spalt, beschickt mit Korn über 25 mm aus Durchgang II;
- IV. Durchgang Hauptwalze 4 mm Spalt, beschickt mit Korn über 5 mm aus Durchgang III;
- V. Durchgang Kugelmühle, beschickt mit Korn über 5 mm aus Durchgang III.

2. Grob- und Normalbeton.

Da die Vermehrung des Sandanteils und des Feinsandes nur durch Aufstellung einer Kugelmühle oder durch entsprechende Erhöhung des aus großer Entfernung anzuliefernden Grubensandes möglich war, wurde an der Odertalsperre erwogen, das Mittelkorn auszuschalten und einen sogenannten Grob- und Normalbeton herzustellen. Im Zusammenhang mit einer Beratung für den Bau einer Talsperre in Jugoslawien, wurde diese Frage von uns näher geprüft, weil sich die Brechkurve der Grauwacke der erforderlichen Zusammensetzung eines solchen Betons bestens anpassen ließ. Die Versuche sind durchaus günstig ausgefallen, wie ein Vergleich zwischen Grob- und Normalbeton in Abb. 6 zeigt. Großversuche im Bauwerk brachten das Ergebnis, daß bei richtiger Sandzusammensetzung und ausreichender Verdichtung des Grob- und Normalbetons eine gleichmäßige Qualität gewährleistet werden kann. Sie zeigten aber auch, daß sich Grob- und Normalbeton für die immerhin feingliedrigeren Bauteile der Odertalsperre nicht eignete, ganz abgesehen davon, daß die bereits in Betrieb befindliche Aufbereitungsanlage völlig hätte umgestellt werden müssen. Aus dem erstgenannten Grunde wurde verzichtet, obwohl sich mit dem Grob- und Normalbeton wesentliche Ersparnisse an Zement und bei der Herstellung der Zuschlagstoffe ergeben hätten. Bei massiven Bauteilen empfiehlt sich die nähere Prüfung dieser Frage aber unter allen Umständen.

3. Betonzusammensetzung.

Da die Verwendung dieses Grob- und Normalbetons sich an der Odertalsperre nicht durchführen ließ, mußte die Brechanlage durch Aufstellung einer Kugelmühle mit großer Leistungsfähigkeit, stellenweise auch durch Zusatz von feinem Natursand verbessert werden. Abb. 7 zeigt am besten den

Einfluß der Kugelmühle auf die Kornzusammensetzung: Bei Ausfall der Mühle infolge einer Betriebsstörung konnte in stetigem Betriebe das richtige Verhältnis Splitt - Schotter nicht erreicht werden. Im Durchschnitt wurden mit der Kugelmühle ohne Natursandzusatz 48% Sand bis 7 mm (Gewichtprozent der Gesamtzuschlagstoffe) erreicht, davon 41% Feinsand

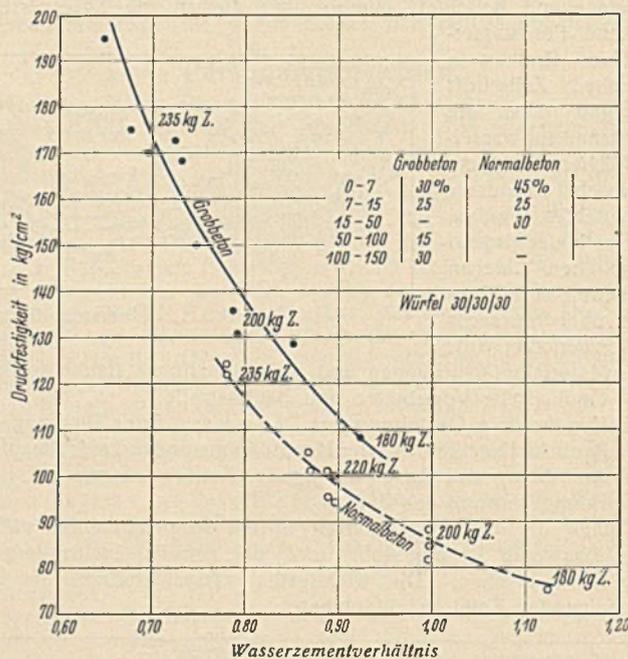


Abb. 6.

Festigkeiten und Wasserzementverhältnis bei Grob- und Normalbeton bis 150 mm Korngröße und Normalbeton bis 50 mm Korngröße, bei etwa gleicher Konsistenz.

bis 1 mm, 25% 1 bis 3 mm und 34% 3 bis 7 mm. Bei Unterschreitung dieser Werte, die an der Odertalsperre selten, an der Sösetalsperre öfters beobachtet werden konnten, ergaben sich Schwierigkeiten bei der Verarbeitung des Betons und stark schwankende Ergebnisse der Baukontrolle. Bei Einhaltung der Zusammensetzung wurde nicht nur der Arbeitsaufwand beim Einbau gesenkt, sondern auch eine wesentlich geringere Empfindlichkeit des Betons gegen Entmischung oder Schwankungen in der Kornzusammensetzung beobachtet und eine gleichmäßige Festigkeit und Dichtigkeit festgestellt, allerdings eine Festigkeit, die etwas hinter der einer günstigsten Zusammensetzung zurückblieb.

Daraus ergibt sich, jedenfalls bei Verwendung gebrochenen Materials, die praktische Forderung, daß die im Versuch gefundene beste Kornzusammensetzung für Festigkeit und Dichtigkeit eine erhebliche Berichtigung erfahren muß, die die Empfindlichkeit gegen einen Wechsel der Kornzusammensetzung und ähnliche auf der Baustelle nicht vermeidbare Ungleichmäßigkeiten berücksichtigt. Neben der Prüfung der besten Kornzusammensetzung im Laboratorium ist also auch eine Untersuchung darüber nötig, wie stark die Festigkeit und Dichtigkeit bei bestimmten Schwankungen der Zusammensetzung sich verändert. Die Gleichmäßigkeit im Verhalten des Gemenges und die geringe Empfindlichkeit gegen Entmischung und geringe Änderungen der Kornzusammensetzung und des Wasserzusatzes ist praktisch wichtiger als die Erreichung von Bestwerten bei stark schwankenden Ergebnissen. Ich habe auch an anderer Stelle beobachten können, daß die Güte der Gesamtausführung bei Nichtbeachtung dieses Grundsatzes erheblich leidet und nicht nur die im Bauwerk erreichte Festigkeit und Dichtigkeit, gegenüber der versuchs-technisch festgestellten, bei starker Schwankung im Durchschnitt erheblich zurückgeht, sondern

daß auch infolge der Fehlmischungen, insbesondere bei feingliedrigen Bauteilen, bedenkliche andere Nachteile erwachsen, die durch die erreichte große Festigkeit und Dichtigkeit an anderen Stellen durchaus nicht ausgeglichen wurden. Das Ziel, mit möglichst geringen Kosten eine möglichst hohe und gleichmäßige Sicherheit im Bauwerk zu erreichen, wird auf diesem Wege allein auch praktisch zu erreichen sein. Bei der Festlegung der erforderlichen Sicherheit nach den amtlichen Vorschriften müßte das allerdings beachtet werden.

4. Ergebnisse der Baukontrolle.

An der Sösetalsperre wurde bei Vorsatzbeton zur Sicherung gegen aggressive Kohlensäure dem Zement Traß zugesetzt. Das Mischungsverhältnis betrug für den Vorsatzbeton 1:0,5:6, für den Kernbeton 1:8,0 in Raumteilen. Die erreichte Mindestfestigkeit für Kernbeton im Baujahr 1929 betrug $W_{b28} = 106 \text{ kg/cm}^2$, für den Vorsatzbeton $W_{b28} = 155 \text{ kg/cm}^2$. Voruntersuchungen von Geheimrat Otzen halten für die Mischung des Vorsatzbetons $W_{e28} = 250 \text{ kg/cm}^2$ ergeben. Dieser Unterschied ist auf die schwankende Normenfestigkeit des Zements, die unstetige Kornzusammensetzung und auf den bekannten Festigkeitsabfall gegenüber typischen Laborversuchen zurückzuführen.

Da bei der Vergebung der Odertalsperre das von uns geforderte Zusammenmahlen von Traß und Zement noch nicht möglich war, wurde ein besonders kalkarmer Hochofenzement (Drehofen) aus Westeroder Schlacke vorgezogen, der sich günstig gegen Kohlensäure verhielt und gute und gleichmäßige Festigkeitsergebnisse brachte. Die Ergebnisse der Prüfung einer Reihe mit verschiedenem Sandgehalt waren im Baustellenlaboratorium:

kg Zement/m ³ Beton	Sand in % des Zuschlages	Wasserzementverhältnis für plastischen Beton	Druckfestigkeit W_{e28}
300	55	0,780	215
250	55	0,862	198
200	55	0,944	169
150	55	1,185	104
300	45	0,673	269
250	45	0,777	236
200	45	0,910	181
150	45	1,185	127
300	40	0,645	252
250	40	0,720	236
200	40	0,865	212
150	40	1,100	156
300	35	0,645	246
250	35	0,777	236
200	35	0,866	182
150	35	1,100	134

Die größte Dichtigkeit ergab sich für einen Sandgehalt von 45%, wobei der Feinsandanteil (Korn 0 bis 1) im Sand 30% betrug. Auf der Baustelle wurde dieser Anteil, wie bereits erwähnt, auf 48 bzw. 40% gesteigert.

Die Tafel gibt einen Auszug aus der Baukontrolle, Abb. 8 einen Einblick in das Verhalten des Betons gegen Wasserdurchlässigkeit:

Bauwerk	Zement je m ³ fertigen Beton kg	Mittelwerte für plastischen Beton			Durchlässigkeit bei rd. 10°C K in $1/\text{m}^2 \text{ u. Std.}$ bei $J=1$
		W_{b7} kg/cm^2	W_{b28} kg/cm^2	W_{b90} kg/cm^2	
1931					
Abschl.-Bauwerk	200	82	150	211	0,018
Lufts. Entnahme	260	111	182	237	
Wass. Entnahme					
Schieberkammer-Pendelstütze . . .	260	98	173	221	0,0087
Kernbeton	200	89	150	191	0,018
1932					
Pendelstütze . . .	260	109	161	200	
Einlauf-Bauwerk	300	100	208	276	0,0015
Betonplatten					
U.-Wasser-Damm	260	94	160	199	0,001
Kernbeton	200	75	128	154	0,008
Vorsatzbeton . . .	225	92	139	176	0,01

Die Normenfestigkeit des Zementes wurde auf der Baustelle festgestellt und betrug im Mittel der gesamten Bauzeit rund

	1. Druck	2. Zug
7 Tage	373 kg/cm^2	... kg/cm^2
28 .	492 .	30 .
28 . komb.	521 .	39 .

Allgemein erstreckte sich die Baukontrolle für den Beton auf die Zementprüfung, die Ermittlung der Festigkeit und Wasserdurchlässigkeit des Betons, die Überwachung der Brechanlage, der Sortierung des anfallenden Materials in den Steinbrüchen und ganz besonders auf die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe.

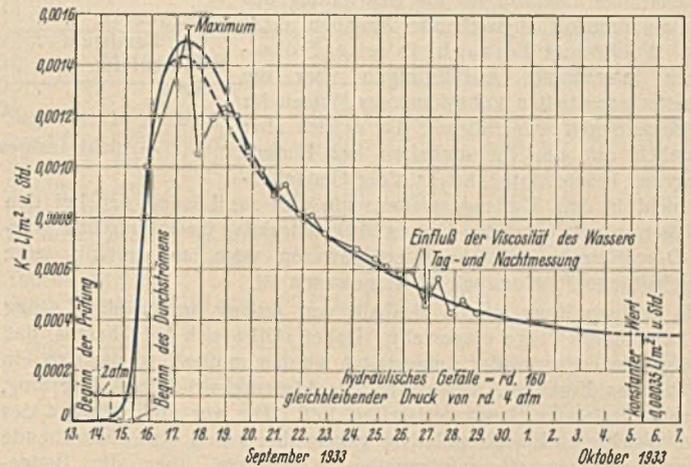


Abb. 8. Ausschnitt aus der Baukontrolle der Wasserdurchlässigkeit. Beton mit 300 kg HOZ. Zusatz natürlichen Sandes. Weitgehende Selbstdichtung des Betons. Durchführung mit Betonzylindern von 25 cm Durchm. in Prüfapparaten eigener Konstruktion.

II. Bodenuntersuchungen.

1. Vorbemerkungen.

Während bei Betonbauwerken die konstruktiven Gesichtspunkte maßgebend für die Zusammensetzung des Betons sind, die Prüfung der Bindemittel und Zuschlagstoffe vornehmlich geschieht, um eine der Konstruktion genügende Betonfestigkeit bzw. Dichtigkeit zu erreichen, entwickelt sich beim Erdbau die konstruktive Gestaltung im wesentlichen aus den Eigenschaften des vorhandenen Bodens als Baustoff. Damit ist nicht nur der grundlegende Unterschied in der Betrachtungsweise festgelegt, sondern auch die Bedeutung, die die Bodenuntersuchungen und deren Ergebnisse für die Gestaltung des Bauwerkes haben.

Die Prüfung selbst darf sich überall dort, wo der Boden als Baustoff verwendet wird, nicht auf die Feststellung der Bodeneigenschaften im Zustande der natürlichen Lagerung beschränken, sondern muß ausgedehnt werden auf alle bei dem Bau und Betrieb möglichen Zustandsänderungen; bis zu einem gewissen Grade gilt das auch für die Untersuchung des Bauuntergrundes. Bei den beiden Harztalsperren handelte es sich ausschließlich um Untersuchungen des Bodens als Baustoff, worüber seinerzeit noch geringe Erfahrungen vorlagen.

Die Bodenuntersuchungen beschränkten sich aber nicht nur auf eine Prüfung der Eigenschaften des in seinen Ausmaßen gleichzeitig festgestellten Bodenvorkommens, sondern mußten sich in einer laufenden Baukontrolle während der gesamten Bauzeit fortsetzen, die erstmalig in diesem Umfange bei den Harztalsperren durchgeführt wurde.

Aufgabe der Baukontrolle und deren Organisation war, Gewinnung, Verteilung und Einbau des Bodens zu überwachen. Es ist selbstverständlich, daß dabei die für die Wahl der Bauart entscheidenden Eigenschaften der Böden die ausschlaggebende Rolle spielen. Da die meisten Untersuchungen, besonders bei bindigen Böden, außerordentlich lange Zeit dauern, mußten Versuchsmethoden festgelegt werden, die eine Schnellprüfung gestatten. Dies war im Interesse eines geregelten und glatten Baubetriebes, dem die Baukontrolle Hilfe, nicht Hemmung sein soll, nötig und auch möglich. Die Schnellprüfungen sind durch Vollprüfungen regelmäßig kontrolliert, gegebenenfalls verbessert oder abgeändert worden.

Außerdem wurde eine Trennung der Baukontrolle für die Gewinnung und den Einbau erforderlich. An der Gewinnung wurden die Eigenschaften des Bodens geprüft, die Verteilung auf das Bauwerk entschieden, unter Umständen unbrauchbarer oder verdächtig Boden ausgeschieden. Dabei wurde bei der Entnahme beachtet, daß ungleichmäßige Schichten und die Schnitthöhe der Bagger berücksichtigt wurde. Beim Einbau wurde festgestellt, ob die bei der Berechnung vorausgesetzte Verdichtung (Porenvolumen) auch ausreichend war. Auch hier ist eine Schnellprüfung, durch Vollprüfungen ergänzt, gefunden worden.

Zuletzt stehen die Beobachtungen während des Betriebes. Sie erstrecken sich bei uns auf das genaue Einmaß der Sackungen und Bewegungen (Oberfläche des Dammes und dessen Inneres) sowie auf Messungen der senkrechten und waagerechten Drücke im Damminnen. Die letzteren haben allerdings keine verwertbaren Ergebnisse gebracht. Über das sonstige Ergebnis der Betriebsbeobachtungen wird in Abschnitt C berichtet werden.

Der Umfang der Prüfungen ließ sich von vornherein nicht genau festlegen, da nur geringe Erfahrungen vorlagen. Dagegen bestand Klarheit darüber, daß der Versuch gemacht werden mußte, etwas tiefer in das Verhalten des Bodens als Baustoff einzudringen, da auch die vorhandene wissenschaftliche Literatur für die Beurteilung des Bodens als Baustoff ausreichende Angaben nicht lieferte. Wohl bringt Terzaghi in seiner Erdbau-mechanik interessante Ausführungen über die Festigkeitseigenschaften kohäsionsloser Massen im Vergleich zu denen fester Körper. Da er sich aber vornehmlich mit den Eigenschaften des Bodens als Baugrund beschäftigt, führt er diese Gedanken-gänge nicht in dem Umfange weiter, wie dies zur Lösung der bei den Harztalsperren auftauchenden Fragen für konstruktive Gestaltung und praktische Durchführung wünschenswert gewesen wäre, so wertvoll seine wissenschaftliche Pionierarbeit sonst gewesen ist.

Die Bodenprüfung wurde deshalb von Anfang an auf die Lösung dieser besonderen Frage eingestellt. Dabei stellte sich bald heraus, daß die Prüfgeräte ergänzt oder umgestaltet werden mußten, so daß sich ein abschließendes Ergebnis, wenigstens der wissenschaftlichen Auswertung, erst gegen Ende des Baues feststellen ließ. Die vor und während des Baues beobachteten Einzelergebnisse gaben aber schon eine ausreichende Ergänzung der damals vorliegenden Kenntnisse über die Bodeneigenschaften, so daß die konstruktive Gestaltung danach vorgenommen bzw. verbessert und die Baudurchführung nach einer kurzen Übergangszeit darauf abgestellt werden konnte. Bei dem Bau der Sösetalsperre waren solche Veränderungen wiederholt nötig.

In den folgenden Ausführungen werden die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen, der Baukontrolle und der wissenschaftlichen Auswertung zusammengeworfen und die auf Grund aller vorliegenden Erfahrungen gezogenen Schlußfolgerungen im Zusammenhang gebracht, um an Raum zu sparen. Dabei muß einleitend und gültig für den ganzen Abschnitt bemerkt werden, daß die Versuche weniger dem Ziele dienen, allgemeine wissenschaftliche Zusammenhänge festzustellen, als dem Zwecke, die für den Bau der beiden Talsperren notwendigen Kenntnisse zu vermitteln. Infolgedessen sind die Versuchsgeräte mehr den etwas rauhen Verhältnissen der Baustelle angepaßt und weniger für wissenschaftliche Feinmessung ausgerüstet, die Versuchsreihen sind manchmal lückenhaft und beziehen sich im wesentlichen auf die bei den beiden Anlagen fast ausschließlich vorkommenden kohäsionslosen Böden und die bei Bau und Betrieb erwarteten Zustandsänderungen dieser Böden. Trotzdem möchte ich mich nicht auf eine Berichterstattung der Versuchsergebnisse beschränken, sondern auch den Versuch machen, die Zusammenhänge wissenschaftlich zu begründen, da sich dabei wertvolle Schlußfolgerungen und Anregungen für Praxis und Forschung ergeben haben.

Die Bodenprüfung selbst kann in zwei Gruppen geteilt werden, in eine solche, die den Boden unabhängig von seinem Zustande beschreibt (chemisch — petrographisch — Kornform — Kornzusammensetzung), und eine solche, die abhängig von dem Zustande des Bodens und seinem Wassergehalt ist (physikalisch — mechanisch). Die letzteren Untersuchungen überwiegen an Bedeutung, da sie einen Beitrag zur Kenntnis des Elastizitätsgesetzes der Böden und deren Festigkeitseigenschaften liefern. Während die Kennwerte der erstgenannten Gruppe als unabhängige Konstanten gelten können, sind die der zweiten Gruppe ausschlaggebend abhängig — insbesondere bei bindigen Böden — von Verdichtung oder Poren(wasser-)gehalt des Bodens. Dieser ist bei natürlicher Lagerung oder Setzung des Bodens eine Funktion des Druckes, unter dem der Boden steht; bei künstlicher Verdichtung und Einbringung können die Werte aber von diesem natürlichen Porengehalt nicht unwesentlich abweichen. Deshalb hat die Prüfung des Bodens in physikalisch-mechanischer Richtung nur einen Sinn, wenn sie in Abhängigkeit von dem Porengehalt bzw. der Verdichtung durchgeführt wird.

2. Die Zusammensetzung der Böden.

Die Beurteilung der Lagerung des Vorkommens und der Entstehung der Böden wird als eine rein geologische Angelegenheit im Abschnitt B beschrieben.

Die chemische Prüfung ergab, daß weder auslaugbare noch baustoffeindliche Stoffe im Boden gefunden wurden. In den oberen Schichten stieg der Gehalt an Humusstoffen, auch sonst reagierte der Boden infolge Mangels an Kalk durchweg sauer.

Die chemische Analyse verschiedener Proben brachte folgendes Durchschnittsergebnis:

	Wasser-löslichkeit %	Säure-löslichkeit	Si O ₂	Fe	Al	Ca	Mg	Mn	Cl'	So ₄ ''	Ns ₃	Co ₂	S''	Humussäure
Grauwacke	0,10	gering	††	††	††	††	+	.	††	.	—	††	—	—
sog. Sandstein	0,36	.	+	††	††	+	+	.	††	—	.	.	—	.
Tonschiefer	0,04	.	+	†††	†††	+	.	.	††	.	—	††	—	—
Sand	0,15	.	+	†††	††	††	—	††	—	.
Lehm	0,13	.	††	†††	††	—	—	.	+	.	.	††	.	†††

— nicht festgestellt; . Spur; + geringe Menge; †† deutliche Menge; ††† überwiegend.

Die Siebanalysen sind vor Beginn des Baues für einige Dutzend, während des Baues für mehrere hundert Proben des Schotters, Lehms und gelegentlich auch des Tons durchgeführt. Entsprechend der Zusammensetzung der Böden ist die Kornform vorwiegend gedrunen. Auch der Lehm ist vor allem sandig, enthält also nur in geringem Umfang blättchenförmige Bestandteile, deren Anteil aber nicht quantitativ festgestellt wurde. Die stellenweise an den Einmündungen der Nebenbäche vorherrschenden grauen Tone bestehen vornehmlich aus pflanzlichen Teilen und haben blättchenförmige Struktur, was sich auch in ihrem grundsätzlich anderen mechanischen Verhalten widerspiegelt.

Ein Vergleich der Kornzusammensetzung der drei an den Talsperren gefundenen Bodenarten ist aus der folgenden Tafel möglich.

In %	bis 0,01	Schluff	Mo	F. Sand	Gr. Sand	Kies	Steine
Flußschotter	0,30—23	0,2—3	0,5—10	4—26	27—28	45—10	23—0
Gehängelehm	6—31	4—25	10—34	20—3	27—5	27—2	6—0
Ton in Sösenebentälern	23—50	13—18	41—30	15—1	6—0	2—0	—
Schotter i. M.	2	1	4	13	26	42	12
Lehm i. M.	10	10	18	17	23	22	—

Während der Sandgehalt von Flußschotter und Gehängelehm im Mittel fast gleichmäßig 39 bis 40% beträgt, überwiegt der Feinboden beim Lehm, das Bodengerippe beim Flußschotter (10 bis 90% gegen 1 bis 36%) und (68 bis 10% gegen 33 bis 2%) ganz erheblich. Außerdem erkennt man sehr starke Schwankungen innerhalb der einzelnen Bodenproben. Das Verhältnis Feinboden : Sand : Bodengerippe (Schotter) pendelt beim Flußschotter von 1 : 31 : 68 bis 36 : 54 : 10, beim Gehängelehm von 20 : 47 : 33 bis 90 : 8 : 2. Es sind also ausgesprochen fette und magere Lehme, sowie stark und schwach lehmige Schotter aufgefunden worden, deren richtige Verteilung im Dammquerschnitt auf Grund der Siebanalyse Aufgabe der Baukontrolle war.

Der weiteren Prüfung wurden verschieden abgestufte Feinböden in erster Linie unterworfen, als Sande A, B, C bezeichnet, die dem wechselnden Feingehalt der Flußschotter entsprachen. Außerdem wurde der von Schotter befreite Lehm (Lehm B) und ein besonders feiner sandiger Boden großer Gleichförmigkeit (Sand F)¹⁾ eingehender untersucht. Für die natürliche Zusammensetzung des Flußschotters und Gehängelehms sind Untersuchungen durchgeführt worden, die eine Beurteilung gestatteten, wie sich das Skelett des Bodens auf dessen Festigkeit auswirkt. Die Kornzusammensetzung dieser verschiedenen Bodenarten ist in Abb. 9 u. 10 dargestellt.

Die Siebanalyse konnte, da es sich um gleichartige Böden handelte, als Schnellprüfung für die Baukontrolle verwendet werden. Je nach dem Feingehalt des Bodens im Verhältnis zum Skelett und nach dem Anteil und dem Einfluß bindiger Bodenbestandteile wurde die Verteilung des Bodens im Damm selbst angeordnet. Für die praktische Verwertung ließ sich aus der Kornzusammensetzung feststellen, daß es sich auch bei den Lehmen in erster Linie um schluffhaltige Böden handelte, die einen geringen Anteil an Rohton, also nur eine verschwindend kleine echte Kohäsion besitzen. Die Böden eigneten sich also nur für geringe Dammhöhen zur Dichtung, da die mangelnde Kohäsion ein Ausspülen der feinen Bodenteile nicht verhinderte. Darauf wurde nicht immer ausreichend Rücksicht genommen. Man glaubte, daß der Boden doch ausreichende Kohäsion habe, die durch entsprechende Verdichtung so gesteigert werden könne, daß er zur Dichtung beim Bau der Vorsperre des Sösewerkes mit über 20 m Stauhöhe ausreichen würde. Diese Hoffnung hat sich aber

¹⁾ Von einer fremden Baustelle.

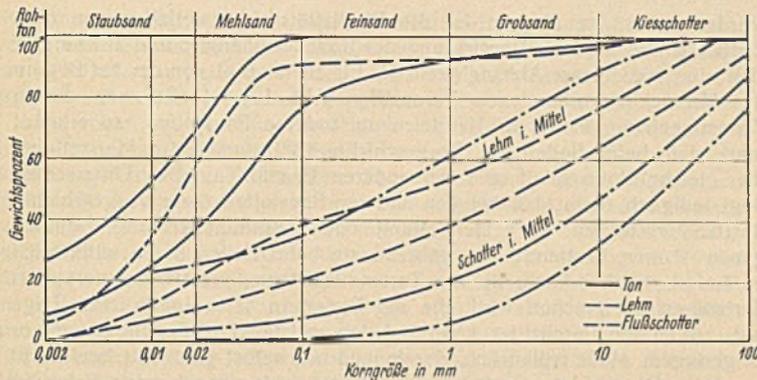


Abb. 9. Die Grenzen der Kornzusammensetzung der an der Sösetalsperre in Frage kommenden Böden, mittlere Körnung des Flußschotter und Gehängelehms.

nicht erfüllt, worauf ich später noch zurückkommen werde. Hier kann also schon festgestellt werden, daß für die Verwendung als Dichtung ein ausreichender Gehalt an Rohton unbedingte Voraussetzung ist. Von der Anordnung einer sorgfältig abgestuften Filterschicht zur Verhinderung von Ausspülungen verspreche ich mir sehr wenig, da der praktischen Durchführung, besonders, wenn es sich um große Flächenausdehnungen handelt, doch sehr erhebliche Schwierigkeiten entgegenstehen.

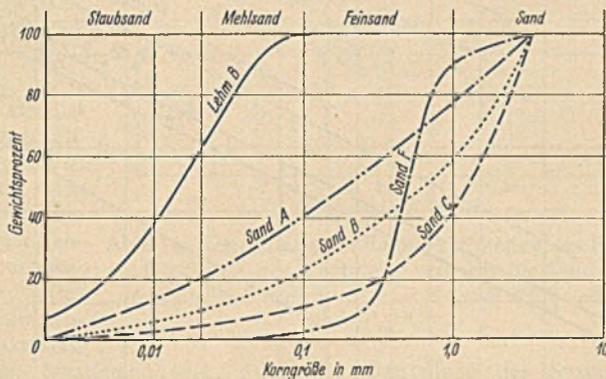


Abb. 10. Die Kornzusammensetzung des für die systematischen Untersuchungen ausgetesteten Feinbodenanteils.

3. Das Elastizitätsgesetz der Böden.

Von elastischem Verhalten kann nur gesprochen werden, wenn einem bestimmten Spannungszustand nicht nur ein bestimmter Verformungsweg entspricht, sondern auch jedem Verformungsweg ein eindeutiger Spannungszustand. Trifft nur die letztere Beziehung zu, so spricht man von Plastizität. Der Übergang des einen in den anderen Zustand ist bei fast allen Baustoffen bekannt und beobachtet. Für Boden ist bereits durch Terzaghi festgestellt, daß er sich gegenüber einer ersten Verdichtung plastisch verhält; dieses Verhalten ist abhängig nicht nur von der Zusammensetzung des Bodens, sondern auch in sehr erheblichem Umfang von dem Zustande bei Beginn der Belastung und damit von der Vorgeschichte. Diese Abhängigkeit von der Vorgeschichte ist auch bei anderen Baustoffen bekannt und entscheidend z. B. für Dehnung und Festigkeit bei Stahl. Während bei allen festen Baustoffen die im Innern des Körpers wirkenden molekularen oder kapillaren Spannungen mehr oder minder unverändert bleiben und im Verhältnis zu den in Frage kommenden äußeren Belastungen oder den daraus resultierenden Spannungen groß sind, ändern sich beim Boden unter normalen Verhältnissen die inneren Kräfte in Abhängigkeit vom Druck, unter dem der Boden steht; außerdem sind diese inneren Kräfte im Verhältnis zu den üblichen Beanspruchungen klein. Damit wird der entscheidende Unterschied im elastischen Verhalten zwischen Böden und festen Baustoffen bereits von Terzaghi gekennzeichnet. Da die Empfindlichkeit des Bodens bei seiner ersten Belastung sehr vielseitig ist, wählt Terzaghi zur Kennzeichnung des elastischen Verhaltens den Verlauf der Hystereseschleife, die bei Entlastung und Wiederbelastung auftritt und deren Verhalten fast vollkommen elastisch ist. Er beschreibt diese Kurve als eine logarithmische Linie, die die Abhängigkeit der Porenziffer von der Belastung darstellt. Als Belastung führt er dabei einen korrigierten Wert ein, der von der Vorgeschichte des Bodens abhängig ist. Für die Elastizitätszahl findet Terzaghi einen von der Belastung des Bodens linear abhängigen Wert, den er als Schwellwert bezeichnet. Auch für die erste Verdichtung eines Bodenkörpers findet Terzaghi eine logarithmische Kurve und auch hier einen von der Belastung abhängigen Beiwert, den er Verdichtungswert nennt. Die Feststellung beider Abhängigkeiten geschieht in einem Metallzylinder, der

die Wasserabgabe des Bodens ermöglicht, eine seitliche Ausdehnung aber verhindert. Die Form der Gleichungen und die Größe der Beiwerte sowie eine zeichnerische Darstellung der Zusammenhänge ist hierunter gegeben. Verlauf der ersten Verdichtung:

$$\epsilon = -\frac{1}{C} \ln(p + p_c) + c; E = C \cdot p;$$

Verlauf der Entlastung und Wiederverdichtung:

$$\epsilon_s = -\frac{1}{A} \ln(p + p_i) + c; E_s = A \cdot p;$$

darin ϵ Porenziffer; p Belastung in kg/cm^2 ; p_c ein die Vorgeschichte kennzeichnender Ersatzdruck in kg/cm^2 ; p_i desgleichen; c Anfangsporenziffer für die ideale Last $-p_c$ bzw. $-p_i$; $\frac{1}{C}$ Verdichtungswert; $\frac{1}{A}$ Schwellwert.

Ergebnisse der Prüfung (Abb. 11).

Material	C	p_c	c	A	p_i	c
Sand A $\approx 17\%$ Schluff . . .	17,27	0,0439	0,45	60	0,64	0,376
Sand B $\approx 8\%$ Schluff . . .	21,8	0,11	0,45	112,5	0,1	0,396
Sand C $\approx 4\%$ Schluff . . .	27,1	0,08	0,414	85,2	0,5	0,368
Sandiger Lehm 0—0,25 . . .	17,6	0,024	0,60	51	0,1	0,42
Lehm Odertal 0—7 mm . . .	18,2	0,055	0,54	83	0,06	0,465
Humoser Lehm 0—3 mm . . .	14,1	0,26	0,716	44,8	0,45	0,631
Toniger Lehm 0—3 mm . . .	15,75	0,23	0,55	78	0	0,466
Ton 0—0,15 mm . . .	4,5	0,24	1,2	20	0	0,871
Sand/Schotter 0—30 mm . . .	20,4	0,4	0,4			

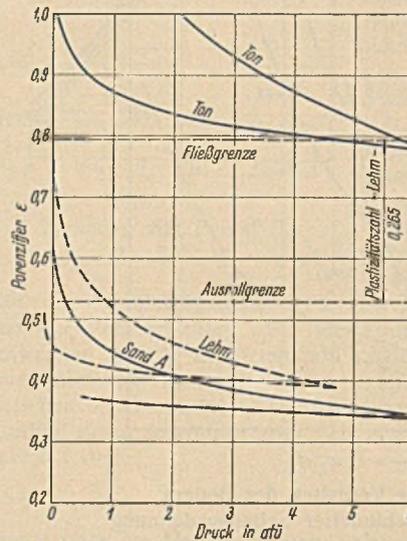


Abb. 11. Verdichtungs- und Schwellkurve für Ton, Lehm B und Sand A in der Darstellung nach Terzaghi; Ausrollgrenze, Fließgrenze und Plastizitätszahl für Lehm B.

Daraus ist zu ersehen, daß die Verdichtungs- und Schwellwerte mit der Zunahme des Feingehalts im Boden steigen. Die Grenzen sind von Terzaghi gegeben, der für typische Tone den Schwellwert zu $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{70}$, den Verdichtungswert zu $\frac{1}{1}$ bis $\frac{1}{20}$ festlegt, während er für Sand $\frac{1}{130}$ bis $\frac{1}{100}$ bzw. $\frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{100}$ findet. Danach würde der Feinboden des Flußschotter, ebenso wie der Lehm an der Grenze zwischen tonigen und sandigen Böden bzw. im Bereich der sandigen Böden liegen und das elastische Verhalten die aus der Siebanalyse gezogenen Schlüsse rechtfertigen.

Für die praktische Verwertung ist die von Terzaghi gefundene logarithmische Abhängigkeit sehr unbequem, die Beschreibung des elastischen Verhaltens der Böden durch die Schwellkurve nicht ausreichend, da die ersten Bewegungen z. B. bei einer Kerndichtung für die Beurteilung der Fugenanordnung und -ausbildung wie der zu erwartenden Beanspruchungen und Bewegungen allein ausschlaggebend sind. Es mußte also versucht werden, das Verhalten der Böden bei der ersten Belastung näher zu erforschen. Die Versuche wurden mit der weiter unten beschriebenen Bodenpresse (siehe diese) für wechselnden Seitendruck und behinderte Seitenausdehnung, in einigen Fällen auch für gleichbleibenden Seitendruck und unbehinderte Seitenausdehnung durchgeführt. In letzterem Falle ergab sich nun in bestimmtem Bereiche eine fast vollkommene Proportionalität zwischen Spannungsdifferenz und Dehnung; vom Kolbendruck ist also der von der Tensorenrechnung her bekannte Kugeltensor, entsprechend dem Seitendruck, abzuziehen. Von einem bestimmten Verhältnis dieser Spannungsdifferenz zum Seitendruck wächst die Dehnung verhältnismäßig schneller und führt bei einem anderen Verhältnis endgültig zum Bruch. Durch nachträgliche Herabsetzung der Kolbenlast kann auch festgestellt werden, welche Belastung der gebrochene Körper noch verträgt. Wenn man diese Darstellung, die in Abb. 12 gebracht ist, mit dem Verhalten anderer Baustoffe, z. B. des Stahles, bei Zugbeanspruchungen vergleicht, so findet man ein ganz ähnliches Verhalten. Dabei muß allerdings beachtet werden, daß bei Stahl die Bewegungen bis zur Proportionalitätsgrenze fast rein elastisch sind, während sie bei Boden fast vollkommen plastisch erfolgen, also nur ein geringer Teil der Bewegung umkehrbar ist. In dem Abschnitt linearer Abhängigkeit zwischen der ersten Zusammenpressung des Bodens und der Belastung bilden sich, wie einwandfrei festgestellt ist, keine Gleitebenen, die Verdichtung des

Bodens geschieht also durch mehr oder minder gleichmäßige Veränderung des Gefüges des gesamten Bodenkörpers. Am Ende der Proportionalitätsgrenze aber bilden sich Fließlinien an der Oberfläche der Körper aus (Abb. 24 bis 27), wie sie bei Umschlingungsversuchen bei Sandstein und Marmor beobachtet wurden und auch beim Stahl nach Überschreiten der Proportionalitätszone bekannt sind; hier setzt also die Bildung von Gleitflächen ein; die Bewegung erfolgt nicht stetig, sondern ruckweise (wie beim Stahl), kann aber für die Berechnung als stetig angenommen werden. Die Gleitflächenneigung bleibt bis zum Bruch gleich groß und gestattet die Berechnung der in der Gleit- bzw. Bruchebene wirkenden Spannungen aus den bekannten Hauptspannungen der Versuchsanordnung, der Kolbenlast (σ_x oder P) und Ringbeanspruchung (σ_y oder H).

Krey und Terzaghi geben einen Weg an, wie die Neigung dieser Gleitebenen, wenn die Hauptspannungen bekannt sind, für den Größtwert der Tangente des Reibungswinkels errechnet werden kann.

Unter Verzicht auf Wiedergabe der Ableitung ergibt sich für kohäsionslose Böden

$$\tan \varepsilon = \pm \sqrt{\xi};$$

für Böden mit Kohäsion

$$\tan \varepsilon' = \gamma \pm \sqrt{\xi + \gamma^2},$$

wobei $\xi = \sigma_y : \sigma_x$; $\gamma = \text{Kohäsion} : \sigma_x$ ist. ε und ε' ist der Winkel zwischen Gleitebene und Lotrechten.

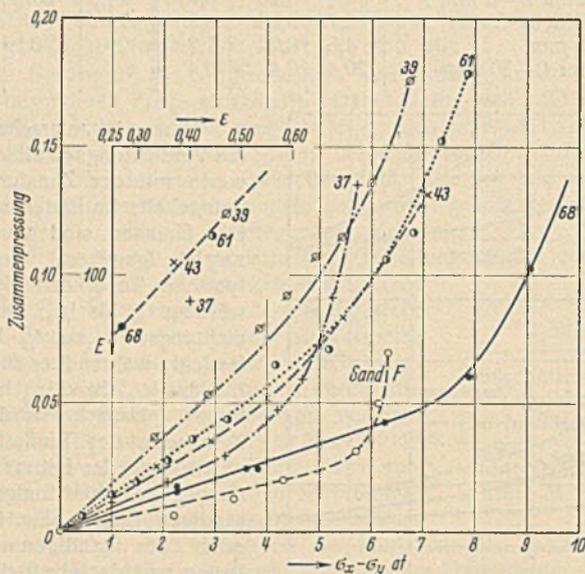


Abb. 12. Elastisches Verhalten des Bodens (Sand A und F) bei unbehinderter Seitenausdehnung und konstantem Seitendruck ($\sigma_y = 2$ atü).

Die Körper 37, 68 und Sand F wurden vor der Versuchsdurchführung überverdichtet. Die eingetragene Abhängigkeit der Porenziffer ξ von der Elastizitätszahl E ist linear.

Die beobachtete Neigung der Gleitfläche stimmt mit der errechneten überein für das Verhältnis der beiden Hauptspannungen an der Proportionalitätsgrenze; der für diesen Zustand errechnete und beobachtete Reibungswinkel entspricht auch dem Reibungswinkel, der z. B. mit dem Krey'schen Reibungsapparat als reine innere Bodenreibung (ohne Strukturwiderstand) festgestellt wird. Eine Verallgemeinerung dieser Zusammenhänge auch für Böden mit Kohäsion läßt sich an Hand der durchgeführten Versuche noch nicht beweisen, da die geprüften Lehmböden an sich nur eine verschwindende Kohäsion besitzen und zu wenig Versuche zur Prüfung dieser Abhängigkeit vorliegen. Es liegt aber die Vermutung nahe, daß auch in diesem Falle die Gleitebene durch den Maximalwert der Tangente des Reibungswinkels bestimmt wird.

Nach Überschreiten der Proportionalitätsgrenze tritt bei weiterem Steigen der Kolbenlast zweifellos eine Verfestigung des Bodens ein, die nach den durchgeführten Beobachtungen um so größer wird, je mehr Strukturwiderstände im Boden geweckt werden können (Abb. 31, 33 u. 34).

Auch diese Eigenschaft findet eine Analogie bei anderen Körpern, z. B. Stahl, der durch Verformung im plastischen Bereich sein Gefüge so verändert, daß er unter gleichzeitiger Verminderung der Dehnung verfestigt wird (Kaltverfestigung). Die Elastizitätszahl ist innerhalb der Proportionalitätsgrenze bei gleichbleibender Ringspannung konstant. Dies läßt den Schluß zu, daß nicht die mittlere Hauptspannung (Terzaghi), sondern die kleinste Hauptspannung an die Stelle der kapillaren bzw. molekularen inneren Spannung der festen Körper tritt. Die Abhängigkeit der Elastizitätszahl von diesem Innendruck scheint aber nicht linear, sondern mit der Wurzel aus der kleinen Hauptspannung veränderlich zu sein, wenn auch dieser Zusammenhang wegen der Lückenhaftigkeit der Versuchsreihen noch mit einigem Vorbehalt gegeben

werden muß. Im übrigen ist die Elastizitätszahl zweifellos von dem Zustande und von der Verdichtung des Bodens abhängig, und zwar ergibt sich eine fast lineare Abhängigkeit der Elastizitätszahl von der bei Beginn des Versuches vorhandenen Porenziffer (Abb. 12). Stellt man diesen Zusammenhang wieder in Vergleich zu anderen Baustoffen, so erkennt man, daß beim Boden die Vorgeschichte (Belastung oder Herstellung) die gleiche Rolle spielt wie bei anderen Baustoffen. Der Unterschied liegt lediglich darin, daß bei den anderen Baustoffen diese Vorgeschichte durch Vorschriften über Herstellung oder Zusammensetzung ziemlich genau vorher bestimmt ist, während sie beim Boden kaum willkürlich verändert werden kann, da die Zusammensetzung praktisch unverändert derjenigen entsprechen wird, die der Boden in seiner natürlichen Lage hat. Auch die Porenziffer kann bei den meisten Einbringungsarten nur in geringem Maße willkürlich, der Innendruck selbst gar nicht beeinflusst werden. Die für die Größe der Elastizitätszahl maßgebenden Faktoren werden also nicht wie bei anderen Baustoffen für das ganze Bauwerk konstant und unabhängig von den Beanspruchungen sein; sie werden aber auch nicht immer nach den Zwecken des Baues beliebig verändert werden können, sondern durch die Art der vorgefundenen Böden, der gewählten Baumethode und Konstruktion des Dammes bestimmt sein.

Darin liegt meines Erachtens der wesentliche Unterschied im elastischen Verhalten des Bodens gegenüber anderen Baustoffen und die große Schwierigkeit, für Erdbauwerke ähnlich einfache mathematische

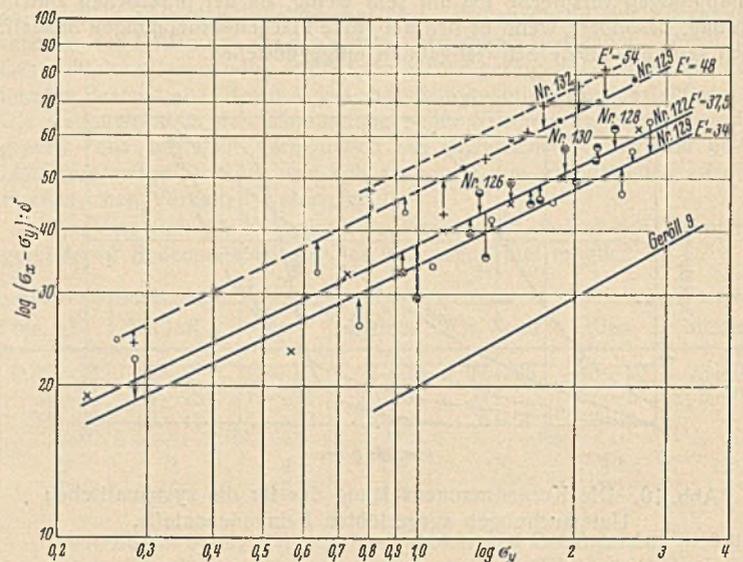


Abb. 13. Elastisches Verhalten bei veränderter Seitenausdehnung.

Dargestellt für Sand A (Versuch Nr. 122, 126, 129, 130, 132) und Geröllboden der Odertalsperre (Versuchsnummer 9). Bei gleichbleibender Kolbenlast ($P = \sigma_x$) veränderliche Seitenlast ($H = \sigma_y$); δ bezeichnet die Zusammenpressung, E' die Elastizitätszahl.

Beziehungen aufzustellen wie für feste Baustoffe, bei denen die Elastizitätszahl, unabhängig von den zulässigen Spannungen und damit den zulässigen Belastungen, eindeutig feststeht.

Wird das elastische Verhalten eines Bodenkörpers bei veränderter Seitenausdehnung in der weiter unten beschriebenen Bodenpresse untersucht, so wird sich bei steigender Kolbenlast auch die Ringspannung ändern. Infolgedessen ist das Gesetz und die Art der Formänderung eine andere, ganz abgesehen davon, daß keine Seitenausdehnung erfolgen kann und die Elastizitätszahl aus diesem Grunde höher sein muß. Terzaghi hat dieses Verhältnis bestimmt; mit der Querkontraktion m lautet die Beziehung:

$$E_{\text{behindert}} = \frac{m^2 - m}{m^2 - m - 2} \cdot E_{\text{unbehindert}}$$

Es liegt nun nahe, auch hier die Elastizitätszahl für die Differenz der beiden Hauptspannungen zu errechnen und ihre Abhängigkeit von der Ringspannung zu untersuchen. Aus Abb. 13, in der verschiedene Versuchsergebnisse eingetragen sind, ergibt sich wieder eine Abhängigkeit von der Wurzel der Ringspannung und damit eine Form für das Elastizitätsgesetz, die sich rechnerisch leichter verwerten läßt als die logarithmische Kurve. Die Größe der Elastizitätszahl scheint auch hier von der Vorgeschichte des Bodens und der Porenziffer bei Beginn des Versuches abzuhängen. Eine eindeutige Fassung dieser Abhängigkeit ist aber noch nicht festzulegen, da die Versuche fast durchweg mit gleicher Anfangsporenziffer durchgeführt wurden. Eine Auftragung der Differenz der Porenziffer in Abhängigkeit von der Differenz der Hauptspannung, (bei der die von Terzaghi geforderte Bedingung erfüllt wird, daß die Dehnung auf die Porenziffer = Null bezogen wird) ergibt gleichfalls die Elastizitätszahl als Funktion der Wurzel aus der Ringspannung, aber andere Zahlenwerte für die Elastizitätszahl selbst. Die Beziehung zwischen Elastizitätszahl

und Ringspannung läßt sich dagegen nicht mehr so eindeutig festlegen, wenn die Elastizitätszahl aus dem Quotienten der größten Hauptspannung und der Dehnung berechnet wird. Dies war nach den Ergebnissen, die sich für unbehinderte Seitendehnung herausgestellt hatten, zu vermuten.

Die oben festgestellte Ähnlichkeit des elastischen Verhaltens der Böden mit dem anderer Baustoffe ermutigt zu dem Versuch, den Boden mit exakteren Methoden zu prüfen und seinen allgemeinen Spannungs- bzw. Verzerrungszustand zu beschreiben. Dies läßt sich nach den Gesetzen der Kontinuummechanik unter Hilfe der Tensorenrechnung durchführen, obwohl diese Methode streng nur für homogene Körper zulässig ist. Es wird aber statthaft sein, anzunehmen, daß die Korngröße im Verhältnis zu den Abmessungen des Körpers klein sei. Tatsächlich wird damit ein homogener Spannungszustand in einem inhomogenen Körper vorausgesetzt. Obwohl die von uns durchgeführten Versuche nicht ausreichen, die Empfindlichkeiten des Bodens, die sich mit dieser Methode feststellen lassen, zahlenmäßig ausreichend festzulegen, möchte ich auf die Anwendbarkeit der Methode hinweisen. Dabei beschränke ich mich, bzgl.

der Rechnungsweise selbst auf die Abhandlung von Schlechtweg in der Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik zu verweisen, in denen auch Literatur angegeben ist.

Soll ein Elastizitätsgesetz allgemein gelten, so müssen die — in dem unter Benutzung der Tensorenalgebra formulierten Gesetze — auftretenden skalaren

Funktionen Invarianten sein, damit die Darstellung des Spannungszustandes koordinatenunabhängig wird. Es ist nun festgestellt, daß zur Erfüllung der Bedingungen drei Größen unveränderlich sein müssen, und zwar die skalare Summe der drei Hauptspannungen, die Wurzel aus der Summe der skalaren Produkte des Spannungstensors mit sich selbst, ferner

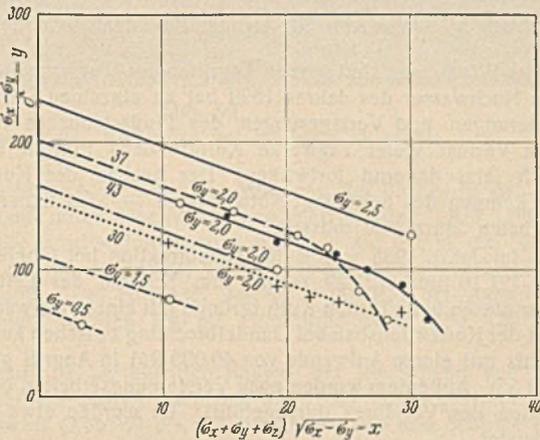


Abb. 14. Darstellung der Empfindlichkeiten des Bodens (Mechanik der Kontinua), versucht für Sand A. Graphische Ermittlung von EB und EL nach den Vorschlägen von Schlechtweg.

das Produkt aus der ersten Invariante mit der Wurzel aus der zweiten; in gleicher Weise genügen neben der Elastizitätszahl drei Parameter, die als „Empfindlichkeiten“ des Baustoffes B (Zug), C (Schub), L (Druck) bezeichnet werden.

Für die Zusammenpressung δ unter allseitigem Druck ergibt sich damit nach einigen Vereinfachungen in tensorieller Schreibweise

$$\delta = \frac{\Psi'}{E} = \frac{1}{1 + [B \Psi + C \sqrt{(\Psi')^2}] - L \sqrt{(\Psi')^2}}$$

oder, wenn man $B \approx C \sqrt{2/3}$ setzt, p die Kolben-, h die Ringspannung angibt, in üblicher Schreibweise

$$\frac{p-h}{\delta} = E [1 + 3 h B - L \sqrt{2/3} (p + 2 h) \sqrt{p-h}]$$

Setzt man für die Auftragung

$$\sqrt{2/3} (p + 2 h) \sqrt{p-h} = x, \quad \frac{p-h}{\delta} = y,$$

so lautet die Gleichung

$$y = E + 3 h E B - E L x.$$

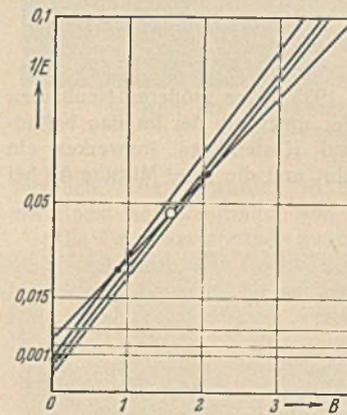


Abb. 15. Trennung von B und E. Zu Abb. 14.

Diese Darstellung ist in Abb. 14 durchgeführt. Sie ergibt parallele Geraden, die sich bei steigendem x allerdings nach unten krümmen. Die gleiche Erscheinung ist bei der Auswertung für Steine unter gleichartiger Belastung festgestellt. Das Verhalten des Bodens ist also ähnlich dem Verhalten fester Gesteine unter ähnlichen Beanspruchungen. Um die einzelnen Empfindlichkeiten ermitteln zu können, mußten die Versuche durch Stichproben ergänzt werden. Damit läßt sich, wie in Abb. 15 gezeigt ist, B und E voneinander trennen und damit auch L errechnen. In voller Übereinstimmung mit dem bisher Gesagten ergibt diese Darstellung, die allerdings aus einer Extrapolation gewonnen ist, auch eine Abhängigkeit der Empfindlichkeiten von der Ringspannung (vermutlich auch von der Vorgeschichte). Die Werte der hier nachgeprüften Versuche schwanken für die Elastizitätszahl zwischen 20 und 30, für die Schubempfindlichkeit zwischen 2 und 1 und für die Druckempfindlichkeit zwischen 0,166 und 0,11. Diese Zusammenhänge sollen weiter verfolgt werden, sowie die Mittel zum Bau einer verbesserten Bodenpresse aufgebracht sind. (Fortsetzung folgt.)

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.

(Fortsetzung aus Heft 42.)

8. Inn.

Korrektion Rosenheim—Au—Attel (km 185,85 bis 165,70).

Am linken Innufer oberhalb der Eisenbahnbrücke in Rosenheim (km 185,85) wurde ein 70 m langer Durchbruch geschlossen.

Zwischen km 184,1 und 183,3 links wurden zur Auffüllung von Baurückseiten und von Kolken 27 000 m³ Baggergut verwendet, zwischen km 179,4 und 179,1 rechts wurde ein Baudurchbruch und zwischen

km 176,1 und 175,83 rechts eine Lücke im Längsbau geschlossen; bei km 170 links und km 167 rechts wurden auf je 200 m Länge die Bauten verstärkt, bei km 169,4 links der Längsbau auf 120 m Länge gehoben, bei km 170,4 links und km 169,8 links je ein Querbau errichtet; außerdem wurden für Vorfußergänzungen rd. 700 m³ Wasserbausteine eingebaut. Für diese Arbeiten wurden bei rd. 4000 geleisteten Tagsschichten 50 000 RM aufgewendet.



Abb. 52. Uferschutzbau bei Inn-km 158,0 oberhalb Wasserburg; Binden einer Faschinatwalze.



Abb. 53. Wie Abb. 52; Einwerfen der Walze.



Abb. 54. Leitwerkbau zwischen Inn-km 125,3 und 125,5.

Korrektion Attel—Wasserburg (km 165,70 bis 156,67).

In dieser Strecke wurden im Jahre 1935 keine größeren Neubauten ausgeführt. Lediglich am rechten Innufer unterhalb der im Bau befindlichen Kraftstufe Wasserburg wurde auf Kosten des Innwerkes ein rd. 600 m langer Uferschutzbau durchgeführt und die Insel Mittlere Au bei Inn-km 159,5 versteint (Abb. 52 u. 53).



Abb. 57. Wie Abb. 56. Aufbringen des Kiesmaterials.

Korrektion in der Entnahmestrecke der Innwerke, Bayerische Aluminium AG (km 127,965 bis 96,60).

In dieser Strecke hat sich der Inn im Laufe der Jahrtausende zum Teil tief in die eiszeitlichen Ablagerungen und in den darunterliegenden Flinz eingegraben unter Ausbildung starker Windungen. Die konkaven Seiten



Abb. 56. Erhöhen des linkseitigen Leitwerks zwischen Inn-km 93,7 und 93,5.

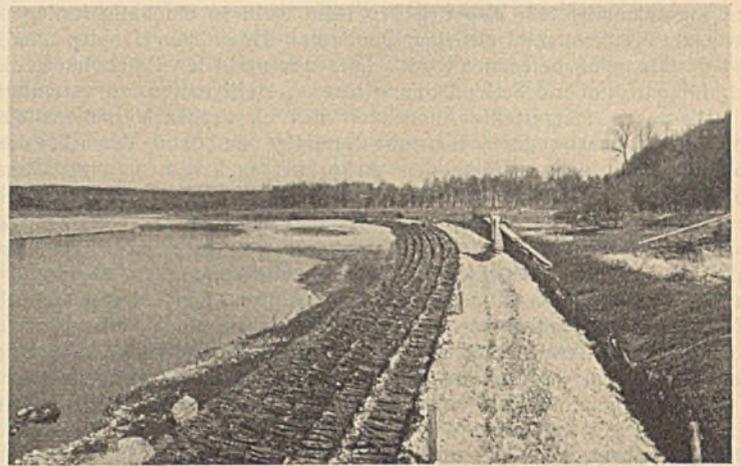


Abb. 55. Wie Abb. 54; fertiger Faschinatbau ohne Abdeckung.

dieser Windungen sind großen Angriffen des Wassers ausgesetzt. Besonders das Hochwasser des Jahres 1899 hat an einzelnen Stellen gewaltige Veränderungen und Verlagerungen des Flußschlauches hervorgerufen, die zum Verlust vieler Tagwerke Kulturbodens führten und deren Folgen noch jetzt dauernd fortwirken. Der Ausbau der Korrektionstrecke — im Rahmen des unbedingt Notwendigen — wird daher eine Aufgabe der nächsten Jahre sein müssen.

Im Jahre 1935 wurde die Teilkorrektion bei Oberensfelden zwischen km 121,10 und 121,29 rechts zum Schutze der Leitenhänge und der über diesen befindlichen Kulturgründe mit einem Aufwande von 30 000 RM und der Korrektionbau bei Gundelbrechting zwischen km 125,28 und 125,53 rechts mit einem Aufwande von 40 000 RM in Angriff genommen (Abb. 54 und 55). Außerdem wurden noch Versteinerungsarbeiten bei den Korrektionbauten des Vorjahres durchgeführt. Es wurden etwa 5000 Tagschichten geleistet.

Außer diesen Neubauten wurden in der Innstrecke von der Landesgrenze (km 217,6) bis zur Wiedereinmündung des Werkkanals der Innwerke (km 96,6) zu Instandsetzungsarbeiten an Längs- und Querbauten sowie an Bühnen 2500 m³ Wasserbausteine verbraucht. Des weiteren wurden Hochwasserdämme und Ziehwege von Gestrüpp frei gehalten, hydrotechnische Aufnahmen durchgeführt, Werkzeuge und Geräte instand gesetzt. Am rechten Ufer bei der Wasserburger Innbrücke (km 158,8) wurde eine Ufersicherung ausgeführt. Für diese Unterhaltungsarbeiten wurden bei 3600 geleisteten Tagschichten 64 000 RM ausgegeben.

Korrektion von der Einmündung des Unterwasserkanals der Innwerke bis zur Salzachmündung (km 96,6 bis 67,56).

Um einem Ausbrechen des Hochwassers vorzubeugen, wurde von km 93,675 bis 93,510 der Leitwerkbau von — 0,30 m Neuöttinger Pegel auf Normalhöhe + 0,60 m NP erhöht. Hierbei wurden 2200 m³ Faschinat hergestellt und 660 m³ Kies eingebracht (Abb. 56 bis 58). Außerdem wurden auf 680 m Uferlänge Versteinerungen neuer Leitwerke und Nachversteinerungen älterer Bauten durchgeführt und auf insgesamt 960 m Länge die Bruchsteinrollierung nachreguliert. Die angefallenen Kosten betragen bei 3400 geleisteten Tagschichten 39 000 RM.



Abb. 58. Wie Abb. 56. Einbringen der Faschinlagen am unteren Bauende.



Abb. 59.
Abtragen des Vorlandes bei Inn-km 93,6 rechts.

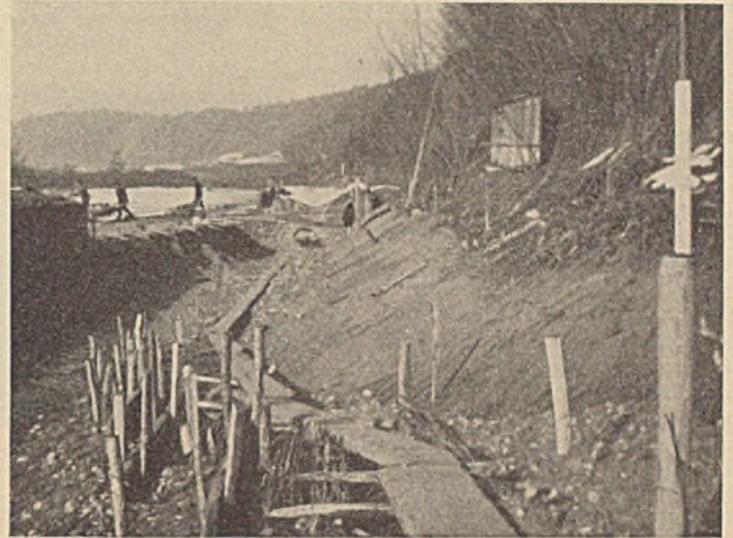


Abb. 60. Leitwerkbau entlang dem Hochufer
zwischen Inn-km 78,6 und 78,4.

Die Möhrenbachsperre kurz vor der Mündung des Baches in den Inn mußte nach Einsturz durch Hochwasser erneuert werden. Auf 1160 m Uferlänge wurde die Bruchsteinrollierung reguliert, auf 410 m die Steinberollung ergänzt, und alte Jochpfähle wurden aus der ehemaligen Marktler Brückenstelle entfernt. Der Aufwand beträgt 19 000 RM bei 2000 Tagsschichten. Verbraucht wurden 380 m³ Granitbruchsteine und 130 Ztr. Zement.

Im Anschluß an die bestehenden Bauten der Reichsbahn und des Staates wurde oberhalb Markt l zwischen km 78,65 und 78,40 auf der Konkaven ein Leitwerk (Abb. 59 bis 61) aufgeführt, das dem Schutze des dahinter liegenden Hochufers dient. Es wurden 1100 m³ Faschnat hergestellt und 500 m³ Kies eingebracht. Ferner wurden 530 lfdm Baukronen betoniert, auf 150 lfdm Betonsenkstücke verlegt, 1250 lfdm Versteinerung nachreguliert, ein 75 m langes Leitwerk um 1,75 m gehoben und Leitwerke auf 1500 m Länge nachversteint. Der Materialaufwand für die Korrektionsarbeiten beträgt insgesamt 30 000 Stück Faschnen, 150 Ster Heftlinge, 221 Ztr. Draht, 600 Ztr. Zement und 1450 m³ Granitbruchsteine. Die Kosten betragen bei 5500 geleisteten Tagsschichten 45 000 RM.

Korrektion des Inn von der Salzachmündung bis zur Mündung in die Donau (km 67,46 bis 0).

Die Korrektionsarbeiten des Inn zwischen der Salzachmündung und Vornbach gilt seit 1934 als vollendet und in den Unterhaltungszustand übergeführt. Die regelmäßige Unterhaltungstätigkeit erfordert, abgesehen von der Ausbesserung kleinerer Schäden, die regelmäßige Räumung des Flußbettes, die Aufholung eingesunkener Vorderböschungen, die Instandsetzung angegriffener Hinterbauten, die Erneuerung abgestandener Faschnenkörper, hauptsächlich aber die Erneuerung und Verstärkung mit Bruchsteinen. Da die verfügbaren Unterhaltungsmittel für den zuletzt genannten wichtigen Zweck nicht genügten, wurden hierfür Neubaumittel in Anspruch genommen.

Es wurden an Hinter-, Quer- und Längsbauten 3430 lfdm Faschnenspreitlagen in 2900 Tagsschichten neu verlegt, die Bauvorfüße mit 2300 m³ Bruchsteinen in 2500 Tagsschichten ergänzt und 5280 m² Vorderböschung mit einer Steinberollung oder gerichtetem Steinwurf in 1170 Tagsschichten

versehen. Hierfür wurden 76 100 RM aufgewendet. Außerdem wurden mit einem Kostenaufwande von 11 100 RM 980 m³ Bruchsteine beschafft.

Die Grenzwasserstände zwischen Mittel- und Hochwasser, bei denen die Korrektionsbauten bereits überflutet sind, ohne daß ausgesprochenes Hochwasser herrscht, hielten im Jahre 1935 außergewöhnlich lange an. Die auf 230 cm Simbacher Pegel liegenden Bauten von Inn-km 45 auf-

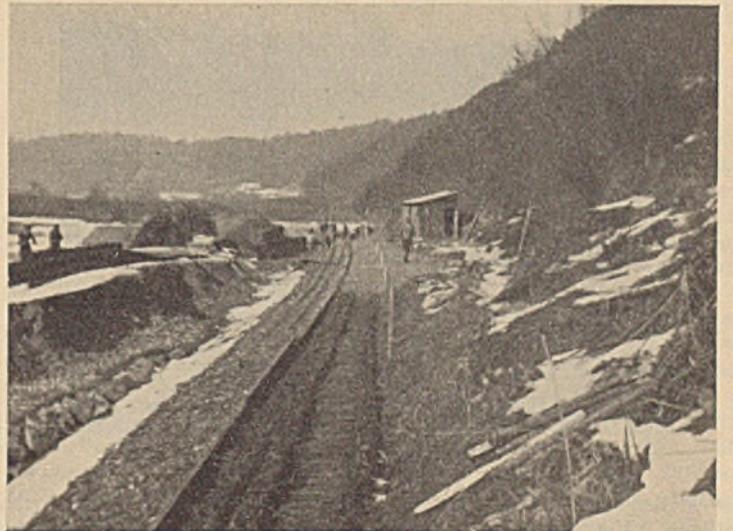


Abb. 61. Wie Abb. 60; Einlegen des Kiesmaterials.

wärts waren an 16 Tagen, die Bauten unterhalb Inn-km 45 mit Kronenhöhen zwischen 180 und 200 cm Simbacher Pegel an 29 bzw. 34 Tagen im Juni und Juli um 20 und 40 cm, während des Hochwassers vom 22. Juni bis zu 147 cm überströmt. So lange fast ohne Unterbrechung anhaltende Überflutungen sind an sich schon für die aus altem

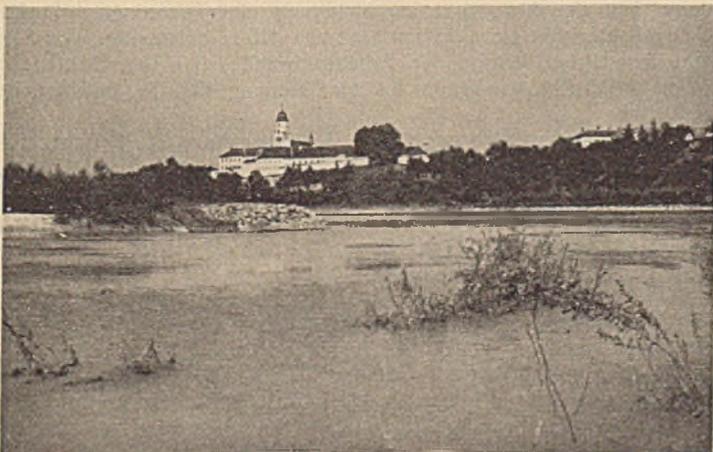


Abb. 62. Durchbruch des Inn bei km 22,0.

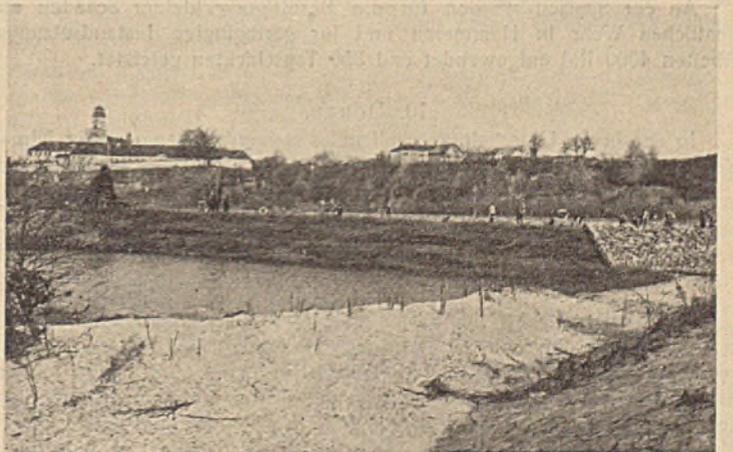


Abb. 63. Zuschlußbau an der Durchbruchstelle des Inn bei km 22,0.

Packfaschinat mit Bruchsteinbedeckung bestehenden Bauten gefährlicher als einzelne, zwar höhere, aber kurze Überflutungen bei Hochwasser. Sie können besonders den Bauten zum Verhängnis werden, die eine Hinterrinne vom Fluß trennen. Besonders auffallend hat sich dies an dem dem rechten österreichischen Hochufer bei Suben gegenüberliegenden Leitwerk bei Inn-km 22 gezeigt, das unmittelbar unterhalb eines Querbaues auf eine Länge von 50 m durchbrochen wurde. Abb. 62 zeigt die Durchbruchstelle von der Hinterrinne und vom Querbau aus mit dem österreichischen Hochufer und Suben im Hintergrunde. Die Sicherungsvorkehrungen gegen eine Erweiterung des Durchbruchs nach unten mit Senkfaschlinen und Bruchsteinwurf sind deutlich zu sehen. Die Baulücke ist im Spätherbst 1935 mit einem Aufwande von 18 000 RM und 2850 geleisteten Tagschichten mit Packfaschinat und Bruchsteinwurf der Böschungen geschlossen worden (Abb. 63).

Auch sonst sind an verschiedenen Stellen mehr oder minder große Schäden durch die sommerlichen Hochwasser verursacht worden. Diese zu beheben, mußten weitere 18 000 RM und 2100 Tagschichten aufgewendet werden.

9. Salzach und Saalach.

Die beiden Flüsse befinden sich im Unterhaltungszustande.

In den Salzachstrecken km 21,028 bis 20,030 und 18,052 bis 17,075 entstanden durch die Hochwasser der Sur und der Salzach Uferanbrüche,

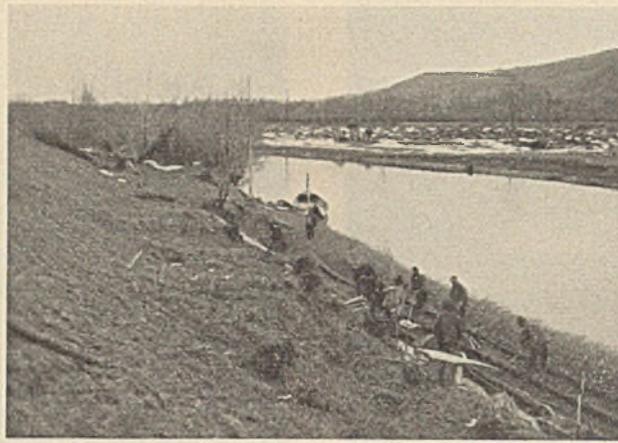


Abb. 64. Herstellung eines Uferschutzbaues bei Salzach-km 21,0.

In der Strecke Ulm—Donauwörth (km 2588 bis 2510,4) wurden an verschiedenen Stellen 360 Vorlagsteine 40/80/120 cm, 238 m³ Betonspalsteine, 70 m³ Granitbruchsteine und 540 m³ Kalkbruchsteine eingebaut und 2100 m² Böschungspflaster hergestellt. Die Kosten dieser Arbeiten betragen bei 4400 geleisteten Tagschichten 45 000 RM. In der Donaustrecke von Donauwörth bis zur Kreisgrenze (km 2510,4 bis 2467) wurden für gleichartige Unterhaltungsarbeiten 25 600 RM ausgegeben und 3700 Tagschichten geleistet und in der Strecke von der Kreisgrenze bis Kelheim (km 2467 bis 2414,6) 35 200 RM bzw. 4900 Tagschichten.

An den Donauhochwasserdämmen oberhalb Weltenburg, Kelheim-Abbach und Frengkofen-Niederachdorf wurden für

Erhaltung des Graswuchses auf den Dammböschungen, Sicherung des Dammbußes durch Abpflasterung, Unterhaltung von Nebenanlagen, wie Entwässerungsgräben, Brückchen, Wege usw., 6670 RM verausgabt und 850 Tagschichten geleistet.

11. Übrige öffentliche Flüsse des Donaugebietes.

Von den übrigen öffentlichen Flüssen und Flußteilen des Donaugebietes (Ramsach, Naab, Vils, Ilz und Regengebiet) wurden im Jahre 1935 nur am Weißen Regen durch Hochwasser verursachte Uferverbaungen als Notstandsarbeiten durchgeführt. Mit einem Aufwande von 47 000 RM wurden hier 10 500 Tagschichten geleistet.



Abb. 65. Wie Abb. 64.



Abb. 66. Wie Abb. 64.

die stellenweise an den dahinter liegenden Hochwasserdamm heranreichten. Um der Gefahr eines Dammbrechens vorzubeugen, wurden Faschinenbermen eingebaut. Der Aufwand für Material betrug hierfür 2500 Stück Faschinen und 11 Ster Spitzpfähle. Es wurden 2300 Wippen gebunden und 260 Faschinenlagen eingebracht (Abb. 64 bis 66). An anderen Stellen wurden Leitwerke und auch teilweise Verlandungsquerbauten durch Einbauen von Faschinen und Ergänzen der Steinberollungen mit Beton- und Granitsteinen verstärkt.

Die angefallenen Gesamtkosten für die Unterhaltungsarbeiten an der Salzach betragen 68 000 RM, wobei 4500 Tagschichten geleistet wurden.

An der Saalach wurden für die Beseitigung kleiner Schäden am staatlichen Wehr in Hammerau und für geringfügige Instandsetzungsarbeiten 4000 RM aufgewendet und 350 Tagschichten geleistet.

10. Donau.

In der in der Unterhaltung des Landes stehenden Donaustrecke Ulm—Kelheim, die schon lange ausgebaut ist, fielen nur Unterhaltungsarbeiten an.

12. Alz und Traun.

(Hochwassergefährliche Flüsse.)

An der Alz wurden im Jahre 1935 Arbeiten im Rahmen der restlichen Mittel für die Alzkorrektur Tacherting—Mündung zum Zwecke des Uferschutzes und zur Verbesserung ungünstiger Flußlagen durchgeführt.

Im Bereich der Alzstrecken km 2,4 bis 3,23; 19,3 bis 19,5; 20,5 bis 20,6; 32,1 bis 32,2 und 34,3 bis 34,4 mußten infolge der Eintiefung der Flußsohle die bestehenden Betonböschungen verlängert und die fehlende bzw. mangelhafte Steinberollung ergänzt werden. Bei Wald wurde ein 74 m langes Leitwerk aus Faschinat mit Senkstücken und Bruchsteinen errichtet. Im unteren Teil der Alz waren zur Sicherung einer geordneten Flußlage Gehängebauten von einer Gesamtlänge von 425 m notwendig. Von Altenmarkt bis Hirten betrug der Arbeitsaufwand 3100 Tagschichten, die Kosten 37 000 RM, von Hirten bis zur Mündung 4300 Tagschichten bzw. 11 000 RM.

An der Traun wurden nur kleinere Instandsetzungsarbeiten ausgeführt, die einen Kostenaufwand von 1000 RM erforderten. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Ermittlung der Dauerfestigkeit von Baustählen.

Von Direktor bei der Reichsbahn Kref, Stettin.

Die Dauerfestigkeit der Baustähle wird mit Maschinen ermittelt, die in der Minute bis zu 350 Lastwechsel ermöglichen. Dazu ist man gezwungen, weil die Ermittlungen andernfalls zu lange Zeit dauern würden. Aus gewissen Beobachtungen hat man den Schluß gezogen, daß die Zahl der Lastwechsel keine wesentliche Rolle für die Dauerfestigkeit spiele. Man ist also über die Art, wie sich bei den verschiedenen Belastungsarten die Formänderungen abspielen, hinweggegangen. Ich halte das

nicht für zulässig, weil für die Zerstörung der Ablauf der Formänderungen zweifellos von großer Bedeutung ist.

Ich habe mich daher auf Grund von Überlegungen mit dem Verlauf der Formänderungen bei den einzelnen Belastungsarten beschäftigt. Zu Versuchen hatte ich leider keine Gelegenheit. Ich gehe von dem alten Erfahrungsgrundsatz aus, daß man bei Brückenbelastungen Formänderungen erst messen soll, wenn die Belastung mindestens 2 min gedauert hat.

Man rechnet also bis zu dieser Dauer mit der Beendigung der Formänderung. Auf diesen Umstand ist offenbar auch die Beobachtung zurückzuführen, daß die Durchbiegungen bei Brückenbelastungen unter fahrenden Lasten trotz der Stöße kleiner sind als unter der ruhenden Last. Die bisweilen gegebene Erklärung für diese Erscheinung, daß die Stöße die Durchbiegung verkleinerten, ist irrig, wie folgende Betrachtung zeigt: Die Durchbiegungslinie eines Punktes einer schnell befahrenen Brücke besteht aus einer gleichmäßig ansteigenden und absteigenden Linie, der die kurzen Stoßwirkungen überlagert sind. Die letzteren, die sich in Schwingungen ausdrücken, können selbstverständlich durch neue Stöße verkleinert werden, wenn diese ab und zu der Schwingungsrichtung entgegengesetzt sind. Niemals aber kann die stets nach unten gerichtete Durchbiegung durch die stets ebenfalls nach unten gerichteten Stöße verkleinert werden. Hier bleibt nur die Erklärung übrig, daß bei schneller Fahrt die Durchbiegung keine Zeit zur vollständigen Durchbildung gehabt hat, weil die Last zu schnell wieder verschwand. Man weiß ja auch, daß bei zu schnell zerrissenen Stäben die Streckgrenze, und unter Umständen auch die Bruchgrenze, höher erscheint, die Dehnung dagegen gewöhnlich geringer ist.

Nach diesem Grundsatz habe ich in Abb. 1 dargestellt, wie etwa bei einem Gliede einer Brücke oder einem Versuchstab die Formänderung verlaufen muß, wenn man ihm die Zeit läßt, die Formänderung vollständig durchzubilden. Dabei ist die Formänderung senkrecht, die Zeit waagrecht aufgetragen. Während der Formänderung wirkt bis zum Schluß die volle äußere Kraft. Die Formänderung wird anfangs schnell zunehmen, später langsamer infolge der wachsenden inneren Widerstände.

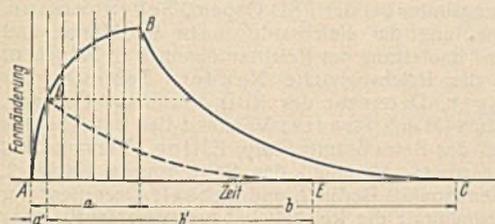


Abb. 1.

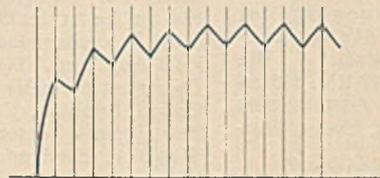


Abb. 2.

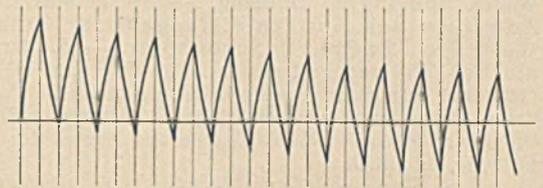


Abb. 3.

Daher verläuft die Kurve *AB* anfangs steil und geht am Schluß allmählich in die Waagerechte über. Wird der Stab entlastet, so geht die Formrückbildung nur unter dem Einfluß der durch die Formänderung hervorgerufenen inneren Kräfte vor sich. Diese Kräfte nehmen aber allmählich bis auf 0 ab. Deshalb fällt die Linie der Rückbildung *BC* anfangs steil, später ganz langsam ab. Daher braucht die Rückbildung ein Mehrfaches der Zeit als die Formänderung. Tritt die Entlastung ein, ehe die volle Formänderung erreicht ist, etwa beim Punkte *D*, so schließt sich hier der entsprechende Teil des Zweiges der Rückbildungskurve an *DE*. Da die Linie *ADE* den steilen Teil der Formänderungslinie und den flachen Teil der Rückbildungslinie enthält, so muß das Verhältnis $\frac{a'}{b'}$ viel kleiner sein als das Verhältnis $\frac{a}{b}$. Das Verhältnis wird um so kleiner, je früher die

Entlastung eintritt. In der Praxis wird bei Brücken stets die nötige Zeit bleiben für eine vollständige Rückbildung der Formänderung, die eine wesentliche Voraussetzung für die Erholung des Baustoffes ist. Bei der Belastung mit den Maschinen in den Laboratorien wird aber für Belastung und Entlastung die gleiche Zeit gewährt. Demnach kann die Rückbildung der Formänderung nie eintreten.

Der Verlauf der Linie ist verschieden je nach Art der Belastung. Belastet man nur im schwelenden Bereich (Ursprungsfestigkeit) unter Rückgang auf 0 oder nahe 0, so werden sich die Kurvenstücke zu einer Linie zusammensetzen, die etwa so aussieht, wie in Abb. 2 dargestellt ist. Die Formänderung geht zwischen zwei Belastungen nie zurück. Die Kurve steigt allmählich im Zickzack bis zu einer Höhe an, die durch den Umstand bestimmt wird, daß bei einer gewissen Formänderung die Neigung der Formänderungskurve und der Rückbildungskurve entgegengesetzt gleich ist. In dieser Höhe verläuft die Linie mit kleinen Schwankungen waagrecht. Die Höhe hängt von der Form der Linie *ABC* in Abb. 1 ab, die ich nur nach Überlegung aufgezeichnet habe, deren wirkliche Form man durch Versuch ermitteln könnte; die Schwankungen werden viel kleiner sein, als ich sie in dem schematischen Bilde dargestellt habe. Es bleibt in dem Stab eine gewisse Formänderung und damit eine gewisse innere Spannung bestehen. Bei den weiteren Belastungen kann sich der Stab nur wenig recken und nicht mehr voll elastisch nachgeben. Die Belastungen wirken also als harte Stöße. Für den Baustoff ist die Möglichkeit der Erholung nicht gegeben.

Wird die Probe auf Wechselfestigkeit beansprucht, so entsteht eine Formänderungslinie ähnlich der in Abb. 3 dargestellten. Sie steigt erst an wie in Abb. 1 u. 2; unter der Wirkung der entgegengesetzten Belastung würde sie wieder auf die Nulllinie heruntergedrückt. Da aber die durch die erste Belastung erzeugten inneren Kräfte im ersten Teil beschleunigend

mitwirken, wird sie unter die Nulllinie etwas heruntergehen und im Zickzack um diese pendeln. Das ist das Bild bei reiner Wechselfestigkeit. Da aber in der Praxis wohl nie Zug und Druck gleich sein werden, sondern stets die eine Kraft überwiegen wird, muß die Linie unter dieser Voraussetzung nach der Richtung der größeren Kraft allmählich ausschlagen und einen ähnlichen Verlauf nehmen wie in Abb. 2.

Die Betrachtung zeigt, daß der Baustoff bei den verschiedenartigen Belastungsarten ganz verschiedenartigen Einflüssen unterliegt. Man kann demnach auch nicht von den Ergebnissen der einen Belastungsart auf die der anderen Arten schließen. Dazu kommt noch, daß bei der großen Schnelligkeit der Lastwechsel in den Laboratoriumsversuchen die Belastungen stoßartig und daher viel ungünstiger wirken als bei der Belastungsweise der Brücken in der Praxis, wo die Last allmählich auf- und ebenso wieder abfährt. Ich komme daher zu dem Schluß, daß die Ergebnisse der Versuche im Laboratorium viel ungünstiger sind als in der Praxis und daß sie daher nicht ohne weiteres auf die Praxis übertragen werden können.

Prof. Graf hat im „Stahlbau“ 1936, vom 13. März, Heft 6, S. 48, einen Aufsatz „Versuche über den Einfluß der Zahl der minutlich auftretenden Lastwechsel auf die Ursprungsfestigkeit von Nietverbindungen“ veröffentlicht, dessen Ergebnisse scheinbar meiner Betrachtung widersprechen. Er hat Nietverbindungen unter sonst gleichen Verhältnissen 1 Lastwechsel, 10 und 350 Lastwechseln unterzogen und dabei festgestellt, daß sie 184700, 167000 und 266600 Lastwechsel ausgehalten haben. Er stellt fest, daß, wie auch schon früher an anderer Stelle ermittelt, die Nietverbindung bei minutlich 350 Lastwechseln dauerhafter sei als bei

minutlich 10 Lastwechseln. Er ist der Meinung, daß die praktischen Verhältnisse in bezug auf die Zeitdauer einer Belastung und Entlastung in der Regel zwischen den gewählten Grenzfällen liegen werden. Dieser letzteren Ansicht kann ich mich nicht anschließen. Ich lasse dabei die Straßenbrücken außer Betracht, weil ihre Lastwechselzahlen ganz unregelmäßig sind und ihre Höchstbelastung selten oder wohl nie erreicht wird. Bei Eisenbahnbrücken liegen die Verhältnisse klarer. Wenn man die 2 Millionen Lastwechsel in 60 Jahren gleichmäßig verteilt, kommt alle $15\frac{3}{4}$ min eine Belastung auf die Brücke. Bei starkem Betrieb unterworfenen Brücken muß man unterscheiden zwischen zweigleisigen und eingleisigen. Bei den ersteren liegen die Verhältnisse ähnlich wie bei Straßenbrücken. Die volle Belastung beider Gleise wird selten oder nie eintreten. Bei eingleisigen Brücken hängt die Lastfolge vom Betriebe ab. Selbst bei schnellster Zugfolge, wie z. B. bei Stadtbahnen, wird aber die Pause zwischen zwei Belastungen kaum unter 2 min heruptiongehen. Dagegen wirkt stark mildernd in solchen Fällen der Umstand, daß die Zuglasten sehr gering sind. Auf sonstigen stark befahrenen Strecken sind die

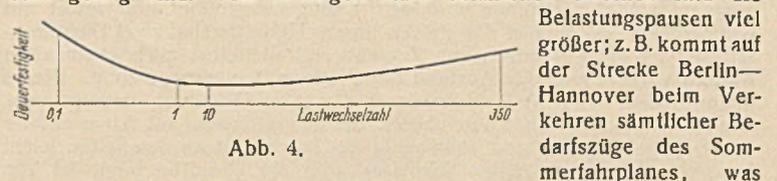


Abb. 4.

Belastungspausen viel größer; z. B. kommt auf der Strecke Berlin—Hannover beim Verkehren sämtlicher Bedarfzüge des Sommerfahrplanes, was praktisch nie vorkommt, etwa alle $9\frac{1}{2}$ min ein Zug auf beiden Gleisen. In den praktischen Fällen wird also die Lastwechselzahl viel geringer sein. Wenn man den Versuch gemacht hat, die größeren Pausen der Praxis im Versuch durch ab und zu eingelegte Pausen zu ersetzen, so ist das in der Wirkung natürlich vollständig ungenügend. Bemerkenswert ist der Umstand, daß bei den Grafschen Versuchen bei 1 Lastwechsel wieder ein besseres Ergebnis erzielt wird als bei 10 Lastwechseln, wofür keine Erklärung gegeben wird. Ich kann mir eine Erklärung denken, bei der sich die Versuchsergebnisse auch mit meiner Auffassung decken. Es ist möglich, daß für jeden Fall eine ungünstigste Lastwechselzahl vorhanden ist, im Grafschen Falle vielleicht etwa bei 10 Lastwechseln. Nimmt die Lastwechselzahl zu, so kann sich die Last wegen der Kürze ihrer Wirkung gar nicht vollständig auf den Versuchskörper auswirken. Es tritt dadurch eine leichte Erhöhung der ertragenen Lastwechsel ein. Sinkt andererseits die Lastwechselzahl unter die ungünstigste, so tritt eine wesentliche Verbesserung ein infolge des Umstandes, daß dem Baustoff mehr Gelegenheit zur Erholung gegeben wird. Diese Wirkung wird sich mit zunehmender Verminderung der Lastwechselzahlen rasch steigern.

Ich könnte mir also denken, daß die Abhängigkeit der Dauerfestigkeit von der Lastwechselzahl sich durch eine Kurve ausdrücken läßt, wie sie in Abb. 4 gezeigt ist. Hierbei ist ohne Maßstab die Lastwechselzahl waagrecht, die Dauerfestigkeit senkrecht aufgetragen. Die Linie rechts ist ziemlich erforscht. Der Erforschung des linken Teils der Linie stellen sich Schwierigkeiten wegen der Zeitdauer entgegen. Bei 1 Lastwechsel in je 10 min würde der Versuch etwa 40 Jahre dauern. Aber gerade der Verlauf dieser Linie ist wichtig für den praktischen Brückenbau.

Es gibt zwei Wege, um der Lösung näher zu kommen. Man könnte durch Versuch den wirklichen Verlauf der in Abb. 1 dargestellten Linie ermitteln, die ich nur auf Grund von Überlegungen aufgezeichnet habe. Daraus könnte man die anderen Bilder ableiten. Die zweite Möglichkeit besteht in Versuchen, in denen erprobte Bauglieder des genieteten

Brückenbaues den gleichen Versuchen mit großen Lastwechselzahlen unterworfen werden und mit den praktischen Erfahrungen an schon lange im Betrieb befindlichen Brücken verglichen und auch Versuchen mit geschweißten Baugliedern gegenübergestellt werden. Voraussetzung für die Brauchbarkeit solcher Versuche ist allerdings, daß die Versuche nicht mit kleinen Laboratoriumskörpern, sondern tunlichst in natürlicher Größe angestellt werden.

Leider kann ich keine Versuchsergebnisse vorlegen, da ich zu Versuchen keine Gelegenheit habe. Der Zweck der Betrachtungen ist nur der, zu Versuchen anzuregen, die einen Schluß auf die Verhältnisse in der Wirklichkeit zulassen. Vielleicht könnten dadurch Schlüsselzahlen gefunden werden, die eine Verbindung zwischen den Laboratoriumsergebnissen und der Praxis herstellen.

Vermischtes.

Haus der Technik in Essen. Das neue Vorlesungsverzeichnis für das Wintersemester 1936/37 enthält auch einige fachwissenschaftliche Vorlesungen aus dem Gebiete des Bauingenieurwesens. Alle Vorlesungen finden statt in den neuen Räumen des ehemaligen Börsengebäudes am Hauptbahnhof und beginnen um 19¹⁵ Uhr.

27. Oktober: Bergbauwirkungen, beurteilt nach dem „Formungs-Prinzip“ und dem „Individualprinzip“ der technischen Mechanik; Präsident Dr.-Ing. Dr.-Ing. ehr. E. Seidl, Berlin-Dahlem. — 30. Oktober: Die Gesetzmäßigkeiten der Schalldämmung in Bauten und die häufigsten Fehler bei ihrer praktischen Anwendung; Prof. Dr.-Ing. E. Michel, Hannover. — 25. November: Verlustminderung durch geeignete Behandlung des Holzes; Walter Böhringer, Duisburg. — 19. Februar 1937: Deutschlands Anteil an den Spitzenleistungen des Brückenbaues in der Welt; Prof. Dr.-Ing. R. Schönhöfer. — 5. März: Siedlungstechnisches Thema; Prof. Knipping, Baurat a. D., Darmstadt. — Die Gebühren betragen: Semesterkarte für sämtliche Vorträge 10 RM, Hörerkarte für technisch-wissenschaftliche Vorträge 1,50 RM. Ausführliches Programm durch die Geschäftsstelle des Hauses der Technik, Essen, Postfach 254, erhältlich.

Die Beni-Bahdel-Talsperre, eine hohe Gewölbereihen-Staumauer in Algerien, deren Bau 1935 begonnen wurde, liegt nach einem Bericht der Zeitschrift *Travaux* 1936, Nr. 40 (Aprilheft), 28 km südwestlich von Tlemcen—Sebdo—Mixte. Sie staut den Oued Tafna rd. 700 m unterhalb der Einmündung des Oued Khemis, eines bedeutenden linken Nebenlaufs. Das Einzugsgebiet ist 1015 km² groß. Der mittlere jährliche Abfluß beträgt 85 Mill. m³; das Niedrigwasser im neunjährigen Mittel ist rd. 1 m³/sek, die seit 1925 beobachtete größte Hochwasserspitze 150 m³/sek. Der Stauhinhalt wird 41 Mill. m³ betragen, die überstaute Fläche 210 ha. Die Talsperre soll der Bewässerung der Ebene von Marnia (12500 ha) dienen. Ferner sollen zwei Wasserkraftwerke mit einer Erzeugung von 15 Mill. kWh/Jahr eingerichtet werden.

Die Stauhöhe über der Talsohle beträgt 47 m. Die Mauer ist eine geradlinige Gewölbereihen-Sperre von 320 m Kronenlänge, die in der Mitte 11 Gewölbe von 20 m Spannweite aufweist. Die Flügel werden von kleinen Gewichtstauwauern von 65 m Länge auf dem linken und 35 m Länge auf dem rechten Ufer gebildet. Über die Krone auf + 647 m NN führt eine 4 m breite Straße. Der Baugrund besteht aus abwechselnden Schichten von mehr oder minder klüftigem Sandstein und Schiefer. Das Gebirge ist im Talgrund rd. 6 m überlagert. Diese Untergrundverhältnisse bedingen eine ziemlich tiefe Gründung. Die Herdmauer am wasserseitigen Fuß aus senkrechten Gewölben wird sehr kräftig ausgebildet und reicht mit 6 m Breite 8 bis 20 m in den Felsen hinab. Unter ihr sind zwei Dichtungsschleier aus Einpressungen von Zement und vielleicht auch chemischen Mitteln vorgesehen. Der Abstand der Pfeilermitten beträgt 20 m. Dieses ungewöhnlich hohe Maß dürfte durch die teure Gründung bedingt sein. Die Pfeiler werden mit 3,5 m oberer, bei den höchsten mit 5,0 m unterer Dicke ausgeführt. Sie sind vollwandig aus Beton und an den Seiten leicht bewehrt. Die wasserseitige Stirnwand, die die Gewölbe trägt, ist von 1:0,95 an der Krone bis 1:1 an der Sohle geneigt. Die luftseitige Stirnwand hat einen Anzug 1:0,30 im unteren Teil und 1:0,05 auf den oberen 10 m. Die Pfeiler haben somit eine untere Breite von rd. 1,3 h. Sie werden durch wenige kräftige Querstreben aus Eisenbeton versteift. Diese Versteifungsträger haben die Form eines umgekehrten U, sie sind in drei Höhenlagen von 13 m Abstand angeordnet.

Die Halbkreisgewölbe haben in einem senkrechten Schnitt gleichbleibende Dicke von 0,70 m auf den oberen 7 m, dann zunehmend um 0,015 je m nach unten zu. An ihrem Fuß sind die Gewölbe in den Lagerflächen des Fundamentbetons starr verankert. Diese sind durch Bogen aus Stahlkonstruktion und Rundisen längs der inneren und äußeren Wandung bewehrt. Die wasserseitige Staufläche erhält eine i. M. 0,5 m dicke Schutzschicht aus Magerbeton.

Zur Umleitung des Oued Tafna während der Bauzeit wird ein Stollen von 300 m³/sek Leistung bei 11 m Stauhöhe angelegt. Der Stollen erhält durchgehend eine 0,70 m dicke Betonauskleidung. Er dient später als Grundablaß. Zur Hochwasserentlastung wird ein rd. 180 m langer Überlauf für 1200 m³/sek auf einem benachbarten Sattel des Oued Khemis links der Sperre angelegt.

Zum Abschließen der Baugrube wird ein Steinschüttedamm mit der Krone auf + 618 m NN errichtet. Die Steine werden aus dem Ausbruch

gewonnen und mit von der Luft-zur Wasserseite abnehmender Größe eingebaut. Die Böschungen sind 1:1,5 wasser- und 1:1,1 luftseitig geneigt. Die Wasserseite wird durch eine Eisenbetonplatte abgedichtet. H. Link.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Hauptverwaltung. Ernannt: zum Direktor bei der Reichsbahn: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Sommer.

b) Betriebsverwaltung: Ernannt: zum Direktor bei der Reichsbahn: die Reichsbahnoberräte Dr.-Ing. Joseph Müller, Abteilungsleiter bei der RBD Frankfurt (Main), Sauer, Abteilungsleiter bei der RBD Halle (Saale), Markert, Abteilungsleiter bei der RBD Oppeln, Scheunemann, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Altona und Hafen, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in München; zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Neuber, Dezerent der RBD Augsburg, Staudinger, Dezerent der RBD Nürnberg, Grimm, Dezerent der RBD Frankfurt (Main), Kraner, Vorstand des Betriebsamts Guben, Franke, Vorstand des Betriebsamts Stolp, Elling, Vorstand des Betriebsamts Seesen, Steinfatt, Vorstand des Betriebsamts Kassel 2, Wagner, Vorstand des Neubauamts Berlin 2, und Schaal, Dezerent der RBD Stuttgart; zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaussessoren Kayser bei der RBD Köln, Dellmann bei der RBD München, Schütze bei der RBD Oppeln, Nergert bei der RBD Altona, Kleine beim Reichsbahn-Zentralamt Berlin, Baumgärtel beim Betriebsamt Leipzig 2, Rettich beim Betriebsamt Dortmund 1, Jürgens beim Neubauamt Düsseldorf 1, Kohl beim Neubauamt Duisburg und Christian Schmid beim Neubauamt Berlin 4.

Übertragen: dem Direktor bei der Reichsbahn Herwig, Dezerent des Reichsbahn-Zentralamts Berlin, und dem Reichsbahnoberrat Semmler, Dezerent der RBD Breslau, die Geschäfte eines Abteilungsleiters daselbst.

Preußen. Kulturbauverwaltung. Ernannt: die Regierungs- und Bauräte Frank bei der Regierung in Marienwerder und Krause bei der Regierung in Düsseldorf zu Oberregierungs- und -bauräten; — die Regierungsbaussessoren Bayer in Osnabrück, Kossel in Gumbinnen, Kotzwich in Neustadt a. d. Dosse, Watzke in Allenstein und Weigel in Arnberg zu Regierungsbauräten.

Versetzt: die Regierungsbauräte Polte von der Regierung in Erfurt an die Regierung in Schleswig, Pakusa vom Vorarbeitenamt in Bredstedt an die Regierung in Erfurt, Schaefer vom Kulturbaubeamten II in Magdeburg an die Regierung in Gumbinnen, Linsert von Berlin nach Bonn unter Übertragung der Leitung der Dienststelle „Der Kulturbaubeamte“, Genschmer von Bonn nach Magdeburg unter Übertragung der Leitung der Dienststelle „Der Kulturbaubeamte II“.

In das Beamtenverhältnis übernommen als außerplanmäßige Regierungsbaussessoren: die Bauassessoren Keller beim Kulturbaubeamten in Charlottenburg, Schulz beim Kulturbaubeamten in Neuruppin, Cludius beim Kulturbaubeamten in Kotbus, Kiehnell beim Kulturbaubeamten in Meppen und Zwinkau beim Kulturbaubeamten II in Oppeln.

Versetzt: die Regierungsbaussessoren (H) Frey von Hameln nach Treuburg und Mörchen von Hildesheim nach Fraustadt.

Berichtigungen.

In Bautechn. 1936, Heft 32, sind folgende Berichtigungen auszuführen:

In Abb. 2, S. 459, r. Sp., ist das mittlere der drei kleinen übereinanderstehenden Knickbilder durch das nebenstehende Bild zu ersetzen.

S. 460, r. Sp., muß in Gl. (21) der Zähler des Bruches lauten:

$$\alpha \cdot \sin \beta \mu - \beta \cdot \sin \alpha \mu \quad (\text{anstatt } \alpha \cdot \cos \beta \mu - \beta \cdot \sin \alpha \mu);$$

S. 461, l. Sp., Zeile 30 v. u., ist zu setzen „veranlassen“ (anstatt „untersuchen“).

In Bautechn. 1936, Heft 44, S. 654, r. Sp., Zeile 38 von oben ist zu setzen: „Dr.-Ing. G. Jauch“ an Stelle von „Dr.-Ing. G. Jarich.“

INHALT: Die neuen Talsperrendämme im Harz. — Tätigkeit der staatlichen Flußbauverwaltung in Bayern im Jahre 1935. (Fortsetzung.) — Zur Ermittlung der Dauerfestigkeit von Baustählen. — Vermischtes: Haus der Technik in Essen. — Die Beni-Bahdel-Talsperre. — Personalmeldungen. — Berichtigungen.

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

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.