DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang BERLIN, 17. September 1937 Heft 40/41

Alle Rechte vorbehalten.

Baugrundforschung bei Brücken der Eisenbahn Heydebreck—Gr.-Strehlitz.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Max Roloff, Hamburg, und Oberregierungs- und -baurat Joachim Ehrenberg, Berlin.

Die 30 km lange eingleisige Nebenbahn, die die Deutsche Reichsbahn in jüngster Zeit auf Grund des Osthilfegesetzes aus Reichsmitteln erbaut hat, bildet eine langersehnte Querverbindung zwischen den beiden Hauptbahnen Oppeln—Heydebreck—Beuthen O.-S. und Oppeln—Gr.-Strehlitz—Beuthen O.-S. Von Heydebreck aus — S.O. + 178,90 — steigt sie um 88 m auf die Wasserscheide bei Kaltwasser — S.O. + 267,40 —, um sich von dort um 38 m nach Gr.-Strehlitz hin — S.O. + 229,44 — zu senken. Etwa 3 km nördlich vom Bahnhof Bergstadt-St. Annaberg erhebt sich über die Wasserscheide der steile Bergkegel des Annaberges — + 359 —, das Wahrzeichen Oberschlesiens, bekannt als Wallfahrtstätte und als Mittelpunkt des blutigen Ringens deutscher Männer 1920 im freiwilligen Kampfe um deutsche Erde. Den Betrieb auf der Teilstrecke Heydebreck—Bergstadt-St. Annaberg nahm die Deutsche Reichsbahn am 1. Juli 1934, von dort bis Gr.-Strehlitz am 11. Juni 1936 auf.

In ihrem mittleren Drittel führt die neue Eisenbahn vornehmlich durch Löß und Geschiebemergel.

Beide Bodenarten haben das gemeinsam, daß sie in ungestörter Lagerung oberhalb des Grundwassers im allgemeinen tragfähige Schichten bilden. Ihre Poren sind in diesem Bereich mit Luft gefüllt oder enthalten Haftwasser bzw. im Kapillarsaum oberhalb des Grundwassers Kapillarwasser. Das gesamte Wasser einschließlich des die Bodenkörner verbindenden Porenwinkelwassers steht unter der Einwirkung von Wasserbindungskräften, Kapillarkräften und Schwere unter Unterdruck. Der Boden besitzt dadurch eine durch Wasserbindung und Kapillarkräfte erzeugte Kohäsion, die ihn befähigt, in Schürflöchern und bei sonstigen Abgrabungen in senkrechter Wand bis zu einer gewissen Höhe zu stehen. Dieser Vorgang geht erheblich langsamer vor sich, kann aber durch das Mahlen der Räder beim Befahren mit Wagen beschleunigt werden.

Diese Ausführung über das physikalische Verhalten von Lößboden, der seiner Kornzusammensetzung nach den schluffigen Mehlsanden zuzurechnen ist, und von magerem Geschiebemergel, der sich ziemlich gleichmäßig aus allen Korngruppen einschließlich Kies zusammensetzt, sei vorausgeschickt, um den Befund zu kennzeichnen, der sich bei der Untersuchung des Untergrundes der Bauwerke zeigte.

In Bohr- oder Schürflöchern fand man fast immer in geringer Tiefe Wasser. Kein Wunder, daß der Brückendezernent der RBD Oppeln, dem die Aufstellung der Entwürfe für die 43 kleineren und mittleren Ingenieurbauwerke der Strecke oblag, nach den bis dahin geltenden Anschauungen zunächst den Eindruck gewann, daß bei der Mehrzahl ohne Pfahlgründung nicht auszukommen sei. Als dann 1933 grundlegende Veröffentlichungen über Baugrundforschung die Aufmerksamkeit der Fachwelt auf sich zogen, nahm er die Zusammenarbeit mit der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin auf, mit dem Ergebnis, daß in der Mehrzahl der Fälle die Flachgründung als richtig erkannt und Pfahlgründung auf einige wenige Ausführungen beschränkt werden konnte. Wir werden weiter unten sehen, daß Pfahlgründung in manchen Fällen das Verkehrteste gewesen wäre, was gemacht werden konnte.

Wir geben hier bekannt: die Überlegungen, die bei einigen Bauwerken zur Wahl der angewandten Lösung und insonderheit der Gründung führten, die bei ihnen mit Hilfe von Zusammenpressungsversuchen an kleinen Bodenproben vorausgesagten und die wirklichen Setzungen,

km 13,1 Abb. 1. km 12,9 km 12,8

Die drei Eisenbahnbrücken bei Lichtenforst.

Geschiebemergel ist im allgemeinen wegen seiner viel ungleichmäßigeren Kornzusammensetzung erheblich dichter gelagert als Löß. Auch besitzt er meistens einen größeren Gehalt an Tonmineralien, die ihm durch ihr starkes Wasserbindungsvermögen eine von den Kapillarkräften unabhängige Kohäsion verleihen und ihm dadurch einen gewissen zähen Zusammenhang geben. Diese Eigenschaft ist bei hinreichendem Gehalt an Tonmineralien auch im Bereiche des Grundwassers vorhanden. Dem Löß fehlt diese Eigenschaft und auch dem Geschiebemergel bei mangelndem Gehalt an Tonmineral. Wird Löß und auch tonarmer Geschiebemergel unter Grundwasser angeschnitten, so verhält er sich wie ein sehr zäher Brei. Das Korngefüge, das keine bindenden Kräfte besitzt, folgt dem nach der Anschnittstelle fließenden Porenwasser und gibt durch seine Schwere dem ganzen Bodenwassergemisch eine zähe Fließbewegung. Bei der Aufschließung des Untergrundes durch Schürflöcher und Bohrungen, die bei den einzelnen Bauwerken vorgenommen wurde, zeigte sich daher im Bereiche des Grundwassers ein Weichwerden des Bodens. Nur durch schnelles Nachführen der Verrohrung lassen sich solche Schichten durchbohren. Der geringe Zusammenhalt des Löß zeigt sich besonders an der Geländeoberfläche. Dort, wo er Wegedecken bildet, ist er in trockenem Zustande durch die Kohäsion, die die Kapillarkräfte des Haftwassers und Porenwinkelwassers in ihm erzeugen, sehr fest. Wenn aber in der oberen Schicht diese Kapillarkräfte und damit die Kohäsion durch starke Wasserzuführung z. B. bei lange anhaltendem Regen zerstört werden, wird die Oberfläche sehr schnell weich, sobald durch Befahren der Wege das Gefüge des Bodens gestört und gespanntes Porenwasser erzeugt und damit die Reibung im Boden vermindert wird. Bei Böden mit starkem Gehalt an Tonmineral zeigt sich ebenfalls ein Aufweichen der Geländeoberfläche nach langdauernden Niederschlägen, doch handelt es sich hier um eine Auflockerung des Bodengefüges unter Quellerscheinung durch Anlagern von Wasserteilchen an die Tonminerale.

ferner unsere Erfahrungen mit Meßdosen zur Erkundung des Spannungszustandes in der Gründungssohle und schließlich die Verformung langer, massiver Durchlässe unter hohen Dämmen. Über die Meßdosen sei vorausgeschickt: Sie haben zum kleinen Teil ganz versagt und in manchen Fällen wahrscheinlich auch falsche Drücke angegeben. Soweit uns bekannt, teilen sie dieses Schicksal mit Dosen anderer Bauart, die sonstwo für diese Zwecke verwendet worden sind. Wir wollen uns gleichwohl über die bei uns verwendeten Meßdosen, die Erfahrungen mit ihrem Einbau und ihre Anzeigungen äußern, weil wir glauben, so einen Weg, der verschiedentlich eben erst betreten worden ist und der noch in Dunkel gehüllt ist, ein wenig zu erhellen, wenn wir auch nur zeigen, wie es vielleicht nicht gemacht werden darf.

1. Die Eisenbahnbrücken in km 12,8, 12,9 und 13,1 (Abb. 1)

beim Dorfe Lichtenforst liegen nur etwa je 100 m auseinander. Ihre S.O. erheben sich 12, 17 und 13 m über Gelände. Die öffentlichen Belange forderten für jede eine Öffnung, der Reihe nach von 5,5, 5 und 9 m l. W. Vergleichsentwürfe zeigten, daß bei den hier vorhandenen beträchtlichen Dammhöhen Bauwerke mit nur einer Öffnung unwirtschaftlich sind, ganz gleich, ob man zu einem Gewölbe mit hoher Überschüttung, also quer zum Gleis zu einem sehr langen Bauwerk greift oder ob man sich für hohe und schmale Widerlager mit einem Gewölbe geringer Tiefe oder mit stählernem Überbau entscheidet, wobei dann die Flügel gewaltige Abmessungen erhalten. Wir wählten für jedes Bauwerk eine Lösung mit drei Öffnungen, von denen die mittlere Weg, Straße oder Bach umschließt und die seitlichen die Böschungskegel aufnehmen. Sie ist billiger, zweckmäßiger und schöner. Nach dem Ergebnis der Bodenuntersuchungen war mit ungleichmäßigen Setzungen zu rechnen, so daß Gewölbe und sonstige statisch unbestimmte Systeme nicht in Frage kamen. Die RBD Oppeln wählte stählerne Deckbrücken. Bei km 12,8

(Abb. 10) und km 13,1 (Abb. 29) legte sie über die Mittelöffnung einen anderswo gewonnenen Kragüberbau in Fischform von 25 m Stützweite, dessen Kragenden sie dort auf je 2,43 m, hier auf je 4,20 m stutzte. Für die Seitenöffnungen beschaffte sie neue Koppelträger von 9 m Stützweite. Bei dem schiefen Kreuzungswinkel zwischen Weg bzw. Straße und Eisenbahn ergaben die genannten Abmessungen, die u. a. durch die Wiederverwendung vorhandener Überbauten bedingt waren, eine Lösung ohne Zwang; Stützmauern am Fuße der Böschungskegel konnten vermieden werden. Bei km 12,9 (Abb. 22) sind drei neue gleiche Überbauten von je 16 m Stützweite und gleichbleibender Stegblechhöhe eingebaut worden. Dieses Bauwerk befriedigt das Auge in jeder Beziehung.

Es war hier ebensowenig wie auch anderswo möglich, zuerst die hohen Dämme zu schütten und die Widerlager in sie hineinzuarbeiten. Die Bauwerke mußten vielmehr vor der Schüttung errichtet werden. So lag es denn von vornherein auf der Hand, daß die Widerlager unter dem Einfluß der Dammlasten sich mehr setzen würden als die Pfeiler. Da nun bei dem unzuverlässigen Baugrund auch noch mit gewissen Verkantungen der Baukörper zu rechnen war, wurde bei km 12,8 und 13,1 davon abgesehen, den von ähnlichen Ausführungen her bekannten Bremsbock in einem der Widerlager anzuordnen. Es mußte ja damit gerechnet werden, daß nach einer gewissen Zeit die Überbauten wieder auf die Sollhöhe zu bringen waren. Man sah keinen Weg, dann wieder eine richtige Verbindung zwischen Bremsbock und Koppelträger herzustellen. Aus diesem Grunde traf die RBD Oppeln nicht bei einem Widerlager, sondern bei einem Pfeiler, und zwar am jeweils niedrigeren, die Vorkehrungen zur einwandfreien Aufnahme der Bremskräfte. Der Pfeiler ist auch um deswillen der zweckmäßigere Ort, weil die Pressungen zwischen ihm und dem Lagerkörper und damit die widerstehende Reibung hier erheblich größer ist als auf dem Widerlager unter dem leichten Koppelträger. Die Vorkehrungen am Bremspfeiler bestehen lediglich in lotrechten Ankern, die durch die Grundplatte der festen Lager in die Auflagerbank greifen, und in einer leichten Bewehrung der äußeren Zone des Pfeilerschaftes. Bei km 12,9 erübrigten sich naturgemäß besondere Maßnahmen zur Aufnahme der Bremskräfte.

Bei der hohen Lage der Überbauten über dem Gelände erschien es angezeigt, auf jeder Seite der Überbauten einen Untersuchungswagen anzubringen. Jeder Wagen hängt an vier Rädern, die auf zwei unter den Fußwegauskragungen aufgehängten ⊏-Stählen laufen. Er umschließt eine Bühne, die zur Arbeit bis nahe an die Gleisachse und, um am Pfeiler vorbeizufahren, nach der entgegengesetzten Seite ausrollbar ist. Die Bewegungen geschehen mit Hand. Die Felder der Besichtigungswagenträger wurden mit Rücksicht auf das Aussehen rahmenartig ausgebildet. Die Lager der Überbauten wurden erst kurz vor der Inbetriebnahme vergossen, um die wesentlichen Setzungen und Verkantungen vorwegzunehmen. Vor dem Vergießen war es dann bei den drei Bauwerken erforderlich, die Lage der Überbauten im Grundriß und in der Höhe zu berichtigen. Für die dazu auf den Pfeilerköpfen vorzunehmenden Messungen haben die Wagen auch gute Dienste geleistet.

Bei den hier vorliegenden bindigen Böden rufen die Verkehrslasten, die ja nur Augenblickswirkung haben, keine wesentlichen Setzungen hervor; das tut lediglich das Eigengewicht. Um nun zu sehen, wie sich die aus den ungestörten Bodenproben hergeleiteten Setzungen zu den wirklichen verhalten, rüstete man die Sohlen der Pfeiler mit Sohlenmeßpunkten aus. Ferner sah man unter ihnen in verschiedenen Tiefen Grundmeßpunkte vor, um im Boden unter dem Bauwerk die verdichtende Wirkung des senkrechten Spannungsanteils und die Tiefenwirkung der Verdichtung festzustellen. An den Widerlagern, wo die Setzungen nicht nur durch das Eigengewicht, sondern wesentlich auch durch das Gewicht der Dammassen bedingt sind und wo man diese beiden Einflüsse praktisch nicht auseinanderhalten kann, wurden nur in einem Falle Meßpunkte angebracht. Sonst beschränkte man sich bei ihnen darauf, in Höhe der ursprünglichen Erdoberfläche Höhenbolzen einzusetzen. Mit ihrer Hilfe konnte die Bewegung der Widerlager wenigstens in rohen Umrissen erfaßt werden, wenn auch nicht vom Beginn des Betonierens an.

Die Sohlenmeßpunkte (Abb. 2a u. b) wurden folgendermaßen ausgebildet: Durch ein 26 mm weites Loch der 8 mm dicken Platte *m* von 400 mm Durchm. ist die Meßstange *s* gesteckt und an ihr durch Mutter und Gegenmutter befestigt. Auf *m* aufgeschweißt der 150 mm hohe nahtlose Schutzring *r* aus 1 mm dickem Blech. In ihm geführt das nahtlose Schutzrohr *R* mit aufgewalztem oder aufgeschweißtem Flansch *a*, auf diesen geschraubt der Blindflansch *b*. Der Spalt zwischen *r* und *R* durch den Dichtungswickel *d* gegen das Einbringen von Zementschlamm geschlossen. *R* und *r* sollen verhindern, daß *s* beim Betonieren seitliche Stöße erhält. *R* wird durch Balken unter seinem Flansch so lange festgelegt, bis der Beton erhärtet ist. Daß *m* auf dem Boden satt aufsitzen muß, dieser also sorgfältig zu glätten ist, braucht kaum erwähnt zu werden. Die Nivellierlatte wird auf das Aufsatzstück (Abb. 2d) gestellt, das jeweils über den abgerundeten Kopf von *s* gestülpt wird. Gegen unbefugte Eingriffe schützt *b*.

Die Grundmeßpunkte (Abb. 2b, c, d) sind mit geringen Abweichungen denen von Terzaghi[1]) nachgebildet: Ein gedrehter Grundkörper *a* (Abb. 2c) von 55 mm größtem Durchm., 205 mm hoch, mit 50 mm tiefer Ausbohrung und eingeschnittenem Gewinde. Eine Stange *b* von 25 mm Durchm. mit 50 mm langem Gewinde zum Aufschrauben des Grundkörpers *a*. Ein nahtloses Schutzrohr *c* von 45 mm l. W. Ein nahtloses Schutzrohr *d* von 70 mm l. W., dessen eines Ende durch vierlöcherige Flansche von 250 mm Durchm. — einer aufgewalzt oder aufgeschweißt, der andere blind — dicht abgeschlossen ist. Beim Nivellieren wird auch hier das oben angeführte Aufsatzstück (Abb. 2 d) verwendet. Sämtliche Stahlteile — die Rohre auch innen — sind mit einem Grundanstrich aus Bleimennige und einem Deckanstrich aus Bitumen oder Eisenlack versehen. Die Schutzrohre, soweit sie im Beton stecken — das gilt auch für die Sohlenmeßpunkte —, haben außen naturgemäß keinen Überzug erhalten. Über den Vorgang beim Niederbringen des Gestänges hat Terzaghi in dem erwähnten Aufsatze bereits das Wichtigste gesagt. Hier sei nur noch auf folgendes hingewiesen. Die Rundstähle *b* und die Schutzrohre *c* werden mit dem Vorschlaghammer in die Sohle des Bohrloches eingetrieben; deshalb müssen die etwa notwendigen Verbindungsmuffen nebst Gewinde genügend stark sein, bei $b \leqq 40$ mm, bei $c \leqq 65$ mm; auch müssen die Enden von *b* und *c* in den Muffen satt aufeinanderstoßen. Wenn man die 150 mm weiten Rohre, mit denen die gebohrten Erdlöcher gefuttert sind, gezogen hat, so entsteht der leere Raum *A*. Terzaghi läßt diesen Raum leer; hier wurde er mit Sand gefüllt, einmal um die — wenn auch nur sehr geringen — Setzungen auszuschalten, die durch das Hineinwandern des Bodens in den Raum *A* entstehen, und dann um das Schutzrohr *d* etwa 30 cm tief in den Füllsand schlagen zu können, ihm also beim Betonieren unten einen sicheren Halt zu geben. Terzaghi empfiehlt, den äußeren Mantel des Rohres *c* oberhalb der Bohrlochsohle nicht nur glatt mit Asphalt zu streichen, sondern auch noch mit ölgetränktem Werg zu umwickeln. Die RBD hat das nur einmal gemacht, und zwar bei km 13,1. Bei den dort bis zu 13 m unter die Gründungssohle der Pfeiler reichenden Gestängen war das eine kaum zu bewältigende Arbeit gewesen; es wurden Berge von Werg verbraucht, und die Arbeiter sahen aus wie die Mohren. Bei km 12,8 und den übrigen Bauwerken wurde von dieser Maßnahme abgesehen. Es besteht die Meinung, daß bereits der sorgfältig aufgebrachte glatte Asphaltanstrich die Reibung zwischen dem äußeren Rohrmantel und dem Boden genügend herabsetzt. Wohl aber haben wir überall das untere Ende der Meßstange, wo sie aus dem Grundkörper heraustritt, mit ölgetränktem Werg umhüllt. Als nun die ersten Meßvorrichtungen aus *a*, *b* und *c* zum Niederlassen in das Bohrloch fertig aufgerichtet waren, wobei *b* an seinem oberen Ende an behelfmäßigen Kloben oder Schellen festgehalten wurde, zeigte sich, daß der nach Terzaghis Vorschlag nur 10 cm hoch angelegte Wergwickel nicht imstande war, den Abfluß des in *c* gegossenen Schmieröles — rd. 5 l — zu verhüten. Hierin liegt ein Mißstand. In allen Bohrlöchern stand das Wasser mehrere Meter hoch. Es zu beseitigen, war kaum möglich. Hätte man den aus *a*,

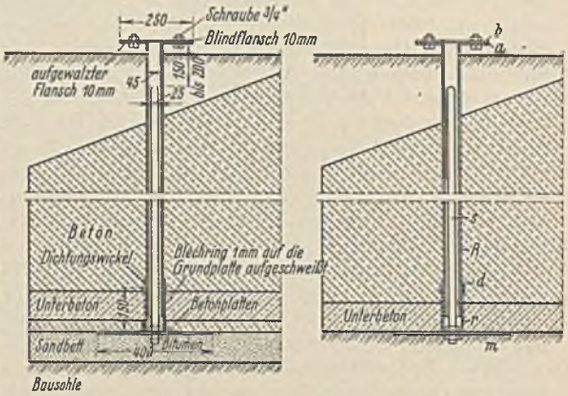


Abb. 2a. Sohlenmeßgestänge in km 10,5 und 12,9 in km 12,8 und 13,1.

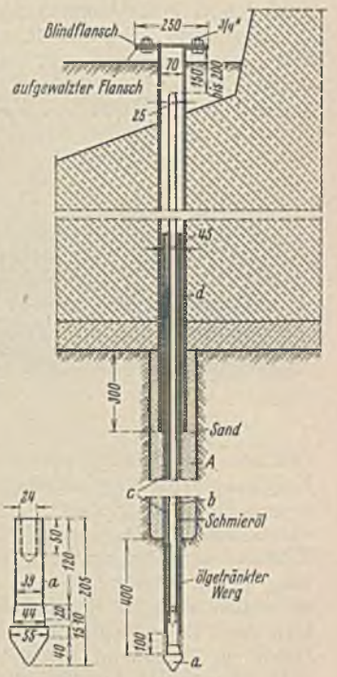


Abb. 2d. Aufsatz zu Abb. 2a u. 2b. Abb. 2c. Grundkörper zu Abb. 2b. Abb. 2b. Grundmeßgestänge. Abb. 2a bis d. Sohlen- und Grundmeßgestänge.

[1]) Bautechn. 1930, Heft 34, S. 518.

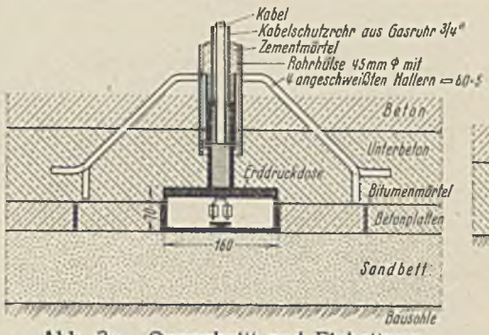


Abb. 3a. Querschnitt und Einbettung in km 10,5 und 12,9.

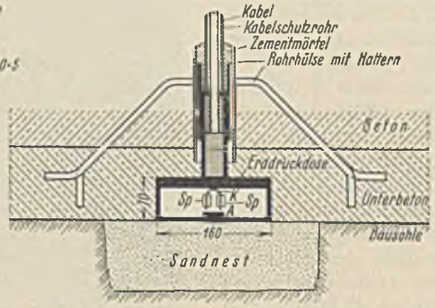


Abb. 3c. Querschnitt und Einbettung im km 12,8 und 13,1.

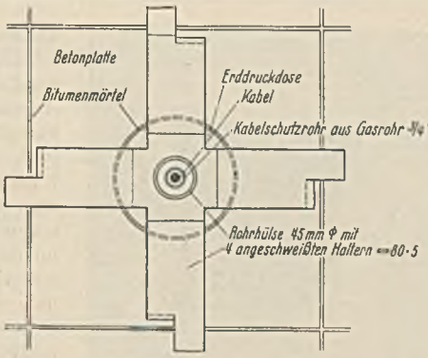


Abb. 3b. Grundriß zu Abb. 3a.

Abb. 3a bis c. Meßdosen von Fueß.

q und *c* zusammengesetzten Körper mit dem nur 10 cm hohen durchlässigen Wergwickel hinabgelassen, so wäre das Wasser durch ihn in *c* eingetreten und hätte das Öl gehoben. Die Absicht Terzaghis, in den 10 cm hohen Hohlraum im Boden, der nach dem betriebsfertigen Einbau der Meßvorrichtung zwischen U.K. von *c* und O.K. des 55 mm dicken Grundkörpers vorhanden sein soll, das Öl hineinzusaugen, wäre damit vereitelt gewesen. Dann wäre statt des Öles Wasser in diesen Hohlraum gebracht worden. Der ölgetränkte Wickel wurde deshalb 50 cm hoch gemacht.

Findlinge im Untergrund brachten es mit sich, daß die Grundmeßpunkte nicht immer auf die beabsichtigte Tiefe gebracht werden konnten, und plötzlich angetroffene weiche Nester im Boden, daß sie von selbst unter die entwurfsmäßige Tiefe absackten und dort belassen werden mußten. In den Längsschnitten sind die gewollten Maße ohne Klammern und die erzwungenen in Klammern mitgeteilt.

Abb. 4. Schaltkasten.

Nun war noch der Versuch durchzuführen, mit Hilfe von Meßdosen die wirklichen Bodenpressungen zu ermitteln und sie denen der klassischen Theorie — geradlinige Begrenzung des Spannungskörpers — gegenüberzustellen. Es wurde zunächst an die Goldbeck-Dosen gedacht, die u. a. bei dem Schiffshebewerk Niederfinow, der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ludwigshafen und einer Eisenbahnbrücke bei Alt-Beelitz (RBD Osten) eingebaut worden sind. Einwandfreie Ergebnisse von dort sind nicht bekanntgeworden. Diese Dose arbeitet auf pneumatisch-elektrischer Grundlage. Sie braucht ein Anschlußkabel, eine Leitung für Luft-Zu-, eine für Luft-Abführung. Bei zahlreichen Dosen unter einem Baukörper je drei Leitungen viele Meter fehlerfrei durch den Beton zu führen, besonders wenn er stark bewehrt ist, erschien als kein leichtes Beginnen. Man entschied sich für die Dilathermeter-Erddruckdose von R. Fueß, Berlin-Steglitz; diese braucht nur ein Kabel und ist unbedingt dicht. In Bauwerken war sie bis dahin noch nicht erprobt worden. Die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin glaubte sie jedoch auf Grund von Versuchen, die sie mit einer solchen Dose unter einer Erdschüttung gemacht hatte, empfehlen zu können. Die Firma R. Fueß hat sie aus ihrem Beton-Dehnungsmesser entwickelt[2]). Wie dieser arbeitet sie elektromagnetisch-induktiv[3]). Sie besteht (Abb. 3a bis c) aus einem ausgedrehten Stahlzylinder von 160 mm Durchm. und 70 mm Höhe. Mantel und obere Wand sind ziemlich dick. Die dem Erdboden zugekehrte Wand wirkt als Membran. Ihre Dicke wird je nach dem Meßbereich gewählt — hier 5 mm —, so daß sie sich unter den vorkommenden Drücken bis zu 0,05 mm durchbiegt. Dabei ändert sich dann der Luftspalt zwischen Anker *A* und Spulenkern *K* und damit auch die Selbstinduktion der zwei Spulen, deren Wicklung mit einem zweiadrigen Kabel verbunden ist, und ihr Wechselstromwiderstand. Die Größe der Selbstinduktion wird an dem Schaltkasten mit Wheatstonescher Brückenschaltung (Abb. 4) unter Wechselstrombetrieb gemessen; eine Eichkurve gestattet, sie in Pressungen auf die Dosenstirn umzusetzen. Den Widerstand der Kupferspulen *Sp* zeigt der Schalt- und Ablesekasten ebenfalls an, nun aber unter Gleichstrom; dieser Widerstand hängt von der Temperatur ab. Eine weitere Eichkurve gestattet, diese Temperatur abzulesen und die Angabe der ersten Eichkurve zu berichtigen. Nun wurde ein Kabel gesucht, das gegen Feuchtigkeit unempfindlich und Alterungserscheinungen nicht unterworfen ist, und deshalb ein Sonderkabel von C. J. Vogel AG in Berlin-Köpenick gewählt: Die beiden verzinnten Kupferleiter, jeder von Zellulose umgeben, gemeinschaftlich mit Nesselband umlegt und mit einem Bleimantel von 1,1 mm Wanddicke umpreßt; dieser mit getränktem Faserstoff umflochten. Um es beim Betonieren vor starken Quetschungen und Knicken zu bewahren, wurde es durch ein Gasrohr von $^3/_4$" gezogen, das auf den Hals der Dose stumpf aufgesetzt ist. Man vergleiche Abb. 3, wo auch die Ausmündung des Kabels aus der Dose zu sehen ist. Abb. 5 zeigt, wie sechs Kabel in den sie umhüllenden Gasrohren nach der Mitte des Brückenpfeilers zusammengeführt sind, um ihre Enden zu dem in seiner Außenwand einzusetzenden Verteiler zu bringen. In Abb. 6 ist der stählerne Verteilerkasten mit verschließbarem Deckel bereits einbetonierfähig aufgestellt, und zwar an einem Bremspfeiler mit äußerer Bewehrung; im Hintergrunde sehen wir da ebenfalls die hochgeführten und gekrümmten Gasrohre. Abb. 7 endlich ist die Aufnahme eines Verteiler-

[2]) Pfeiffer, Ein neuer Beton-Dehnungsmesser. Bauing. 1931, Heft 5.
[3]) Ders., Ein elektromagnetisches Gerät zur Fernmessung von Formänderungen in Bauwerken. Bauing. 1935, Heft 5/6.

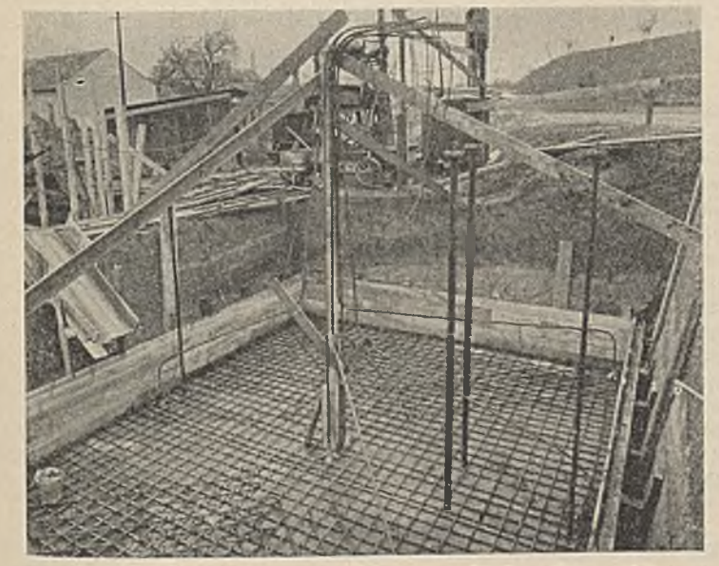


Abb. 5. Meßgestänge und Kabel eines Pfeilers in km 13,1.

Abb. 6. Verteilerkasten am Pfeiler I in km 12,9 vor dem Betonieren.

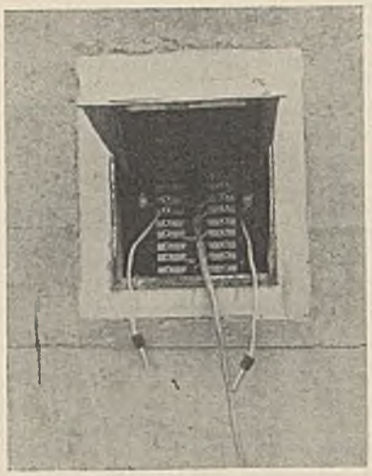


Abb. 7. Verteilerkasten am fertigen Pfeiler I in km 12,9.

kastens im fertigen Bauwerk. Man erblickt dort die Hartgummiplatte samt Anschlußklemmen. Bei dem Arbeitsvorgang, wie sie Abb. 5 u. 6 vermitteln, und beim Betonieren geht es ohne Stöße auf die Kabelschutzrohre nicht ab. Sie können die Verbindungen zwischen der Dose und ihrem Hals ungünstig beanspruchen und auch ein Kippen herbeiführen. Deshalb wurde über den Hals der Dose lose ein stählernes Gestell gestülpt aus einer Rohrhülse von 45 mm Durchm. und angeschweißten Haltern (Abb. 3). Der Raum zwischen Dosenhals, Rohrhülse und Kabelschutzrohr wurde zunächst mit Putzwolle ausgestopft, um Schmutz von oben fernzuhalten und die Kräfte aus den Kabelschutzrohren abzufedern. Sobald der Unterbeton fertig war und damit das stählerne Gestell Halt hatte, wurde die Putzwolle durch Zementmörtel ersetzt. Selbst solange er noch nicht erhärtet ist, wird er doch schon die größten Seitenkräfte auf die Halter leiten. Er soll auch Feuchtigkeit vom Innern des Gasrohres fernhalten. In Abb. 8 sehen wir die Dose mit stählernem Gestell und Kabeln bei km 12,8 auf den Boden der Baugrube gesetzt. Hier steht lehmiger Kies mit Kalksteingeröll an. Um den Druck einzelner Steine auf die Membran auszuschließen, haben wir den steinigen Boden unter der Dose etwa 10 cm tief ausgehoben und durch gut verdichteten, eingeschlämmten feinkörnigen Sand ersetzt (Abb. 3c). Das haben wir auch bei km 13,1 getan, wo die Bauausführung etwa in dieselbe Zeit fiel. Als dann, wie wir weiter unten hören werden, bei diesem Bauwerk und bei Pfeiler 1 in km 12,8 mehrere Dosen auf das Schalt- und Ablesegerät nicht wirkten, wurde nach den Gründen geforscht. Einer konnte darin bestehen, daß der Unterbeton (Abb. 3c, 5) trotz gegenteiliger Weisung vielleicht doch mit zuviel Wasser angemacht worden ist, wodurch dann der eingebrachte Sand versteint wurde, die Membran also nicht mehr arbeiten konnte. Um das zu vermeiden, hat man ja anderswo schon ein entsprechend großes Ölpapier über den Sand gebreitet. Ferner besteht bei steinigem Untergrund aber auch die Möglichkeit, daß nach dem Erhärten der Beton des Baukörpers, der in Hinsicht auf Biegung als starr anzusehen ist, fester gelagerte Teile des Untergrundes mehr belastet als lose. Es wurde bei km 12,9 und 10,5 nach Abb. 3a und 9 so vorgegangen: unter der ganzen Sohle des Baukörpers und unter den Dosen eine 10 bis 12 cm dicke Schicht gleichmäßigen Sandes, darauf fertige Betonplatten und deren Fugen mit Bitumen vergossen. Dann können die Versager aber noch auf folgendes zurückgeführt werden. Ursprünglich war geplant, die Meßdosen gleich in der Werkstatt mit den bis 14 m langen Kabeln auszurüsten. Aufgerollt waren sie dann bei ihrer Schwere beim Eichen der Dosen unter Wasserdruck sehr lästig. In der Werkstatt wurden die Dosen daraufhin nur mit 1 bis 2 m langen Kabeln versehen. Auf der Baustelle verlängerte man sie dann auf das erforderliche Maß. Da der Schalt- und Ablesekasten häufig nicht zur Hand war, konnte vor dem Einbetonieren der Dose und Kabel nicht geprüft werden, ob sie arbeiteten. Nur einmal konnten rechtzeitig einige Versager festgestellt werden. Man untersuchte die Kabelverbindungen, die von einer Gr.-Strehlitzer Firma hergestellt waren, und fand, daß die Bleimuffen durch unsachliche Handhabung des Lötkolbens zum Teil durchlöchert und die Umwicklung der Stöße mit getränktem Faserstoff mangelhaft war. Es ist aber auch möglich, daß diese knollige Wicklung beim Ziehen des Kabels durch das enge Schutzrohr beschädigt worden war. Diese Erfahrung brachte die RBD dazu, bei den zuletzt einzubauenden acht Dosen (vier in km 12,9 und vier in km 10,5) einfaches Gummikabel zu verwenden, in dem also der umgepreßte und mit getränktem Faserstoff umwickelte Bleimantel fehlt. Diese, beim Eichen nunmehr handlich, wurden gleich

Abb. 8. Dosen in der Baugrube bei km 12,8.

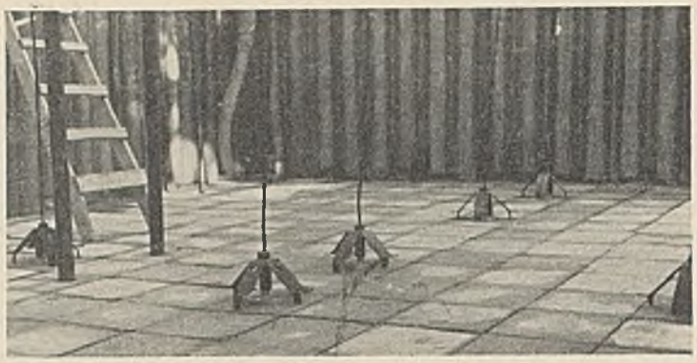


Abb. 9. Dosen in km 12,9 und 10,5.

in der Werkstatt in voller Länge an die Dosen angeschlossen und ließen sich auf der Baustelle leicht in das Schutzrohr ziehen. Sämtliche acht Dosen lieferten Meßergebnisse; erst nach einem halben Jahr setzte eine von ihnen aus. Zur Vornahme der Messungen wird der 57 cm lange, 18 cm hohe und 37,5 cm breite Schaltkasten (Brücke) von Fueß (Abb. 4) mit konischen Steckern an den Verteiler (Abb. 7) angeschlossen. Den Wechselstrom für die Dehnungsmessung empfängt die Brücke am zweckmäßigsten aus einer Überlandleitung oder, falls solche nicht vorhanden, aus einem besonderen tragbaren Stromerzeuger[4]), den Gleichstrom für Temperaturmessung aus einer gewöhnlichen Taschenlampenbatterie. Seit Inbetriebnahme der neuen Strecke können die Messungen von einem Sonderzug aus (Abb. 10) vorgenommen werden, dabei dann der Stromerzeuger im Packwagen und nach Abb. 4 die empfindliche Meßbrücke auf den Polstern eines Wagens 2. Klasse; rechts von ihr auf dem Polster die Eisenwasserstofflampe, um kurzpulsige Schwankungen der Wechselspannung auszuschalten, und ein Voltmeter, um die vom Stromerzeuger abgegebenen Spannungen zu überwachen. Vor Inbetriebnahme der Strecke mußten die Geräte in Baubuden aufbewahrt und im Kraftwagen von einem Bauwerk zum anderen gefahren werden. Dabei war dann die Meßbrücke Erschütterungen und raschen Wärmewechseln ausgesetzt; das dürfte auf die Genauigkeit der Messungen nicht günstig gewirkt haben.

Abb. 10. Der Sonderzug mit Meßgeräten unter der Wegunterführung in km 10,5.

1a) km 12,8 (Abb. 1, 11 bis 21).

Die Schürf(Bohr-)löcher I und II sind in Abb. 11 wiedergegeben. Die Versuchsanstalt hat aus Schürf-(Bohr-)loch I acht und aus II vier Bodenproben untersucht. Die Schichtenverzeichnisse geben den Ort ihrer Entnahme — z. B. Pr 11 — und Bezeichnungen für die Bodenarten wieder, die die Versuchsanstalt auf Grund der Feststellungen im Laboratorium ermittelt hat. Bohrloch I zeigte bis 4,20 m, II bis zu 3,45 m weiche, nicht tragfähige Schichten von sand- und staubartigen Böden. In 4,20 bzw. 3,45 m Tiefe folgt lehmiger Kies und sandiger Lehm mit Kalksteingeröll bis 5,60 m Tiefe. Das Liegende dieser Schicht bildet Geschiebemergel in 1,15 bis 1,90 m Mächtigkeit. Der Geschiebemergel ist unterlagert von graublauem, trockenem Tonmergel. Die Mächtigkeit dieser Schicht beträgt im Bohrloch I mindestens 3 m. Darüber hinaus wurde hier nicht gebohrt. Dagegen wurde die Mächtigkeit dieser Tonschicht in Bohrloch II zu 3 m ermittelt und darunter knetbarer, feuchter Geschiebemergel angetroffen.

Die Untersuchung der Böden hatte das in Tabelle a dargestellte Ergebnis.

[4]) Den 30 kg schweren Stromerzeuger lieferte im vorliegenden Falle Hans Still, Hamburg-Bl.

Tabelle a.

Probe	Tiefe unter Bauwerksohle m	Bodenart	Wassergehalt in % d. Gew. der Trockensubstanz	Fließgrenze %	Ausrollgrenze %	Plastizitätszahl	Sand %	Mehlsand %	Schluff %	Rohton %	Schubwiderstand
Bohrloch I 11	2,8	Geschiebemergel	12,7	—	—	—	—	—	—	—	—
„ I 54	2,8	„	10,0	23,2	10,2	13,0	28,0	40,0	22,0	10,0	—
„ I 51	5,8	Tonmergel	26,6	—	—	—	—	—	—	—	—
„ I 53	5,8	„	31,0	71,5	22,4	49,1	—	—	—	—	—
„ I Stanzpr.	6,0	„	34,0	60,5	21,8	38,7	—	—	—	—	—
„ II 12	3,5	„	31,2	—	—	—	—	—	—	—	—
„ II 16	3,5	„	32,2	62,2	19,5	42,7	6,0	6,0	36,0	52,0	—
„ II 26	6,5	„	29,7	52,0	17,0	35,0	—	—	—	—	—
„ II 32	6,5	„	31,8	—	—	—	—	—	—	—	—
365/ 3	1,9 bis 2,5	Geschiebemergel	17,2	25,1	14,6	10,5	30,0	39,0	17,0	14,0	—
365/ 4	3,7 „ 4,1	Tonmergel	27,2	42,7	14,1	28,6	4,0	40,0	25,0	31,0	$\tau = 0{,}33\,\nu$
365/ 5	7,5 „ 8,0	Geschiebemergel	14,7	28,8	12,1	16,7	16,0	28,0	35,0	21,0	$\tau_{gew} = 0{,}23\,\nu + 0{,}30$ —

Die Böden haben im allgemeinen eine mehr steife Konsistenz, da ihr Wassergehalt näher an der Ausrollgrenze als an der Fließgrenze liegt. Für den Tonmergel der Probe 365/4 wurde eine Schubfestigkeitsziffer $\mu = 0{,}33$ für den Zustand des natürlichen Wassergehaltes und für den gewachsenen Boden ein Schubwiderstand $\tau_{gew} = 0{,}23\,\nu + 0{,}30$ festgestellt (Abb. 12). Bei den ersten Untersuchungen lag der Boden im wesentlichen im gestörten Zustande vor. Die Setzungsberechnung ergab daher zu hohe Werte. Die Proben 365/3 bis 5 wurden im Frühjahr 1937 mit dem Entnahmegerät der Anstalt aus Bohrlöchern ausgestanzt und mit ihnen Verdichtungsversuche vorgenommen. Abb. 12 a bis c zeigt den Verlauf eines solchen Versuches. Die Bodenprobe 365/4 wurde im Terzaghi-Ödometer mit p von 0,03 bis 12 kg/cm² belastet und zwischendurch entlastet. Die Zeitsetzungskurven (Abb. 12a) lassen den zeitlichen Verlauf der Setzungen für jede Belastungsstufe p erkennen. Aus diesen Kurven sind die Druck-

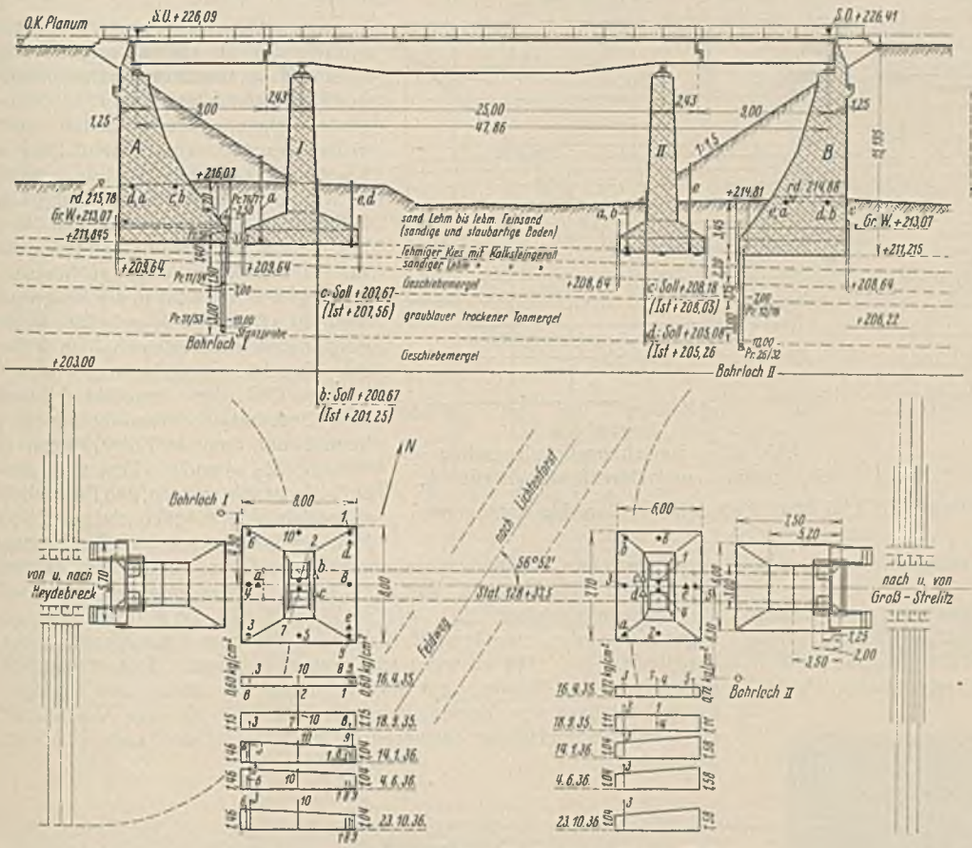


Abb. 11. Unterführung des Feldweges in km 12,8.

Porenzifferkurven (Abb. 12b) entstanden, die im reziproken Wert ihrer Richtungstangente die Verdichtungsziffer V ergeben. Aus den senkrechten Druckspannungen im Boden und den Verdichtungsziffern V lassen sich die Setzungen eines Bauwerks berechnen. Die senkrechten Bodenspannungen lassen sich bei gleichmäßig verteilter Bodenpressung an der Bauwerksohle errechnen nach Steinbrenner[5]). Abb. 12c zeigt die Beziehung zwischen der Porenziffer und der Wasserdurchlässigkeit des Bodens. Für die Proben 365/3 bis 5 ergaben sich die nebenstehenden Werte:

[5]) W. Steinbrenner, Tafeln zur Setzungsberechnung. Die Straße 1934, S. 121.

Die mit diesen (am gewachsenen Boden festgestellten) Werten durchgeführten Rechnungen ergaben für den Pfeiler II der Feldwegbrücke in km 12,8 eine endgültige Senkung von 5,2 cm. Die wirkliche Setzung betrug 2,5 bis 3 cm. Der Unterschied ist bei weitem nicht mehr so groß wie bei den Werten, die aus den Versuchen mit den gestörten Proben gewonnen wurden.

Die Versuchsanstalt erwog zwei Möglichkeiten der Gründung.

1. Die verhältnismäßig weiche Geschiebemergelschicht und die über ihr lagernde Lehmschicht wird von der Übertragung der Bauwerkslast teilweise entlastet. Dazu wird die Bauwerksohle etwa 2 bis 2,5 m unter Gelände angeordnet, und es werden von hier aus Pfähle bis etwa 0,5 m über Tonmergel - O. K. gesetzt. Der Tonmergel selbst darf keinesfalls durch Einschlagen von Pfählen gestört werden. Es wird dann ein Teil der Bauwerkslast durch die Mantelreibung der Pfähle auf die Schichten oberhalb des Tones übertragen und von diesen in größerer Fläche und daher kleinerem Einheitsdruck auf den Ton weitergeleitet. Der größere Teil der Last wird von den Pfahlenden übertragen, die zu dem Zweck nicht spitz, sondern möglichst dick auszubilden wären. Es kommen gebohrte Betonpfähle mit verdickten Füßen in Frage. Die Pfahlbelastung würde zweckmäßig nicht größer als 9 t zu wählen sein, um ein Nachgeben des Tones unter den Pfählen zu vermeiden. Wählt man auch bei den Endwiderlagern die gleiche Pfahlgründung wie bei den Pfeilern, so wird bei der wesentlich größeren Flächenpressung trotz dichterer Pfahlanordnung eine größere Pfahlbelastung als 9 t nicht zu vermeiden sein. Auch müßten zur Aufnahme des waagerechten Drucks der Dammasse Schrägpfähle angeordnet werden.

2. Pfeiler und Widerlager werden auf den lehmigen Kies mit Kalksteingeröll gegründet, und zwar ohne Pfähle. Die Baugruben werden mit einer stählernen bis zur halben Höhe der Geschiebemergelschicht reichenden Spundwand eingeschlossen. Hierbei werden die Schichten Geschiebemergel und sandiger Lehm von zusammen 2,5 m Höhe auf Grund des ersten Verdichtungsversuches mit gestörtem Boden eine mittlere Zusammenpressung von rd. 10 cm er-

	Geschiebemergel 365/3	Tonmergel 365/4	Geschiebemergel 365/5
Verdichtungsziffer V in kg/cm²	$38{,}2\,p^{0{,}88}$	$35{,}4\,p^{0{,}79}$	$125\,p$
Schwellziffer S in kg/cm²	$143\,p$	$70{,}5\,p^{0{,}81}$	$175\,p$
Durchlässigkeitsziffer k in cm/sek.	$1{,}07 \cdot 10^{-5}\,\varepsilon^{3{,}56}$	$2{,}05 \cdot 10^{-7}\,\varepsilon^{5{,}0}$	—

fahren. Die darunterliegende Tonschicht ist in der Probe 12 (Verdichtungsversuch) und 16 (Schlämmanalyse) näher untersucht. Es handelt sich um einen fetten Tonmergel, der schätzungsweise nach einem mit gestörtem Boden durchgeführten Verdichtungsversuch noch eine weitere Setzung der Pfeiler von 7 cm bringen wird. Die Setzungen der Widerlager werden größer als die der Pfeiler werden, weil ihre Bodenpressung größer als die der Pfeiler ist und der in ihrem Untergrunde sich bildende Spannungskörper weitgehend beeinflußt wird von den waagerechten und senkrechten Drücken der Dammasse.

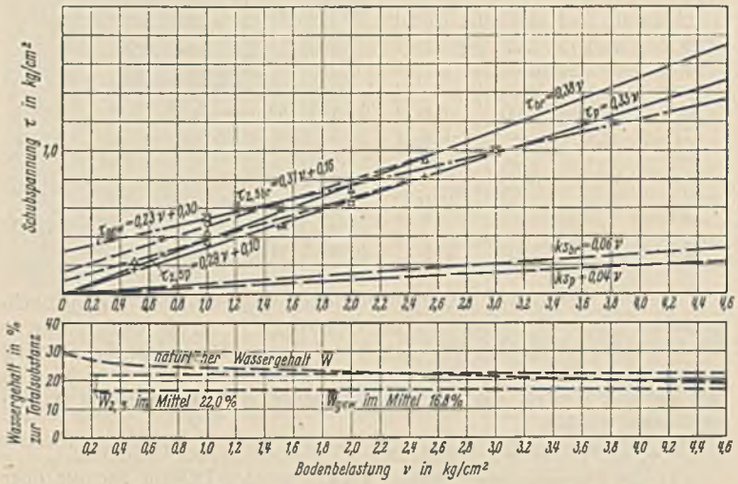


Abb. 12. Schubwiderstands- und Wassergehaltslinien.

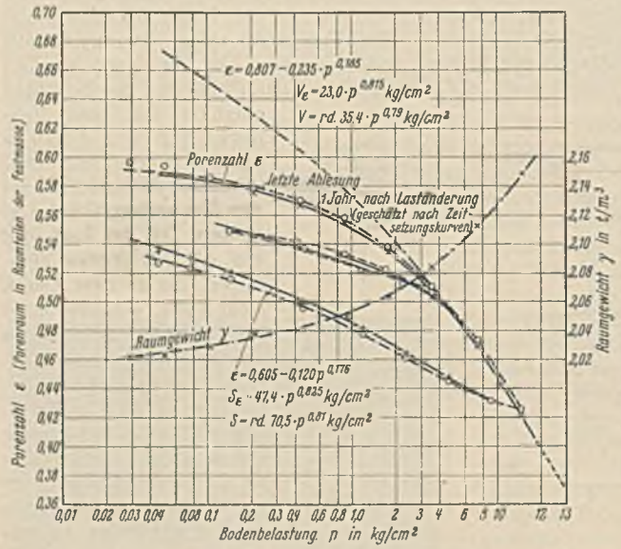


Abb. 12b. Druck-Porenzifferlinien und Raumgewichtslinie.

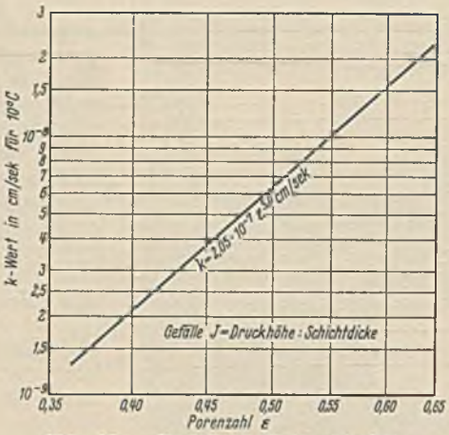


Abb. 12c. Beziehungslinie zwischen Porenziffer ε und Durchlässigkeitsziffer k.

Abb. 12 bis 12c. Eisenbahnbrücke in km 12,8. Probe 365,4; 3,7 bis 4,10 unter Pfeilersohle entnommen.

Die Lösung zu 1. schied aus, weil insbesondere unter den Widerlagern bei einem brauchbaren Abstand der Bohrpfähle die auf einen Bohrpfahl entfallende Last größer geworden wäre als die, welche die Versuchsanstalt unter 1. für den Ton als angemessen hingestellt hatte. Außerdem wäre die Lösung zu 1. teurer geworden als die zu 2. und hätte auch eine erheblich längere Bauzeit erfordert. Die Versuchsanstalt riet, die Pfeiler und Endwiderlager bis zu ihren Auflagerbänken fertigzustellen, die Dämme bis an die Widerlager fertigzuschütten, den Verlauf der Setzungen abzuwarten und aus ihm den Zeitpunkt für den Einbau der stählernen Überbauten zu bestimmen. Die Wirklichkeit gestattete diese Unterbrechungen jedoch nicht.

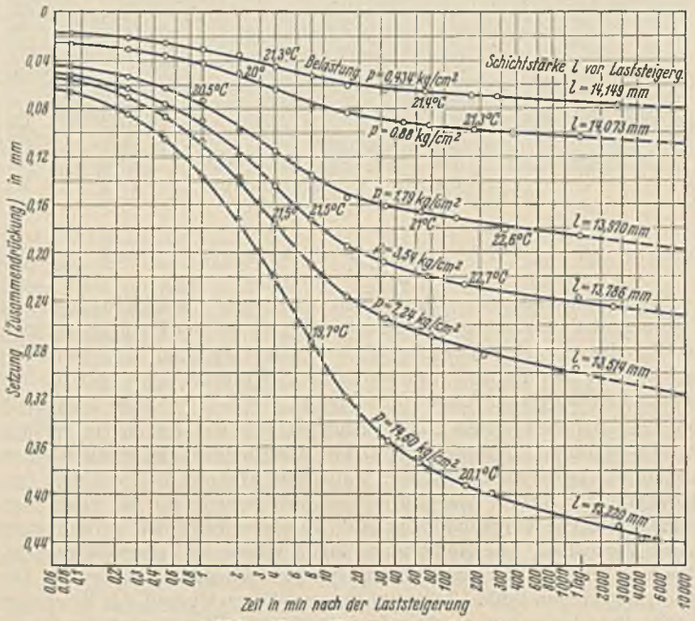


Abb 12a Zeitsetzungslinien.

Die RBD war bestrebt, auch die Spundwände zu sparen, und sah im Leistungsverzeichnis für die Herstellung des Fundamentbetons in trockener Baugrube folgende Möglichkeiten vor: a) Der Grundwasserstand wird bis zur Kiesoberfläche gesenkt, indem je nach Bedarf Schächte mit Hilfe käuflicher Betonringe bis in den lehmigen Kies hinein abgeteuft und in ihnen Pumpensümpfe zur Absenkung des Wassers angelegt werden, oder b) die Baugrube wird mit stählernen Spundwänden eingeschlossen, die bis zur halben Höhe der Geschiebemergelschicht hinabreichen. O.K. dieser Spundwand 30 cm über Grundwasser. Ausführung zu b) kommt nur dann in Frage, wenn a) versagt. Zu a) und b): Man wird darauf bedacht sein müssen, den Erdaushub so gering wie möglich zu gestalten. Man wird also auch bei der Lösung zu a) anstreben, die Baugruben oberhalb des Grundwassers mit nahezu senkrechten Wänden und vielleicht unter Verwendung leichter Aussteifungen herzustellen. Es wird vorausgesetzt, daß die Rohrbrunnen erst abgeteuft werden, nachdem die Baugrube bis zum Grundwasserspiegel ausgehoben ist. Mit a) war nicht weiterzukommen. Der staubartige Boden gab das Wasser nicht ab. Es blieb nur übrig, den suppigen Baugrubeninhalt, von dessen Beschaffenheit Abb. 13 eine Vorstellung gibt, durch Spundwände einzugrenzen und in Gefäßen nach oben zu befördern.

Abb. 13. Baugrube zwischen Spundwänden in km 12,8.

Abb. 14. Pfeiler und Widerlager in km 12,8 vor der Umschüttung.

Abb. 14, während der Aufstellung der Überbauten aufgenommen, vermittelt uns die Umrisse der noch nicht umschütteten Pfeiler und Widerlager. Für letztere ergab sich als wirtschaftlichste Ausführung nicht eine solche in aufgelöster Bauweise, sondern ein quer zu den Gleisen nur 3 m breiter massiver Körper. Indem die Eisenbetonbänke der Widerlager senkrecht zum Gleis 5,7 m breit sind, also auf jeder Seite über die Widerlager ausladen, ergibt sich zwanglos die Verbindung zwischen den Gehwegen der Überbauten und den seitlichen Streifen der Unterbaukrone des Bahnkörpers. Der Betonwulst unter den Parallelflügeln enthält die Rinne für die Rückenentwässerung. In Abb. 15 und 1 rechts sehen wir das Bauwerk fertig.

Die Meßpunktablesungen wurden nun zu Belastung und Zeit nach DIN-Entwurf 1 E 1407[6]) in Abb. 16 bis 19 in Beziehung gesetzt. Dabei hat es sich bei den Widerlagern als zweckmäßig erwiesen, für die verschiedenen Umschüttungshöhen den entsprechenden Anteil des Erddruckes an der Baugrundpressung aus Abb. 20 abzugreifen. Nach dem 11. Juni 1936 enthalten die Ordinaten der Zeitbelastungslinien auch den Anteil aus Verkehrslast.

Bei Pfeiler I (Abb. 16) sind drei Sohlenmeßpunkte eingebaut, *d* und *e* nach dem Wege zu, *a* auf der abgekehrten Seite. Ihre Setzungen sind bis zum Ablauf des Bauvorganges 3 — Beton ganz fertig — äußerst gering und nahezu gleich. Mit dem Verfüllen der Baugrube (4) hat die Setzung von *d* zugenommen, jedoch die von *a* erheblich mehr, während sich der Meßpunkt *e* gehoben hat. Nach dem Einbringen des Überbaues und der Erdschüttung (5 und 6) geht dann e) wieder herunter und liefert schließlich etwa die gleichen Werte wie *d*, nämlich vom Beginn des Betonierens rd. 0.5 cm. Die Setzung von a) hat sich derweil, insonderheit seitdem die Erdschüttung fertig war (6), stark ausgeprägt entwickelt, und zwar auch noch über den 11. Juni 1936, an dem der Betrieb auf der Strecke aufgenommen wurde, hinaus. Sie erreicht Mitte November 1936 nahezu 2,5 cm. Von den beiden Grundmeßpunkten zeigte, wie zu erwarten, der tiefer reichende *b* eine geringere Setzung an als der flacher eingebrachte *c*. Auffallend ist auch bei ihnen, daß sie sich ähnlich wie der Sohlenmeßpunkt *e* zu gewissen Zeiten gehoben haben. Der im wesentlichen durch die Dammschüttung hervorgerufene Unterschied zwischen den Setzungen von *a* einerseits und *d*, *e* anderseits, 2,5 — 0,5 = 2,0 cm, dürfte veranlaßt haben, daß der Pfeiler nach dem Damm hin um etwa 2,9 cm gekippt ist.

Pfeiler II (Abb. 17) hat nach dem Wege zu zwei Sohlenmeßpunkte, nach der Dammseite einen: *a*, *b* und *e*. Meßpunkt *e* setzte sich bis zur Belastungsstufe 5 weniger als die Meßpunkte *a* und *b*, um danach aber Ende November 1936 ebenso wie *a* etwas über 3 cm anzuzeigen, während *b* nur gegen 2,5 cm heruntergegangen ist. Von den beiden

[6]) Richtlinien für die Durchführung von Beobachtungen der Bewegungen von entstehenden und fertigen Bauwerken. Bauing. 1936, Heft 27/28.

Abb. 15. Die Unterführung in km 12,8 im Betriebe.

Grundpegeln *c* und *d* ist hier *d* der längere. Eigenartig hier wie bei Pfeiler I um die Betriebseröffnung herum ein geringes, eng begrenztes Einsinken aller Kurven, das vielleicht von den Verkehrserschütterungen herrühren könnte. Die dort erwähnte zeitweilige Hebung der Grundmeßpunkte auch hier.

Wir erwähnten, daß bei den Widerlagern von Sohlen- und Grundmeßpunkten abgesehen wurde und sie mit Bolzen ausgerüstet wurden, und zwar etwa in Geländehöhe.

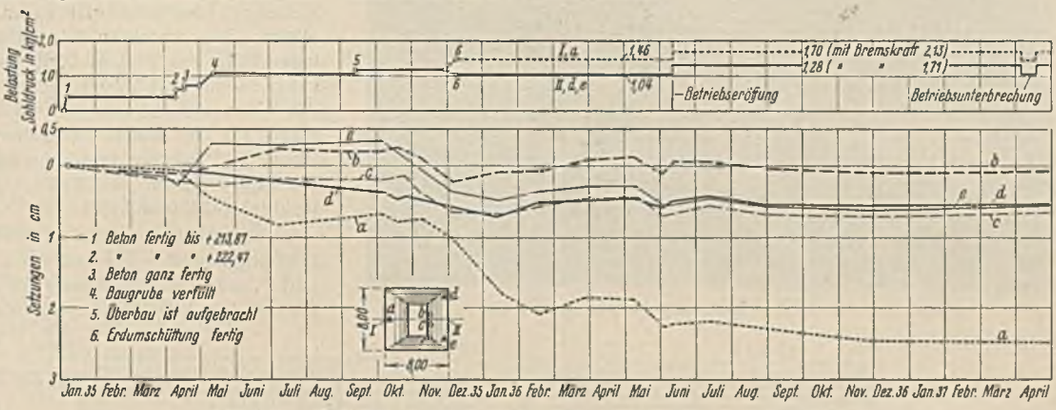


Abb. 16. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Pfeiler I in km 12,8.

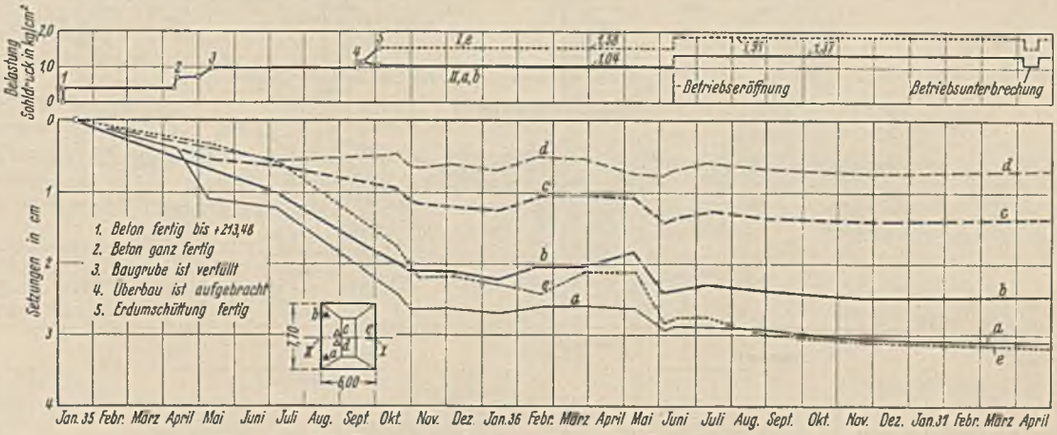


Abb. 17. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Pfeiler II in km 12,8.

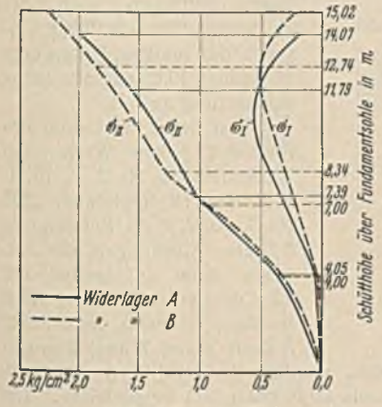


Abb. 20. km 12,8.
Spannungen in der Widerlagersohle infolge der Umschüttung.

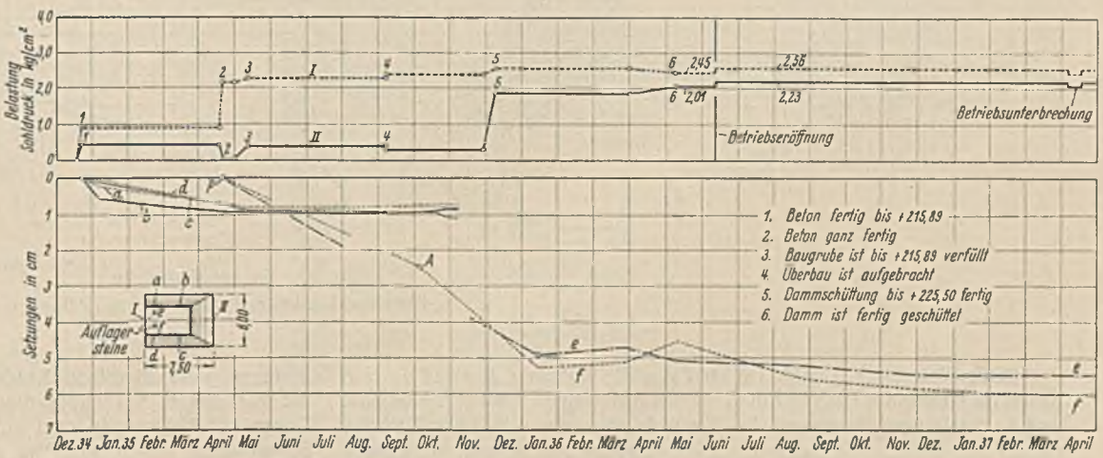


Abb. 18. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Widerlager *A* in km 12,8.

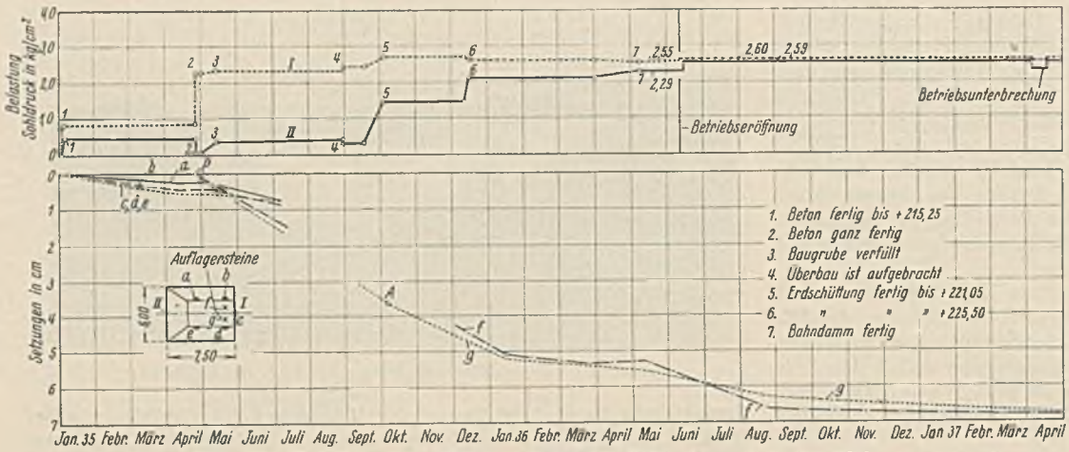


Abb 19. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Widerlager *B* in km 12,8.

versäumt wurde, ihren Abstand von O.K. Auflagerstein zu messen. Wir haben dann von Mitte Oktober 1935 als Behelf erstmalig die O.K. des Auflagersteins *f* und von Mitte Januar 1936 ab die des Auflagersteins *e* eingeführt. Beim Auftragen des Punktes *A* wurde vorausgesetzt, daß bei dem Arbeitsabschnitt 2 der Stein in der Sollhöhe (*P*) angelegt ist. Abb. 18 zeigt, daß diese Annahme nicht zutrifft, sondern daß *e* und *f* zu tief angelegt sind. Man hat also entgegen Abb. 18 damit zu rechnen, daß sich *e* und *f* nicht bis zu 6, sondern nur etwa bis zu 4,5 cm gesetzt haben.

Für Widerlager *B* (Abb. 19) gilt das eben Gesagte sinngemäß. Die ab Oktober 1935 vorgenommenen Einwiegungen der Auflagersteine *g*, *f* wurden ebenfalls unter der Annahme, daß die Steine im Arbeitsgang 2 scharf nach der Sollhöhe hergestellt sind, in Abb. 19 einbezogen. Aus der Auftragung ist nicht zu schließen, ob das zutrifft. Wenn ja, so haben wir bis Dezember 1936 Setzungen von etwa 6,5 cm.

Es war nicht beabsichtigt, etwaige seitliche Verschiebungen oder Verkantungen der Baukörper zu messen. Sie sind ja auch nur gering gewesen. Man beschränkte sich darauf, die Mittenabstände der vier Auflagerbänke von Zeit zu Zeit nachzuprüfen. Das geschah Oktober 1935 sowie Januar und März 1936 mit stählernen Meßbändern. Die Einwirkung der Wärmeunterschiede auf sie wird nicht berücksichtigt sein. Entwurfsmäßig soll der Abstand zwischen den Pfeilern 25 m, der zwischen Widerlager und Pfeiler je 11,43 m sein. Gemeldet wurden für die Mitte 24,970 bis 24,979 m, für die linke Öffnung 11,372 bis 11,374 m und für die rechte 11,414 und 11,418 m.

Nach Abb. 11 wurden unter Pfeiler II sechs Meßdosen und unter Pfeiler I zehn angeordnet. Von ersteren schlugen nur an: am 16. April 1935 Nr. 3, 1, 4 und 5, am 18. September 1935 Nr. 3, 1, 4, am 14. Januar, 4. Juni und 23. Oktober 1936 Nr. 3. Von da ab wurde dort nicht mehr abgelesen.

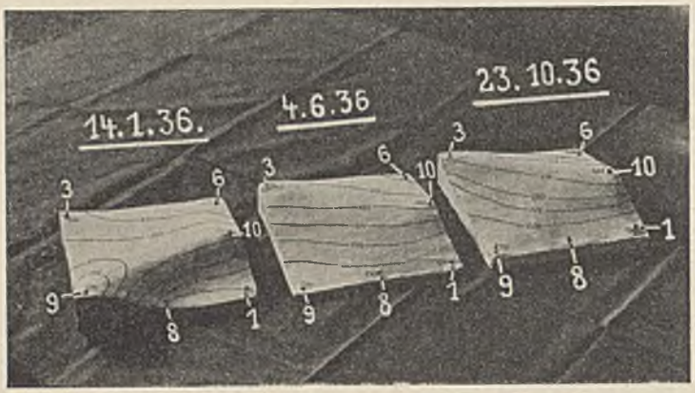


Abb. 21. km 12,8. Spannungskörper für Pfeiler I.

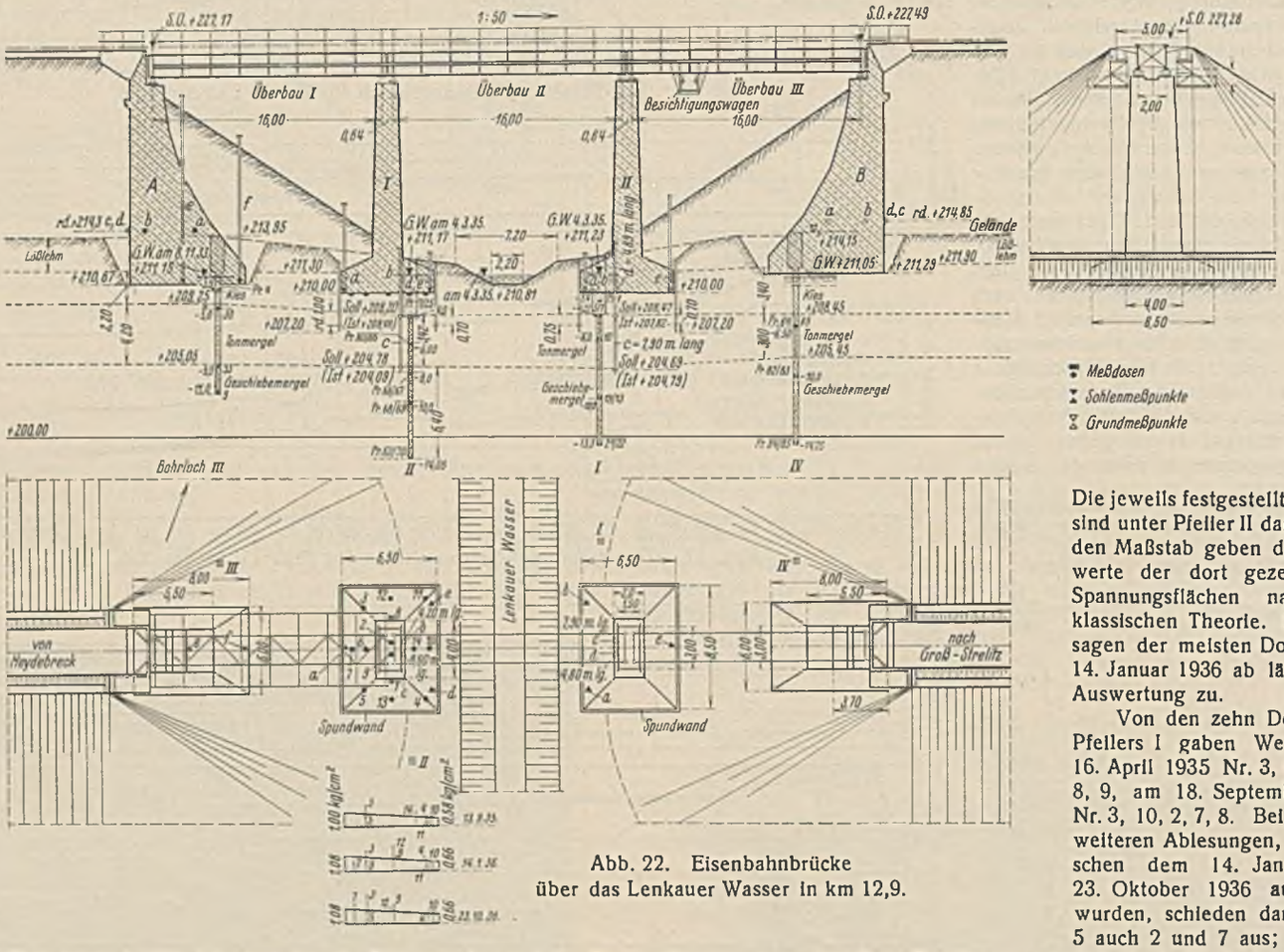


Abb. 22. Eisenbahnbrücke über das Lenkauer Wasser in km 12,9.

Die jeweils festgestellten Werte sind unter Pfeiler II dargestellt; den Maßstab geben die Randwerte der dort gezeichneten Spannungsflächen nach der klassischen Theorie. Das Versagen der meisten Dosen vom 14. Januar 1936 ab läßt keine Auswertung zu.

Von den zehn Dosen des Pfeilers I gaben Werte: am 16. April 1935 Nr. 3, 6, 10, 1, 8, 9, am 18. September 1935 Nr. 3, 10, 2, 7, 8. Bei den drei weiteren Ablesungen, die zwischen dem 14. Januar und 23. Oktober 1936 ausgeführt wurden, schieden dann außer 5 auch 2 und 7 aus; dagegen schlugen stets dieselben Randdosen, nämlich 3, 6, 10, 1, 8 und 9 an. Sie gestatteten, Spannungskörper aus Gips (Abb. 21) herzustellen. Die Dosen mit Ablesungen sind auf ihnen durch Punkte kenntlich gemacht, Schichtlinien zeigen die Orte gleicher Spannung. Die Körper sind ein Mittelding zwischen denen nach der landläufigen Theorie und denen, die

Beim Widerlager *A* (Abb. 18) sind das die Bolzen *a*, *b*, *c* und *d*. Sie geben bis November 1935 fast die gleichen Ablesungen, obwohl zwischen 2 und 4 die Baugrundpressung bei Kante I etwa um 1,89 kg/cm² größer ist als die bei II. Ab November 1935 schieden die Bolzen für weitere Höhenmessungen aus, weil sie unter der Erdschüttung verschwanden und

Kögler für starre Baukörper[7]) als wahrscheinlich angibt. Unsere Ergebnisse sind naturgemäß nicht unbedingt beweiskräftig, schon weil die Dosen im Schwerpunkte ausgefallen sind und weil bei den Dosen vielleicht mit Ermüdungserscheinungen zu rechnen ist. Wir ermittelten nun den Inhalt der Spannungskörper der Abb. 21 für den 14. Januar 1936 zu 782 t, den 4. Juni 1936 zu 665 t und den 23. Oktober 1936 zu 865 t. Demgegenüber steht der Belastungskörper nach der klassischen Theorie mit 800 t. Das zeigt doch eine verhältnismäßig günstige Übereinstimmung, denn die Abweichungen von 800 t betragen — 2,25%, — 16,9% und + 8,2%. Nicht so günstig finden wir die Übereinstimmung bei einem Gipskörper, den wir für die Messung am 16. April 1935 herstellten — er ist im Lichtbilde nicht wiedergegeben —, und zwar beträgt sein Inhalt 297 t gegenüber 384 t nach der Theorie (Abweichung — 22,6%). Daß beispielsweise nach Abb. 21 u. 11 Dose 9 nacheinander 0,3, 2, 0,2 und 0,75 kg/cm² anzeigt, oder daß die Spannung in Dose 2 am 18. September 1935 auf etwa 2,7 kg/cm² hinaufklettert, zu einer Zeit, wo nach Abb. 16 u. 11 die Randspannung bei 1,15 kg/cm² liegt, darf vielleicht nicht überraschen. Die Verdichtungen werden im Baugrund je nach dessen Aufbau nicht gleichmäßig vor sich gehen. So können z. B. größere Findlinge oder stärker verdichtete Stellen im Untergrund den Baukörper eine Zeitlang unter einer eng begrenzten Fläche stützen, wobei dann andere Stellen entlastet werden und die entsprechenden Dosen geringere Werte geben.

Abb. 23. Schaubild der Eisenbahnbrücke über das Lenkauer Wasser in km 12,9.

1b) km 12,9 (Abb. 1, 22 bis 28).

Der Untergrund der Pfeiler und Widerlager wurde durch vier Bohrungen aufgeschlossen. Es ergibt sich an allen Stellen ungefähr das gleiche Bild (Abb. 22). Unter einer 1,10 bis 2,30 m mächtigen Schicht trockenen Lößlehmes steht Kies und Kalksteingeröll, dessen Oberfläche ziemlich gleichmäßig auf + 211,3 bis 211,9 NN liegt und dessen Mächtigkeit zwischen 2,2 bis 3,4 m schwankt. Der dann folgende Ton hat eine Schichthöhe von 3 bis 3,8 m, und seine Oberfläche liegt zwischen + 208,45 bis 209,25 NN. Auch die Oberfläche des den Ton unterlagernden Geschiebemergels ist verhältnismäßig gleichmäßig + 204,7 bis + 205,5 NN. Seine Mächtigkeit wurde bei 6,4 m Schichthöhe noch nicht erbohrt. Proben wurden aus dem Kies, Ton und Geschiebemergel in größerer Zahl (28 Stück) entnommen. Die beiden Kiesproben wurden nicht weiter untersucht. Kies und Kalksteingeröll sind fest gelagert und bilden einen guten Baugrund.

Die Untersuchung der übrigen entnommenen Bodenproben hatte das in Tabelle b dargestellte Ergebnis. Man ersieht daraus sofort die starke Wasseranlagerung der Tonminerale im Tonmergel. Trotzdem ist der Geschiebemergel, wie man aus der Lage des Wassergehalts zur Fließ- und Ausrollgrenze erkennt, bei manchen Proben (66, 68, 33, 9 und 82) weicher als der Tonmergel (86). Der Schubwiderstand des Tonmergels im gewachsenen Zustande zeigt eine ziemlich hohe Kohäsion. Bei den Verdichtungsversuchen wurde festgestellt für den Tonmergel eine Verdichtungsziffer $V = 96\,p$ und eine Schwelziffer $S = 75\,p$. Für den Geschiebemergel wurden die entsprechenden Werte zu $V = 216\,p$ und $S = 125\,p$ ermittelt.

Eine mit diesen letzteren Werten durchgeführte Setzungsberechnung ergab eine Setzung in der Mitte der Fundamentsohle zu rd. 3,3 cm, während die beobachteten Setzungen an der Sohlenkante nach der Brückenmitte 0,6 cm und nach dem Damm 4,8 cm, in der Mitte also 2,7 cm bis jetzt betragen. Bei der ersten Setzungsberechnung, die auf Grund von Versuchen an gestörten Proben durchgeführt wurde, waren die Setzungen wesentlich größer (7 cm). Die Widerlager sind darüber hinaus noch dem Einfluß der Dammschüttung unterworfen.

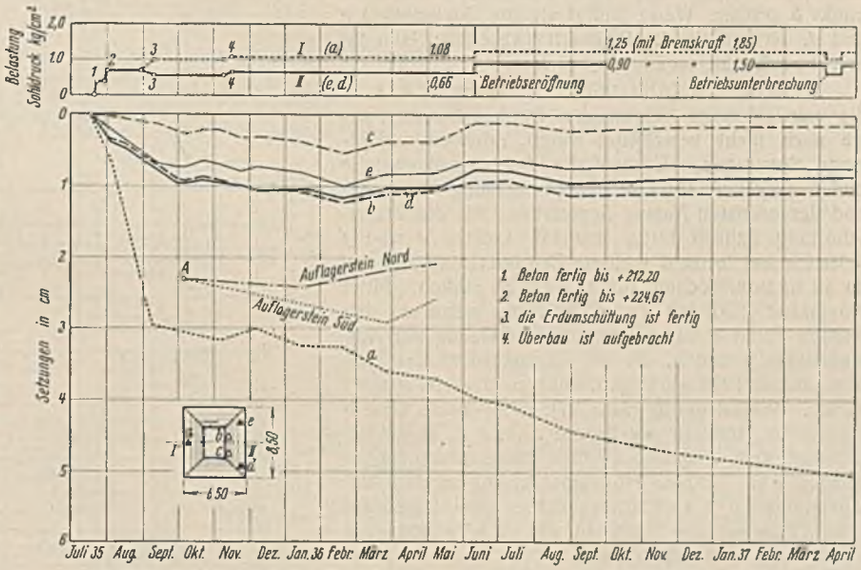


Abb. 24. km 12,9. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Pfeiler I.

Die Widerlager ähneln denen bei km 12,8. Die Pfeiler wurden mit Spundwänden umschlossen (Abb. 22), die in die Grundwassersohle — Tonmergel — eingreifen, um die fertigen Baukörper vor Unterspülen zu

[7]) Bauing. 1926, Heft 6, Über die Verteilung des Bodendrucks unter Gründungskörpern. — Ders., Bautechn. 1927, Heft 29, Druckverteilung im Baugrunde; ferner Bauing. 1929, Heft 32, Preß, Druckverteilung im Baugrunde. Schleicher, Zur Theorie des Baugrundes. Bauing. 1926, Heft 48/49.

Tabelle b.

Probe	Tiefe unter Bauwerksohle m	Bodenart	Wassergehalt in % d. Gew. der Trockensubstanz	Fließgrenze %	Ausrollgrenze %	Plastizitätszahl	Sand %	Mehlsand %	Schluff %	Rohton %	Schubwiderstand
Bohrloch III 30	2,5	Tonmergel	33,4	70,7	22,7	48,0	—	—	—	—	—
„ III 33	6,5	Geschiebemergel	16,0	25,0	9,8	15,2	37,0	34,0	20,0	9,0	—
„ III 9	8,5	„	15,5	23,7	10,1	13,6	—	—	—	—	—
„ II 25	1,5	Tonmergel	34,7	73,0	22,3	50,7	—	7,0	66,0	27,0	—
„ II 86	3,5	„	33,5	54,5	16,5	38,0	—	—	—	—	—
„ II 66	5,5	Geschiebemergel	14,0	21,0	9,7	11,3	—	—	—	—	—
„ II 68	7,5	„	14,9	21,8	9,4	12,4	—	—	—	—	—
„ II 63	11,5	„	12,3	23,5	9,1	14,4	—	—	—	—	—
„ II Stanze	12,0	„	17,4 bis 10,8	22,6	10,7	11,9	—	—	—	—	—
„ I 7	1,7	Tonmergel	34,0	74,6	20,1	54,5	—	—	—	—	—
„ I 10	3,5	„	36,6	76,3	19,9	56,4	—	—	—	—	—
„ I 19	7,5	Geschiebemergel	12,6	21,7	9,4	12,3	—	—	—	—	—
„ I 21	10,8	„	12,3	21,2	9,5	11,7	—	—	—	—	—
„ IV 64	4,0	Tonmergel	32,6	55,3	15,4	40,0	—	—	—	—	—
„ IV 82	7,5	Geschiebemergel	13,5	20,2	9,0	11,2	—	—	—	—	—
„ IV 84	12,25	„	12,6	21,1	9,3	11,8	—	—	—	—	—
365/ 6	3,0	Tonmergel	33,6	64,0	21,0	43,0	2,0	3,0	45,0	50,0	$\tau = 0{,}32\,\nu$ $\tau_{gew} = 0{,}18\,\nu + 0{,}35$
365/ 7	5,7	Geschiebemergel	15,1	36,4	12,5	23,9	14,0	29,0	35,0	22,0	—

schützen und um die Wasserhaltung zu erleichtern. In den nicht von Spundwänden umfriedeten Baugruben der Widerlager wurde man des Wassers mit einfachen Mitteln Herr. Abb. 23 zeigt das Bauwerk fertig mit seinen schlanken und befriedigenden Umrissen.

Pfeiler I und II haben je drei Sohlen- und zwei Grundmeßpunkte. Im Gegensatze zu dem vorstehend beschriebenen Bauwerk (km 12,8) erhielt auch Widerlager *A* zwei Sohlenmeßpunkte. In *A* sind dann ebenso wie in *B* oberhalb der ursprünglichen Geländelinie zur aushilfsweisen Messung noch Bolzen einbetoniert worden (Abb. 22, 24 bis 27). Pfeiler I: Alle Meßpunkte gehen hinunter, etwa bis nach Beendigung der Bauarbeiten zu 3, und zwar *a* besonders stark. Von da ab bleiben *e*, *d* sowie *b*, *c* annähernd in gleicher Höhe, um jedoch zeitweise wieder zu steigen. *a* dagegen sinkt weiter ab und erreicht Mitte November 1936 über 4,5 cm, ohne daß sich ein naher Wendepunkt ankündigte. Anfang Oktober 1935 sind auch noch die Auflagersteine in die Messung einbezogen worden, wobei man ihre damalige Lage *A* so eintrug, als wenn sie bei Beendigung der Arbeiten zu 2 die genaue Sollhöhe gehabt hätten. Auch ihre Setzungslinien schwenken nach oben um. Daß der Grundmeßpunkt *b* größere Werte liefert als die Sohlenpegel *e* und *d*, ist auffallend. Pfeiler II (Abb. 25): Hier ist fast dasselbe zu sagen wie bei I.

Widerlager *A* (Abb. 26): Die Bolzen *a*, *b*, *c*, *d*, die nur so lange eingewogen werden konnten, als sie noch nicht verschüttet waren, erfuhren nur geringe Setzungen. Ebenso die Sohlenmeßpunkte *e* und *f* zwischen ihrer ersten Einmessung Mitte Juli und der nächsten Anfang September. Als die Dammschüttung nahezu fertig war (4), sackten *e* und *f* plötzlich fast lotrecht mehrere Zentimeter ab, um von da ab ununterbrochen auf 14,5 cm zu sinken. Mitte November 1936 sah es so aus, als wenn sie den tiefsten Punkt erreicht hätten. Die Setzung der Auflagersteine *g* und *h*, die wir erstmalig Oktober 1935 bzw. Januar 1936 einwogen, läuft zu der von *e* und *f* gleich. Widerlager *B* (Abb. 27): Hier keine Grundmeßpunkte, sondern nur Bolzen *a*, *b*, *c*, *d*, deren Benutzung vom Augenblick ihrer Einschüttung unterbunden war. Sodann Höhenmessungen an den Auflagersteinen *e*, *f* ab Oktober 1935; diese lassen auf etwa 12 cm Setzung schließen, die eine Vergrößerung kaum noch in Aussicht stellt.

Der Mittenabstand beider Pfeiler in O.K. Auflagerstein, der nach dem Entwurf 16,64 m betragen soll, wuchs vom 30. September 1935 bis zum 26. März 1936 auf 16,671 m. Das deckt sich mit dem Verhalten der Sohlenmeßpunkte. Der entsprechende entwurfsmäßige Abstand zwischen *A* und I (*B* und II) beträgt 16,32 m. Er vergrößerte sich links auf 16,382 und rechts auf 16,327 m.

Bei diesem Bauwerk wurden nur unter Pfeiler I Fueß-Dosen eingebettet, und zwar 14 Stück (Abb. 22). Von ihnen schlugen bei den drei durchgeführten Messungen nur bis zu acht an. Welche und mit welchen Werten sehen wir in Abb. 22 unten und in den Gipskörpern (Abb. 28). Erfreulich ist, daß hier jedesmal wenigstens eine Mitten-Dose antwortete. Der zeitlich erste Körper zeigt 567 t an, der mittlere 387 t und der jüngste 535 t. Demgegenüber das Soll des ersten Körpers von 436 t und der anderen von je 481 t.

1 c) km 13,1 (Abb. 1, 29 bis 34).

Die Schürf(Bohr-)löcher I und II sind in Abb. 29 wiedergegeben. Als nicht tragfähig schied von vornherein im Bohrloch I der Boden oberhalb + 213,73 NN und im Bohrloch II oberhalb + 216,40 NN aus, weil er vornehmlich aus Löß besteht und durch Berührung mit Wasser nach kurzer Zeit anfängt weich zu werden. Die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau hat aus Schürf(Bohr-)loch I acht und aus II zwölf Bodenproben untersucht. Die Schichtverzeichnisse geben den Ort ihrer Entnahme — z. B. Pr. 71 — und die Bezeichnungen für die Bodenarten wieder, die die Versuchsanstalt unterhalb + 213,73 und + 216,40 NN auf Grund der Untersuchung der Bodenproben ermittelt hat. Man fand in I die Oberkante der wasserführenden Schicht auf etwa + 212,60 NN und ihre Mächtigkeit zu 2,50 m, in II die Oberkante auf etwa + 213,50 NN und ihre Mächtigkeit zu 1,35 m. Wassergehalt und Plastizitätszahl der wasserführenden Schicht sind derart, daß sie bei ihrer dichten Lagerung als Baugrund geeignet erscheint. Die über der wasserführenden Schicht liegenden lehmigen Sandböden sind trocken und fest gelagert. Im Mittel liegt ihre Fließgrenze bei 19,4 %, ihre Ausrollgrenze bei 17,0 % und die Plastizitätszahl bei 3,1. Diese lehmigen Sandböden lassen sich verhältnismäßig wenig verdichten. Das Liegende unterhalb der wasserführenden Schicht, d. h. unterhalb + 210,03 und unterhalb + 211,90 ist Geschiebemergel, der eine Einlagerung von Tonmergel umschließt. Die oberen sandigen Schichten sind weniger zusammendrückbar als der Tonmergel (Tabelle c). Auch hier ist nur der Geschiebemergel Probe 8 etwas weicher,

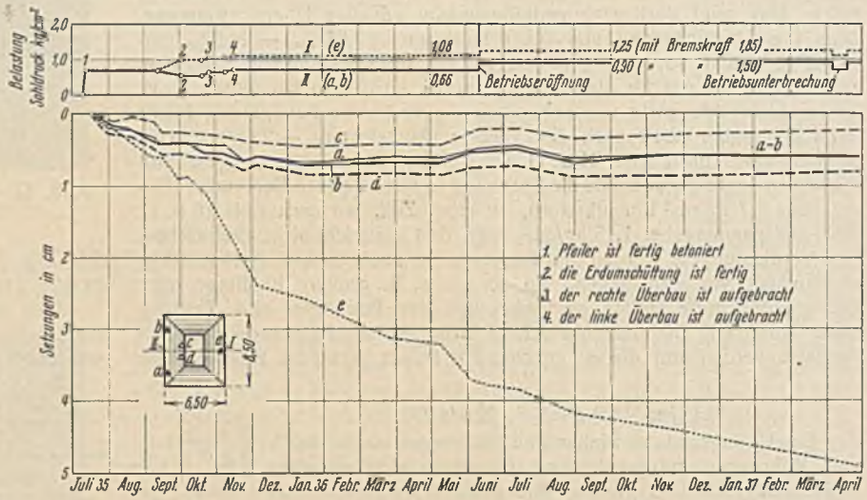


Abb. 25. km 12,9. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Pfeiler II.

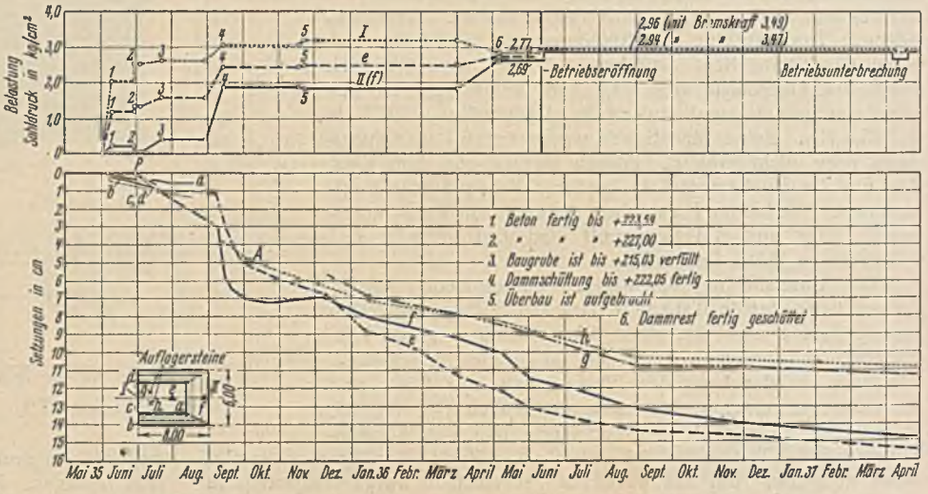


Abb. 26. km 12,9. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Widerlager *A*.

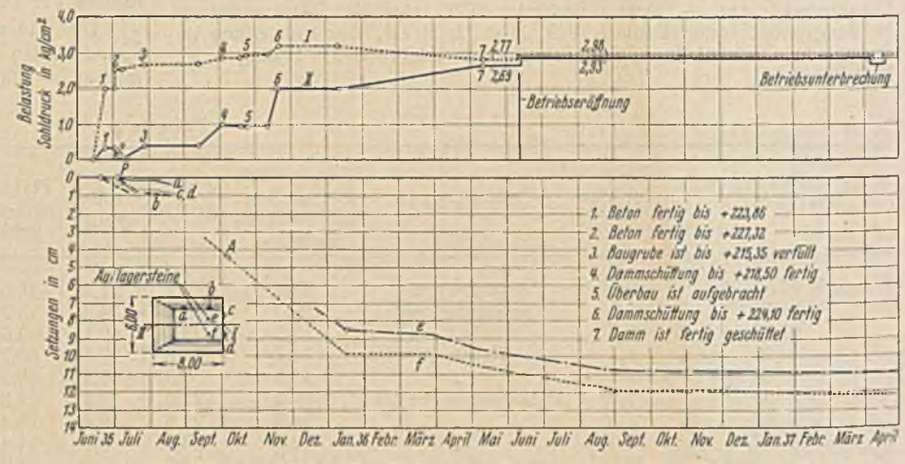


Abb. 27. km 12,9. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Widerlager *B*.

sonst liegt der Wassergehalt der Proben in der Nähe der Ausrollgrenze, so daß eine genügend feste Konsistenz der Böden vorhanden ist. Der Schubwiderstand des Tonmergels entspricht dem dieser Böden. Die starke Kohäsion des Bodens deutet auf dichte Lagerung. Die Verdichtungsversuche mit dem gewachsenen Boden ergaben für 365/1 und 2 Verdichtungsziffern $V = 40{,}0\ p^{0{,}87}$ und $37{,}3\ p^{0{,}7}$, sowie Schwellziffern $S = 90\ p$ und $55{,}4\ p^{0{,}79}$. Setzungsberechnungen wurden mit diesen Werten nicht durchgeführt. Sie würden wahrscheinlich wesentlich kleinere Werte ergeben, als früher auf Grund von Versuchen mit gestörten Proben erhalten wurden.

Es wäre verfehlt gewesen, die Bauwerkslast durch Pfähle auf den nachgiebigen Tonmergel zu leiten. Sie würden außerdem in einem gewissen Bereich um die Pfähle herum den Aufbau des Tonmergels zerstört und ihn weich gemacht haben. Die Versuchsanstalt schlug deshalb vor, Widerlager und Pfeiler durchweg auf den lehmigen Sand hinabzuführen. Rechts blieb man dabei außerhalb des Grundwasserbereiches, links kamen wir auf den Grundwasserspiegel oder auch etwas tiefer. Im letzten Falle haben wir das Grundwasser etwa 1 m unter die Bausohle gesenkt, um zu vermeiden, daß das unter Druck auftretende Grundwasser den Baugrund (lehmigen Sand) auflockert und weich macht.

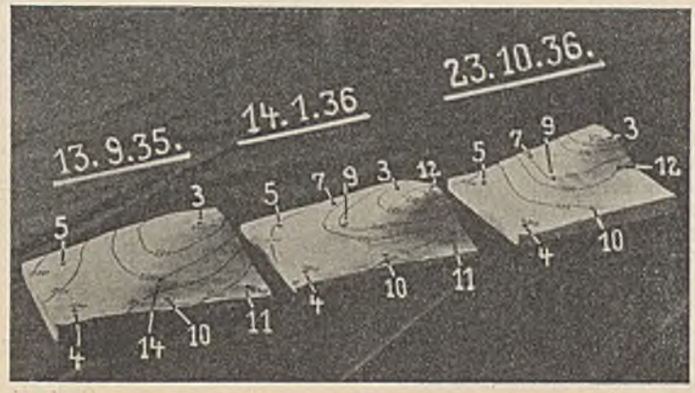


Abb. 28. km 12,9. Spannungskörper für Pfeiler I.

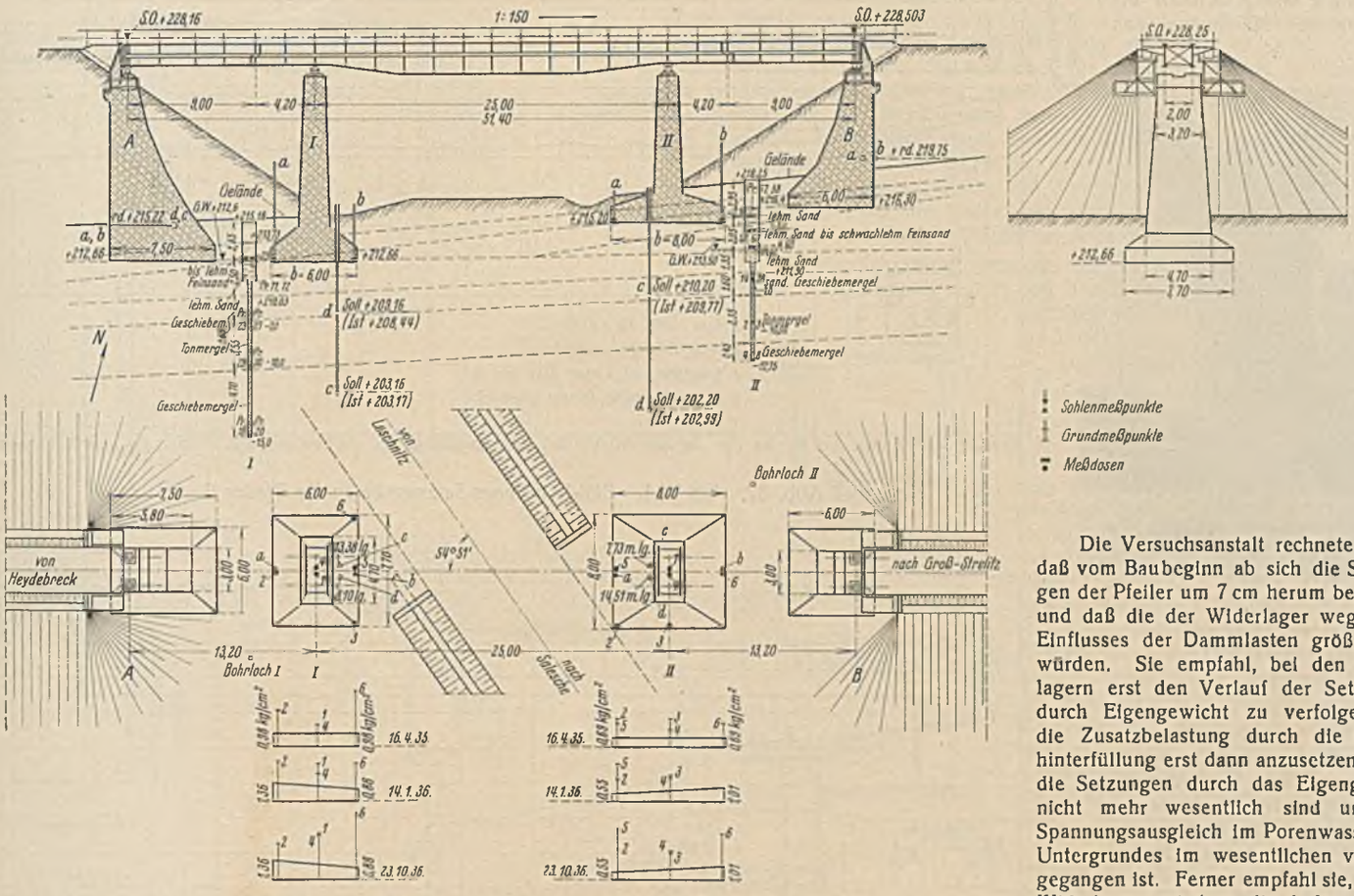


Abb. 29. Unterführung der Kunststraße in km 13,1.

Die Versuchsanstalt rechnete damit, daß vom Baubeginn ab sich die Senkungen der Pfeiler um 7 cm herum bewegen, und daß die der Widerlager wegen des Einflusses der Dammlasten größer sein würden. Sie empfahl, bei den Widerlagern erst den Verlauf der Setzungen durch Eigengewicht zu verfolgen und die Zusatzbelastung durch die Bodenhinterfüllung erst dann anzusetzen, wenn die Setzungen durch das Eigengewicht nicht mehr wesentlich sind und der Spannungsausgleich im Porenwasser des Untergrundes im wesentlichen vor sich gegangen ist. Ferner empfahl sie, auf die Widerlager erst dann die Auflagerbänke und den Überbau zu bringen, wenn nach dem Verlauf der Setzungskurve wesentliche Setzungen nicht mehr zu erwarten sind. Die Rücksicht auf die gesamten Bauarbeiten an der Strecke verlangte aber auch hier, das Bauwerk in einer Folge herzustellen und dann erst zu schütten.

Tabelle c.

Probe	Tiefe unter Bauwerksohle m	Bodenart	Wassergehalt in % d. Gew. der Trockensubstanz	Fließgrenze %	Ausrollgrenze %	Plastizitätszahl	Sand %	Mehlsand %	Schluff %	Rohton %	Schubwiderstand
Bohrloch I 27	4,5	Tonmergel	33,7	79,5	25,7	53,8	—	—	—	—	—
„ I 29	7,5	„	30,0	52,5	20,6	31,9	—	—	—	—	—
„ I 20	12,5	Geschiebemergel	12,4	23,2	11,2	12,0	—	—	—	—	—
„ II 60	0,5	Lehm. Sand	11,2	15,0	11,2	3,8	—	—	—	—	—
„ II 62	2,1	Schwererlehm. Feinsand	18,4	21,3	22,8	1,5	—	—	—	—	—
„ II 14	4,5	Sand. Geschiebemergel	13,2	19,4	10,5	8,9	—	—	—	—	—
„ II 3	7,5	Tonmergel	36,6	72,7	27,1	45,6	—	8,0	32,0	60,0	—
„ II 8	10,25	Geschiebemergel	14,0	22,3	9,5	12,8	28,0	34,0	22,0	16,0	—
365/ 1	3,80	Tonmergel	16,5 bis 27,0	48,7	15,6	33,1	2,0	33,0	39,0	26,0	—
365/ 2	7,20	„	25,6	45,5	14,4	31,1	16,0	16,0	34,0	34,0	$\tau = 0{,}32\,\nu + 0{,}13\,\nu_{gew} + 0{,}45$

Katedra Wytrzymałości Materiałów
i Statyki Budowli

Abb. 30 vermittelt die Umrisse eines Widerlagers und eines Pfeilers. Das fertige Bauwerk ähnelt dem in km 12,8.

Pfeiler I und II haben je zwei Sohlen- und zwei Grundmeßpunkte (Abb. 29, 31 u. 32). Pfeiler I: Solange die Sohle gleichmäßig belastet ist, d. h. bevor der Arbeitsgang 4 einsetzt, setzt sich der Sohlenmeßpunkt *a* mehr als der Sohlenmeßpunkt *b*. Sobald aber die Lasten nach der Kante I hin das Übergewicht gewinnen, setzt sich *a* mehr. Auffallend sein plötzlicher Sprung nach oben Ende März 1936. Eigenartig sind die Setzungslinien der Grundmeßpunkte *c* und *d*. Gleich bei Einleitung der Messungen und

Abb. 30.
Widerlager und Pfeiler
in km 13,1.

dann auch später erfahren sie Hebungen; und von Dezember 1934 bis September 1935 sind die Setzungen des tiefer reichenden Grundmeßpunktes *c* größer als die des höher angeordneten *d*. Pfeiler II: Nach Anfang Oktober 1935 sinkt Sohlenmeßpunkt *b* bis 3 cm tiefer als Sohlenmeßpunkt *a*. Zu derselben Zeit heben sich die Sohlenmeßpunkte *c* und *d*. Ob beim Kanten des Pfeilers nach der Linie I hin die Gestänge *c* und *d* durch irgendeine Hemmung nach oben mitgenommen worden sind?

Widerlager *A* (Abb. 29, 33): Die Bolzen *a*, *b*, *c*, *d* in Erdbodengleiche sind auch hier nur beobachtet worden, bis sie eingeschüttet sind. Vor Mitte Oktober 1935 und Januar 1936 haben wir die Auflagersteine *e* und *f* eingewogen und sie wieder wie üblich an den Punkt *P* gehängt. Widerlager *B* (Abb. 29, 34): Hier Setzungslinien der Bolzen *a* und *b* und später der Auflagersteine *c* und *d*. Die größten Setzungen zeigt bis jetzt Pfeiler II mit etwa 4,1 cm und Widerlager *A* mit 6 cm.

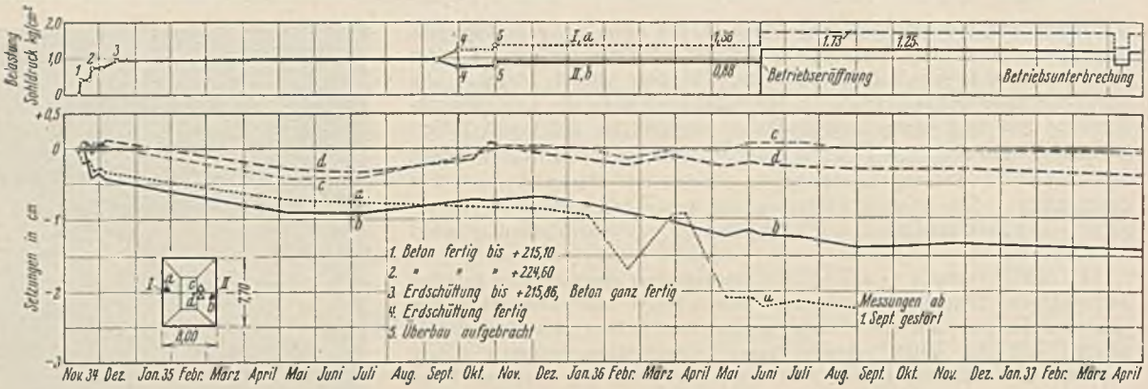


Abb. 31. km 13,1. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Pfeiler I.

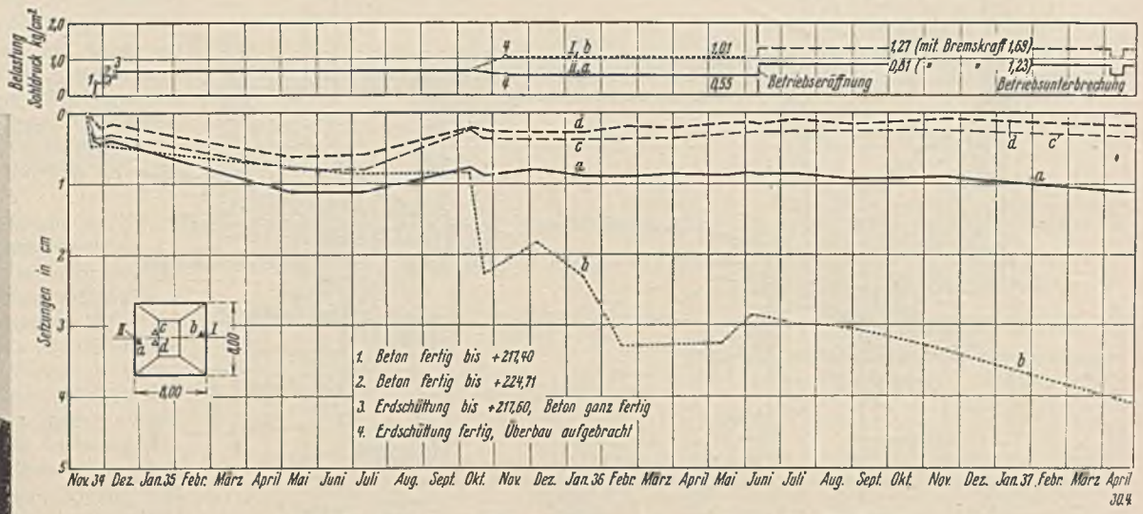


Abb. 32. km 13,1. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Pfeiler II.

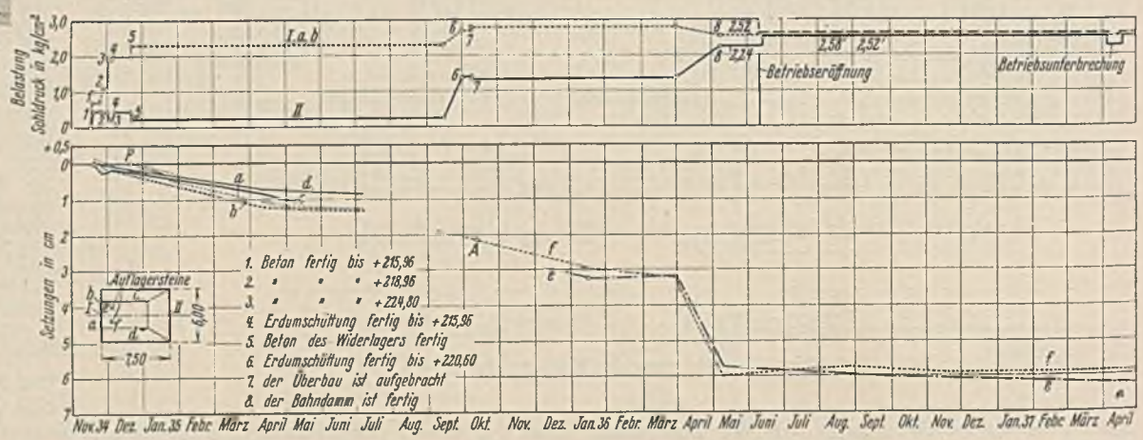


Abb. 33. km 13,1. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Widerlager *A*.

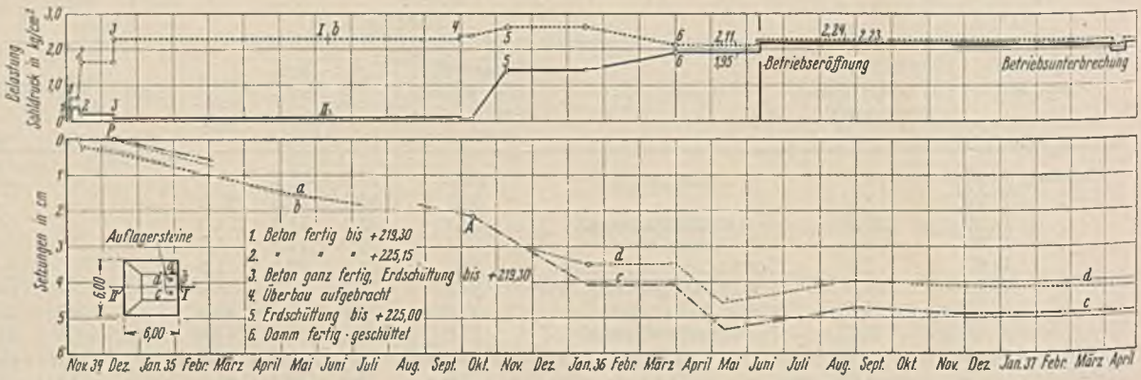


Abb. 34. km 13,1. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Widerlager *B*.

Für die Entwurfsmaße in der Auflagerlinie, die 13,2 m, 25 m und 13,2 m sind, fanden wir am 10. Oktober 1935: 13,216, 24,983 und 13,218 m; am 15. Januar 1936: 13,217, 24,994 und 13,205 m; und am 26. März 1936: 13,220, 25,002 und 13,202 m.

Jeder Pfeiler erhielt sechs Meßdosen (Abb. 29). Nicht geantwortet haben unter I Nr. 3 und 5 und unter II Nr. 1 alle dreimal und Nr. 6 bei der mittleren Messung. Bei I überraschen die hohen Werte der Nr. 2 und 6. Ist es aber nicht denkbar, daß der Pfeiler sich wegen der unterschiedlichen Festigkeit des Baugrundes eine Zeitlang auf einer Fläche abgestützt hat, die über 2, 1, 4 und 6 streicht, wobei dann 3 und 5 ausgeschaltet sind? Ähnlich könnte man die Werte der Dosen unter II deuten. Jedenfalls gestatten diese Ergebnisse keine Auswertung, und zwar vornehmlich, weil zuwenig Dosen eingebaut sind. Man sollte künftig die Kosten nicht scheuen und einmal eine Pfeilersohle möglichst dicht mit Dosen besetzen. Möglich ist bei km 13,1 natürlich auch, daß diese oder jene Dose aus den früher angegebenen Gründen unrichtige Werte anzeigt.

Abb. 35b. Grundriß des Nordwiderlagers mit Flügeln.

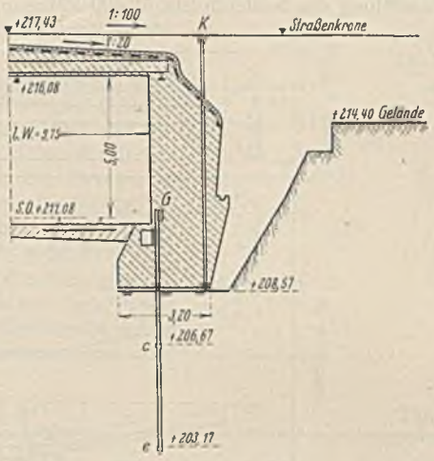


Abb. 35a. Querschnitt des Nordwiderlagers.

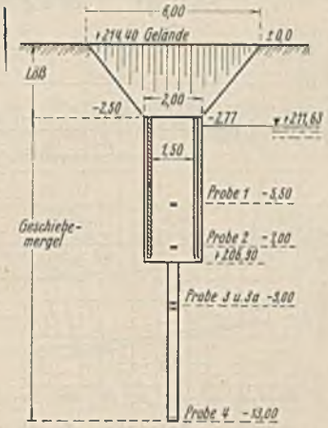


Abb. 35c. Schürf- und Bohrloch in der Straßenachse 5,5 m hinter dem Südwiderlager.

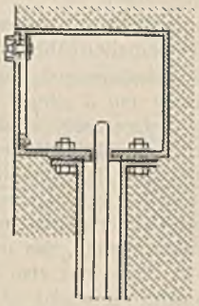


Abb. 35d. Gestängeschutzkasten *G*.

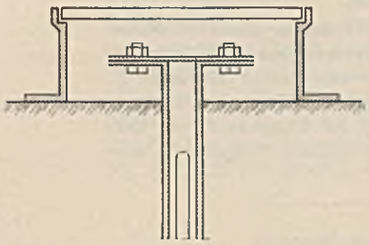


Abb. 35e. Straßenkappe *K*.

Abb. 35a bis e. Wegüberführung in km 10,5.

2. Die Wegüberführung in km 10,5 (Abb. 10, 35 bis 38) — 9,75 m l. W., 5 m l. H., die Fahrbahn aus Walzträgern in Beton —, die am Ostende mit Kaskaden und einem Durchlaß verbunden ist, war auf etwa $^2/_3$ ihrer Höhe in das Gelände einzuschneiden. Die Bohrungen der allgemeinen Vorarbeiten durchfuhren zunächst eine rd. 3 m dicke Lößschicht, darunter Geschiebemergel und trafen schon 1,3 m unter der Erdoberfläche auf Wasser. Man konnte hoffen, dieses etwa bis in die Höhe der Gründungssohle abzusenken, wenn erst der Bahneinschnitt, der unweit östlich vom Bauwerk in Auftrag übergeht, vorgetrieben sein würde. Ob und in welchem Maße der Geschiebemergel unterhalb der Gründungssohle, insbesondere mit Rücksicht auf seinen Wassergehalt, als tragfähig anzusprechen war, darüber konnte das Aussehen der durch Bohrungen althergebrachter Form in gestörtem Zustande entnommenen Proben keinen Aufschluß geben. Das tat erst das Zusammenarbeiten mit der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. Man teufte auf ihre Veranlassung (Abb. 35c) dicht hinter dem Südwiderlager hinunter bis + 206,90 NN einen 7,5 m tiefen Schacht ab, die ersten 2,50 m durch Löß abgeböscht und unten 2 m im Geviert, die übrigen 5 m mittels Beton-Brunnenrohre von 1,5 m innerem Durchm., das unterste mit einem Brunnenkranz, die Falze mit Bitumen-Faserkitt gedichtet. Der Boden wurde mit Hilfe einer Hängerüstung gelöst. Und nun das Überraschende: Wasser traf man erst bei + 211,63 NN; während des Absenkens der Ringe stieg es auf dem jeweiligen Schachtboden während einer zwölfstündigen Arbeitspause nur um 20 cm an; nach Beendigung der Abteufung hob es sich über die endgültige Sohle + 206,90 NN in fünf Tagen um 1 m auf + 207,90 NN. Es handelte sich dabei augenscheinlich um Sickerwasser, das aus den Seitenwänden des Geschiebemergels tropfenweise quoll, zwischen ihnen und den Betonringen hinabfiel und schließlich unter der Brunnenschneide heraustrat. Der stark mit Geröll-, Basalt-, Kalk- und Sandstein durchsetzte Geschiebemergel konnte nur mit der Hacke gelöst werden. Infolgedessen blieben die Wände des Schachtes während der Absenkung der Ringe senkrecht stehen.

Die Versuchsanstalt entnahm nun (Abb. 35c) im gewachsenen Zustande die Proben 1 und 2 und aus dem Bohrgut eines in der Mitte des Schachtes niedergebrachten Bohrloches die Proben 3, 3a und 4.

Die Untersuchungsergebnisse sind in Tabelle d zusammengetragen. Man sieht, daß es sich um einen sehr gleichmäßigen Geschiebemergel handelt. Nur die oberste Probe ist etwas feucht. Ihr Wassergehalt liegt mehr nach der Fließgrenze als nach der Ausrollgrenze. Die übrigen Proben sind steifer. Ihr Wassergehalt nähert sich mehr der Ausrollgrenze. Auch die Schubwiderstände der letzten Spalte weichen nicht sehr voneinander ab. τ ist der Schubwiderstand für den Zustand des natürlichen Wassergehalts, d. h. für einen Wassergehalt, der sich dem Drucke angepaßt hat, dem die Probe ausgesetzt ist. Das Porenwasser steht hier nur unter dem Drucke seiner eigenen Schwere. τ_2 bedeutet dagegen den Schubwiderstand einer Probe, die mit $\nu' = 2$ kg/cm² vorbelastet wurde und dann unter geringeren Drucken abgeschoren wurde. Hier hatte sich der Wassergehalt auf eine Belastung $\nu' = 2$ kg/cm² eingestellt und besaß bei dem kleineren Drucke ν einen entsprechenden Unterdruck. Dieser Unterdruck im Porenwasser bewirkt, daß der Boden auch bei $\nu = 0$ eine Schubfestigkeit besitzt, die als Kohäsion in die Erscheinung tritt.

Mit den Proben 1, 2 und 3 wurden Verdichtungsversuche in der gleichen Weise durchgeführt wie für die Proben des Brückenpfeilers II in km 12,8. Es ergab sich für den Geschiebemergel eine Verdichtungsziffer $V = 125\,p$, wo p die senkrechte Pressung in der zu untersuchenden Schicht bedeutet.

Das Südwiderlager und seine Flügel wurden betoniert, bevor der Bahneinschnitt hergestellt war. Eine durchfahrene Triebsandader ließ es zweckmäßig erscheinen, die Baugrube durch gerammte I-Stähle und waagerechte Bohlen zwischen ihnen zu sichern. Die allgemeinen Erdarbeiten verlangten, mit der Aus-

Tabelle d.

Probe	Tiefe unter Bauwerksohle m	Wassergehalt in % d. Gew. der Trockensubstanz	Kalkgehalt	Fließgrenze %	Ausrollgrenze %	Plastizitätszahl	Spez. Gew. t/m³	Sand %	Mehlsand %	Schluff %	Rohton %	Schubwiderstand
1	0,0	15,7	13	19,9	10,7	9,2	2,67	33	37	17	13	$\tau = 0{,}43\,\nu$ $\tau_{2,0} = 0{,}35\,\nu + 0{,}22$
2	1,5	12,9	20	20,0	10,7	9,3	2,67	26	38	20	16	$\tau = 0{,}42\,\nu$ $\tau_{2,0} = 0{,}37\,\nu + 0{,}11$
3	3,5	12,5	15	20,0	11,3	8,7	2,67	27	38	23	12	—
3a	3,5	13,2	10	19,5	11,4	8,1	2,67	33	39	16	12	—
4	7,5	13,0	14	19,8	10,8	9,0	2,65	28	39	20	14	—

führung des Nordbaukörpers zu warten, bis der Bahneinschnitt fertig war. Das Nordwiderlager selbst konnte in offener Baugrube (Abb. 35a, b) ausgeführt werden; Triebsandnester zwangen, die Baugrube des Nordwestflügels mit gerammten I-Trägern und Bohlen dazwischen einzufassen und in der des Nordostflügels auf 5,7 m eine Holzspundwand (Abb. 35b) zu schlagen.

Im Nordbaukörper brachten wir auch Sohlen- und Grundmeßpunkte an. Sie entsprechen den bereits beschriebenen. Nur mußten hier die

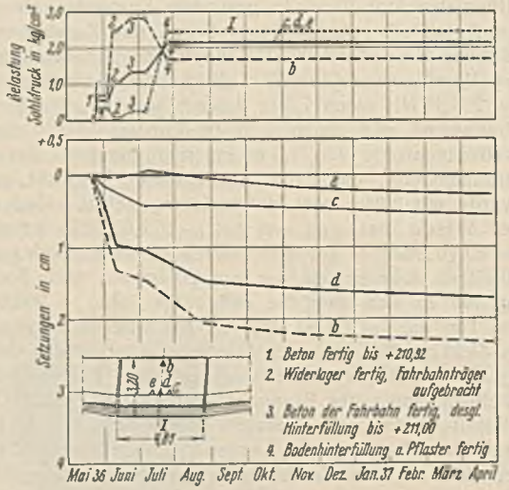


Abb. 36. km 10,5.
Zeit-Belastungs-Setzungslinien des Nordwiderlagers.

Köpfe der Meßstangen in der Flucht des aufgehenden Mauerwerks Schutzkasten und die im Wege ausmündenden Kappen erhalten (Abb. 35d, e).

Nordwiderlager (Abb. 36): Bis einschließlich Arbeitsgang 2, also in knapp drei Wochen, sinken die Sohlenmeßpunkte *b* und *d* schnell, und zwar *b* mehr entsprechend der größeren Baugrundpressung in dieser Zeit. Danach verlangsamen sich die Setzungen, um Mitte November 1936 ihr baldiges Ende anzukündigen. *b* ist endgültig tiefer geblieben, obwohl er nach Beendigung des Arbeitsganges 4 in der Zone geringerer Bodenpressung liegt. Mit der Spitze des längsten Grundmeßgestänges *e* haben wir, worauf seine äußerst geringen Setzungen deuten, das untere Ende der Belastungseinwirkung fast erreicht. Es läge hier also etwa um das Zweifache der Breite der Bauwerksohle unter dieser.

Nordostflügel (Abb. 37): Sein einziger Sohlenmeßpunkt *a* nahe dem Widerlager erreicht Ende August 1936 seine tiefste Einsenkung von etwa 0,6 cm und hebt sich danach wieder etwas.

Nordwestflügel (Abb. 38a u. b): Hier unter seiner höchsten Stelle die Sohlenmeßpunkte *f* und *g*. In der Zeit zwischen den Arbeitsgängen 1 und 2, wo die Sohlendrücke unter *f* größer sein sollen als unter *g*, ist *f* abgesackt und hat sich *g* gehoben. Nach Arbeitsgang 2 bleiben dann die Setzungen von *g* hinter der vom *f* im Widerspruch zu den Sohlendrücken weit zurück. Der 3,5 m vom unteren Flügelende ein-

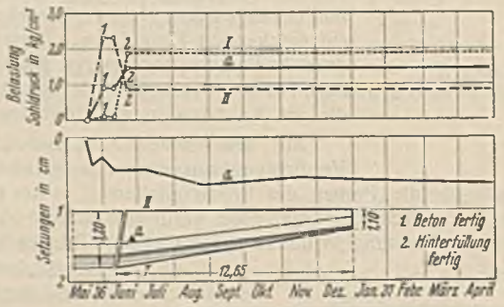


Abb. 37. km 10,5.
Zeit-Belastungs-Setzungslinien des Nordostflügels.

gesetzte Sohlenmeßpunkt *h* hat eine ähnliche Setzung wie *f*; bis Mitte November 1936 ist sie 0,5 cm hinter dieser zurückgeblieben, wie das ja auch dem Unterschiede der Sohlendrücke entspricht.

Bis Ende April 1937 haben wir als größte Setzung 2,3 cm festgestellt.

Die Versuchsanstalt hatte seinerzeit Verdichtungsversuche, zum Teil mit gestörten Proben vornehmen müssen, aus denen ein Setzen von 10 cm errechnet wurde. Dieses Maß wird also bei weitem nicht erreicht werden.

Die vier Fueß-Dosen (Abb. 35b) haben wir nur am 23. Oktober 1936 abgelesen (Abb. 10). Wir fanden bei Arbeitsgang 2 2,4 kg, bei 1 5,9 kg, bei 4 5 kg und bei 3 6 kg/cm². Die klassische Spannungsfläche gibt die Randspannungen 2,47 und 1,61 kg/cm². Die geringe Zahl der Dosen gestattet nicht, Spannungskörper zu formen wie die der Abb. 21 u. 28. Jegliches Für und Wider ist bei dieser Sachlage unangebracht.

Damit man künftig vor Zweifeln an der Zuverlässigkeit von Meßdosen bewahrt bleibt, sind sie vor ihrem Einbau unbedingt auf Ermüdung zu prüfen. Es wird sich auch empfehlen, die Meßdosen bei kleinen Nachschöpfungen zu verwenden, denen man einen vollständig gleichmäßigen Untergrund geben kann. Dabei könnten sich wertvolle Aufschlüsse über die Druckverteilung im Boden ergeben.

Es dürfte ferner zweckmäßig sein, die Erfahrungen des Bergbaues zu beachten, der z. B. zur Erforschung des Gebirgsdruckes unter Tage Druckmesser in die Stempel der Auszimmerung einschaltet[8]).

Die RBD hat bei den vier Bauwerken etwa aufgewendet: für die Vorkehrungen zur Messung der Setzungen 6400 RM und für die zur Ermittlung des Sohlendrucks 12 400 RM.

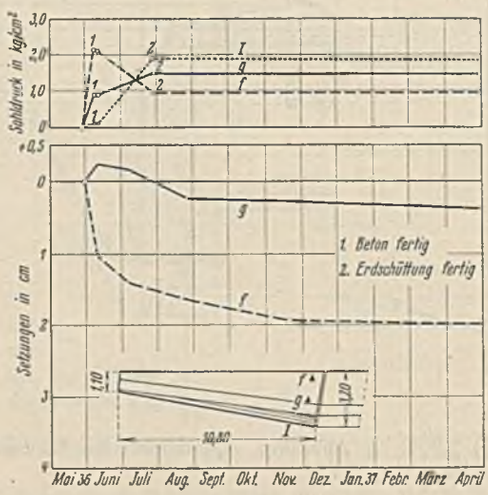


Abb. 38a. Punkte *g* und *f*.

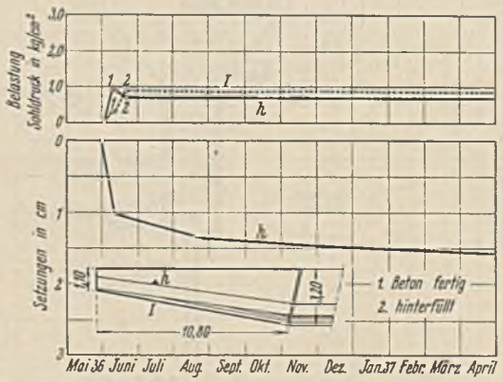


Abb. 38b. Punkt *h*.

Abb. 38a u. b. km 10,5.
Zeit-Belastungs-Setzungslinien des Nordwestflügels.

3. Die Wegunterführung in km 15,7 (Abb. 39 bis 43),

abgesehen von der Fahrbahn aus Walzträgern in Beton eine kleinere Nachbildung der Bauwerke zu 1, sollte von Hause aus flach auf Löß von mehreren Metern Mächtigkeit gegründet werden. Das konnte aber nur bei Pfeiler II (Dezember 1934) und Widerlager *B* (Mai 1935) durchgeführt werden, nachdem hier der Boden, soweit er vom Oberflächenwasser aufgeweicht war, weggeräumt worden war.

In der Baugrube des Pfeilers I (April 1935) zeigte sich an der Nordwestecke eine weiche Stelle von mehreren m², an der der Untergrund über 2 m tief weich und zähe war, während die benachbarte Sohlenfläche einem Sondiereisen wesentlich mehr Widerstand bot. Die aus dem Weichen entnommene Probe (Abb. 40 und Tabelle e) wies 62 % Mehlsand und 28 % Schluff auf, während auf Rohton nur etwa 10 % entfielen. Solche Böden neigen bei Wasseraufnahme zum Fließen. Der Wassergehalt lag fast 2 Gew.-% über der Fließgrenze; die Plastizitätszahl war recht niedrig,

[8]) Ulrich, Verfahren zur Erforschung des Gebirgsverhaltens unter Tage. Glückauf 1936, Heft 4.

ein Zeichen, daß Ton fehlt. Der geringe Unterschied zwischen Fließ- und Ausrollgrenze deutete darauf hin, daß man dem Boden vielleicht durch trockenen, in Bohrrohre gefüllten Zement Wasser entziehen, ihn also so genügend steif und dadurch tragfähig machen könnte. Der Versuch mißlang.

Eine Probe aus dem Baugrund des Widerlagers *B*, die aus einer wasserhaltenden Vertiefung etwa 0,3 m über der künftigen Bausohle entnommen wurde, zeigte etwa den gleichen Gehalt an Mehlsand, Schluff und Rohton; nur lag ihr Wassergehalt (Totalsubstanz) im entnommenen Zustande wenig (0,5 %) unter der Fließgrenze, auch war ihre Plastizitätszahl etwas größer. Ein ähnliches Bild, jedoch mit einem Wassergehalt etwa 4 % unter der Fließgrenze ergaben dann noch Proben, die man aus der Baugrube von Pfeiler I abseits von der vorstehend erwähnten aufgeweichten Stelle herausholte; für diese wurde dann noch der Schubwiderstand bestimmt (Abb. 41 und Tabelle e). Man sieht dort, daß sich der „natürliche Wassergehalt" bei steigender Bodenbelastung nur wenig ändert, die Zusammendrückbarkeit dieser Schichten also gering ist. Vor Wasserandrang geschützt, geben solche Böden demnach durchaus einen guten Baugrund.

Inzwischen griffen die Aufweichungen des Baugrundes bei I nach Fläche und Tiefe immer weiter um sich; für *A* ergab sich dasselbe wenig erfreuliche Bild. Die Erscheinungen waren wohl

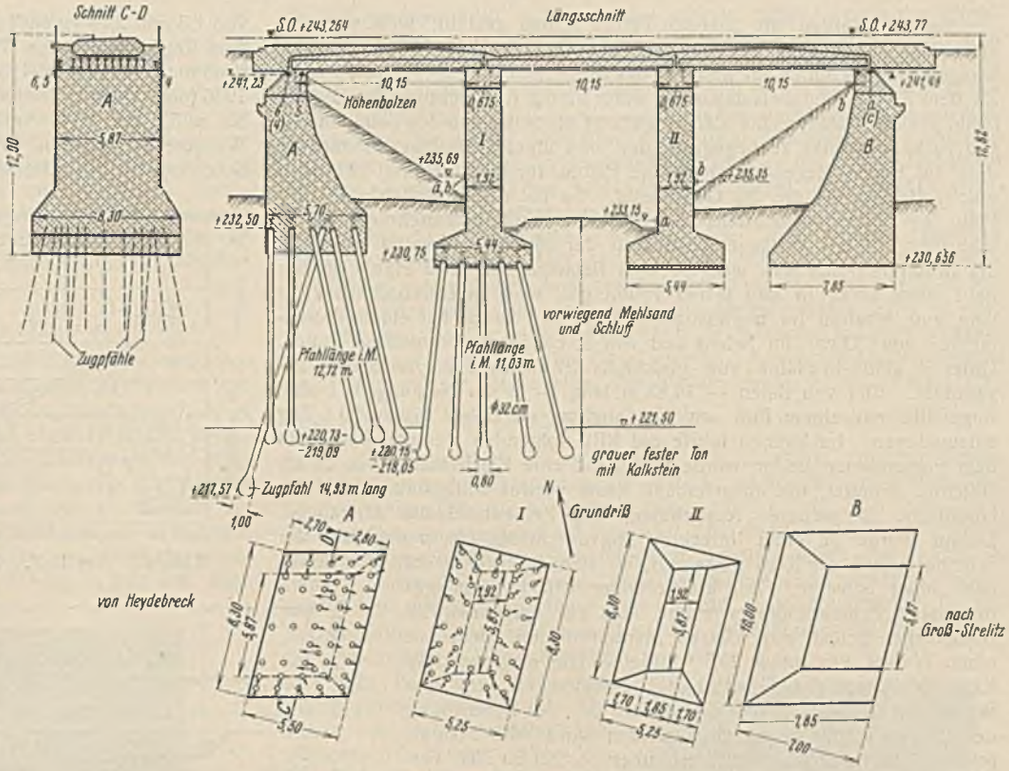


Abb. 39. Die Wegunterführung in km 15,7.

Tabelle e.

Probe	Wassergehalt in Gew.-% der Trockensubstanz	Kalkgehalt	Fließgrenze %	Ausrollgrenze %	Plastizitätszahl	Spez. Gewicht t/m³	Ort
273/2	30,4	+ 0	27,3	21,7	5,6	2,63	Pfeiler I der Wegunterführung in km 15,7
288/7	21,0	0	28,0	20,0	8,0	2,61	

darauf zurückzuführen, daß das Oberflächenwasser, das von Norden her auf das Bauwerk zustrebte und durch einen hohen Erdförderdamm abgeriegelt war, nun den Weg in die Tiefe nahm.

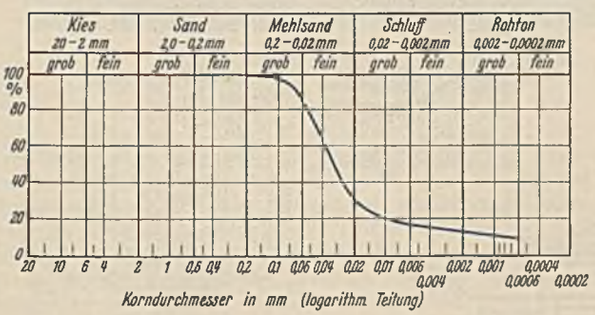


Abb. 40. Kornverteilungslinien der Probe 273/2 aus der Baugrube (Sohle) des Pfeilers I der Wegunterführung in km 15,7.

Der tragfähige Tonmergel unter den weichen Bodenschichten durfte durch Rammpfähle nicht gestört werden. Deshalb entschied sich die RBD für die Bohrpfähle der Allgemeinen Baugesellschaft Lorenz & Co. m. b. H., Berlin-Wilmersdorf[9]). Ihre Tragfähigkeit ist von den unzuverlässigen Reibungswerten der oberen weichen Schichten unabhängig, sie wird vielmehr im wesentlichen durch den stark verbreiterten Pfahlfuß in den guten Bodenschichten gewährleistet. Da zu ihrer Herstellung stählerne, im Boden verbleibende Mantelrohre im gewöhnlichen Bohrverfahren hinuntergetrieben werden, so erhält man einen genauen Aufschluß über den Baugrund. Die tragfähige Schicht — sehr fester Tonmergel — wurde etwa bei + 221,50 NN erbohrt. Bei der Berechnung der Pfähle wurde von

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M_x\, y}{J_x} + \frac{M_y\, x}{J_y}$$

ausgegangen[10]).

[9]) Titze, Anwendung von Pfahlblöcken zur Abstützung bestehender Bauwerke. Bautechn. 1936, Heft 46.

[10]) Hege, Pfahlroste unter Abspannmasten und Schornsteinfundamenten. Bauing. 1931, Heft 5.

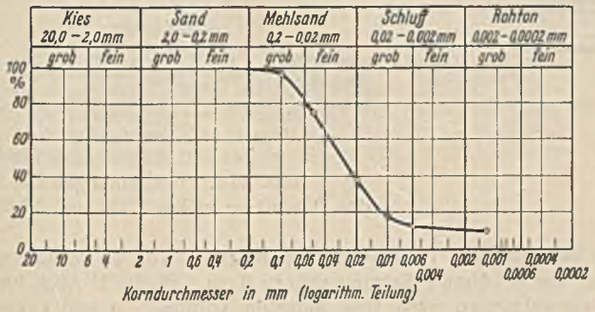


Abb. 41 a. Kornverteilungslinien.

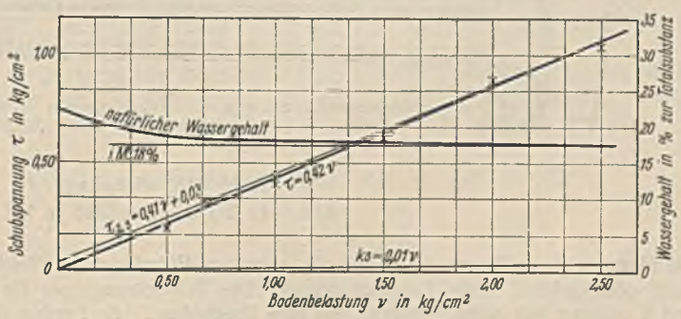


Abb. 41 b. Schubwiderstands- und Wassergehaltslinien.

Abb. 41 a u. b. Wegunterführung in km 15,7. Probe 288/7 aus der Sohle des Pfeilers I.

Sodann wurden die meisten Pfähle schräg gestellt, viele sogar in zwei Richtungen, und zwar in der Weise und in dem Maße, daß den waagerechten Schüben im Rahmen des Möglichen entgegengetreten wird. Zu dem Zweck sind beispielsweise unter Pfeiler I in Richtung des Gleises (Abb. 39) die Pfähle rechts stärker geneigt als links, um den Schüben des Erddrucks von links zu begegnen, und sind unter Widerlager *A* quer zu dem im Bogen liegenden Gleis die Pfähle im Bogenscheitel (Abb. 39, unten) flacher als die der Gegenseite. So hat denn im Betriebe jeder Pfahl bei *A* und I höchstens bis zu 0,12 t Schub aufzunehmen. Bei I schneiden sich die verlängerten Achsen der 36 Pfähle etwa in der Höhe der Mittelkraft aus den waagerechten Belastungen. Die Pfähle greifen bei I etwa 2,5 m in den festen Tonmergel, sind im Durchschnitt 11 m lang und erhalten im ungünstigsten Falle 30 t Druck bei einem Durchmesser von 32 cm im Schaft und von 80 cm in den verdickten Füßen. Unter *A* sind 45 Pfähle von gleichfalls 32 cm Durchm. im Schaft angeordnet. Vier von ihnen — 14,93 m lang — in der Neigung 3 : 1 sind Zugpfähle mit einem Fuß von 1 m Durchm; sie haben bis zu 23 t Zug aufzunehmen. Im kleinen führte die RBD folgenden Versuch durch: In dem vorhandenen Boden wurde 25 cm tief eine Blechscheibe von 23 cm Durchm. gebettet, der ausgehobene Raum wieder vollgestampft und die Oberfläche in weiterer Ausdehnung mit Zementschlamm überzogen. Darauf wurde an einer lotrechten Zugvorrichtung, die in der Mitte der Scheibe angriff, die Kraft gesteigert, bis sich die Scheibe mit dem Boden nach oben bewegte. Ein kreisförmiger Riß in dem getrockneten Zementschlamm zeigte, daß ein abgestumpfter Bodenkegel gelöst war, dessen Mantellinie mit dem Lot einen Winkel von etwa 20,5° bildete. Die aufgewendete Kraft überstieg das Gewicht des Bodenkegels um den Betrag der Kohäsion, also erheblich. Bei der Berechnung der Lorenz-Pfähle gegen Herausreißen wurde die Mantelreibung der weichen Schichten über + 221,50 NN vernachlässigt und der Pfahlfuß 5,3 m in den Tonmergel gesteckt. Dabei wird dann mit den erwähnten 20,5° ein Erdkegel erfaßt, dessen Gewicht schon ohne Reibung und Kohäsion eine 1,55fache Standsicherheit bietet. Die durchschnittlich 12,72 m langen Druckpfähle haben im Fuß nur 80 cm Durchm. und greifen 0,8 bis 2,4 m in den Tonmergel. Im Betriebe wechselt die Belastung der äußersten dammseitigen Pfähle zwischen 31,1 und 36 t, die der äußersten Pfähle auf der Wegseite zwischen 22,7 und 28,5 t. Bei dem schiefwinkligen Grundriß ergeben die Erddrücke auf den Rücken und die Seiten ein Drehmoment um die lotrechte Achse entgegen dem Sinne des Uhrzeigers von 12,5 tm; dieses nehmen Pfähle und Bodenwiderstand auf.

Mit Sohlen- und Grundmeßpunkten wurde das Bauwerk nicht versehen. Hier haben die Unterbauten lediglich Bolzen über dem Erdboden.

von 1,8 und 2,75 kg/cm²) Setzungen bis zu 4,6 cm; Ende April 1937, an dem Tage der letzten Messung 5 cm. Pfeiler II: Die Messungen aufgenommen Ende Juni 1935 (Randspannung etwa 0,9 kg/cm²). Am 11. Juni 1936 (ohne Verkehrslasten Randspannungen 1,12 und 1,75 kg/cm²) Setzungen bis zu 5,6 cm; Ende April 1937, wo die Zeit-Setzungslinien teilweise die Waagerechte erreicht haben, bis zu 6,1 cm. Bei *B* und II waren die Setzungen in zehn Monaten im wesentlichen erledigt.

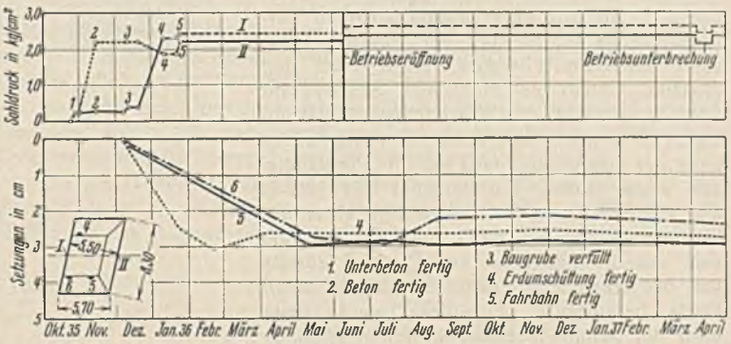


Abb. 42. km 15,7. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Widerlager *A*.

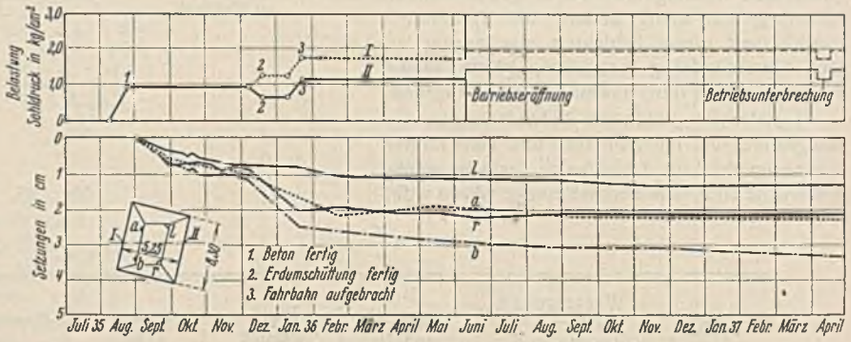


Abb. 43. km 15,7. Zeit-Belastungs-Setzungslinien für Pfeiler I.

Abb. 42 u. 43 geben die Zeit-Setzungslinien für *A* und I; sie sind ebenfalls erst aufgenommen worden, nachdem die Betonarbeiten im wesentlichen fertig waren. Widerlager A: Die Hauptsetzungen sind nach fünf Monaten vorüber. Bolzen 4 ist zwischen Dezember 1935 und Mai 1936 im Gegensatze zu Bolzen 5 und 6 öfter eingemessen worden; alle drei

Abb. 44a. Schnitt *A—B*.

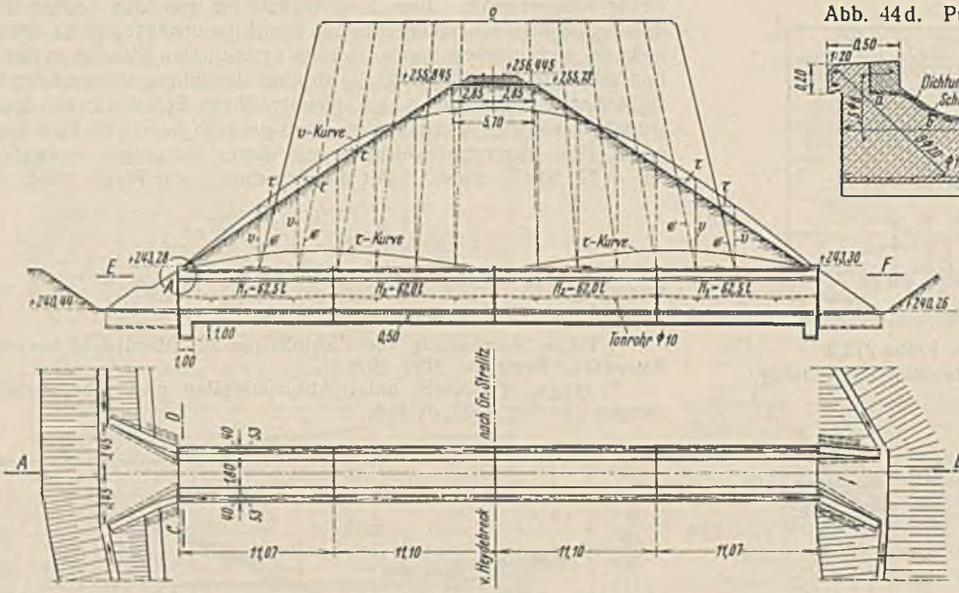


Abb. 44d. Punkt *A*.

Abb. 44c. Schnitt *C—D*.

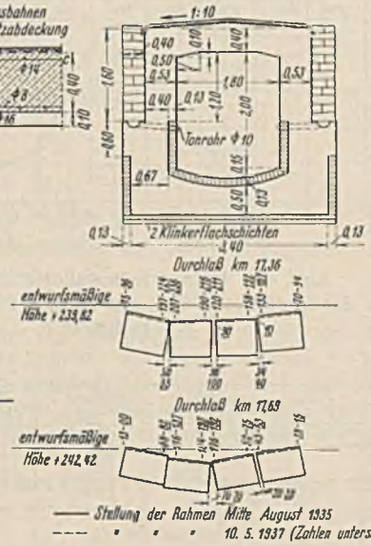


Abb. 44b. Schnitt *E—F*.

Abb. 44a bis d. Durchlaß in km 17,69.

Abb. 44e. Verformungen der Durchlässe in km 17,36 und 17,69.

Die Messungen an ihnen setzten erst ein, nachdem Widerlager und Pfeiler ganz oder nahezu fertig betoniert waren. Die Zeit-Setzungslinie für *B* und II bringen wir nicht, sondern nur ihre Ergebnisse. *B*: Beginn der Messung Ende Juni 1935 (Randspannung 0,3 und 1,5 kg/cm²); bei der Betriebseröffnung am 11. Juni 1936 (ohne Verkehrslasten Randspannungen zeigen bis Mitte Juli 1936 sonst dasselbe Bild. Von da ab eine geringe Hebung von 6. Größte Setzung nahezu 3 cm. Pfeiler I: Auch hier sind die Hauptsetzungen nach fünf Monaten vorüber. *a* und *r* erreichen ziemlich die gleiche Endsetzung; *b* bleibt etwa 2 cm unter *l*. Größte Setzung bis zu 3,3 cm.

In einem verdienstvollen Aufsatze führt Leussink[11]) aus, in welchem Ausmaß nach Tiefe und waagerechter Ausdehnung bei welchen Böden die Setzungsmulde infolge der Dammlast unter das Bauwerk greift, wie da Setzungen und Verkantungen des Widerlagers eintreten und wie ungewiß dabei die Größe des Erddrucks wird. Als Möglichkeiten, die durch den Erddruck in die Berechnung hineinkommende Unsicherheit zu beseitigen, nennt er vornehmlich: a) Verlängerung der Brücke und Schüttung des Dammes mit natürlicher Böschung — bei uns unter 1. und 3. durchgeführt —, b) Zellenwiderlager von Perkuhn, c) Rahmen mit getrennten Stützmauern. Wir möchten von b) und c) nach den Erfahrungen, die die RBD Oppeln mit b) gemacht hat[12]), bei welchen Böden und hohen Dämmen abraten.

4. Die Durchlässe in km 17,36 und 17,69 (Abb. 44 bis 46),

330 m auseinander, der erstere mit 2 m l. W., 2,65 m l. H., zwischen den Stirnen 44,96 m lang, in der Mitte 13,53 m überschüttet, der letztere mit 1,8 m l. W., 2,15 m l. H., zwischen den Stirnen 44,34 m lang und 13,15 m überschüttet, waren als schlauchartige Bauwerke etwa 1,5 m tief in den Boden einzuschneiden. Bis 10 m Tiefe wechselte dieser zwischen grau- bzw. hellbraunem schluffsandigem Lehm, dessen Korngröße bei einigen Proben zwischen 0,002 und 1,1 mm, bei anderen nur im Bereich des Schluffes und der Mehlsande, also zwischen 0,002 und 0,2 mm lag, und hellbraunem sandigen Lehm innerhalb der Grenzen von 0,002 bis hinauf zu 2 mm. Der hohe Wassergehalt eines Teiles der Böden fällt auf. Eine

Abb. 45.
Zerstörungen über den Stirnen der Durchlässe in km 17,36 und 17,69.

geringe Steigerung genügt, um die Böden zu erweichen. Wir merkten das auch bei der Bauausführung. Solange sie dauerte, war das Wasser der Gräben um die Baustellen herumgeleitet. Grundwasser fehlte. Regen weichte die Baugruben auf; deshalb mußte teilweise bis 35 cm tiefer geschachtet und dafür Unterbeton eingebracht werden. Gleichwohl schien die Flachgründung gerechtfertigt, weil die Last des Bauwerks und ihrer Überschüttung sehr bald das Wasser aus den Böden preßt, sie verdichtet und sie infolge der geringen Plastizitätszahl steif und damit tragfähig macht. Die Herdmauern sollten den Boden unter der Bauwerksohle vor Wasserzutritt und damit vor Aufweichen schützen. Für die Berechnung folgten wir dem Hinweise von Krey[13]), daß hohe Überschüttungen außer senkrechten Lasten v auch waagerechte Schübe τ in die Decke des Bauwerks leiten (Abb. 44a). Es lag auf der Hand, daß die langen Schläuche, die Rahmenquerschnitt in Eisenbeton erhalten haben, wegen der Biegebeanspruchung zu unterteilen waren. Die Bauwerke als solche waren am 20. September 1934, die Überschüttung Ende 1934 fertig. August 1935 und Mai 1937 hatten sie die Stellung nach Abb. 44e. Durchlaß km 17,36: an den Durchlaßstirnen haben wir Setzungen von 70 (94)[14]) und 75 (96) mm, dazwischen bis zu 207 (236) mm; die mittleren Schüsse sind oben 80 (84) mm auseinandergerückt. Durchlaß km 17,69: an den Stirnen Hebungen von 13 (0,0) und 29 (15) mm, in der Mitte Setzungen bis zu 184 (197) mm. Die beiden rechten Schüsse oben um 20 mm auseinandergegangen. Die Betonschutzschicht mit Drahteinlage, über der Dichtungsbahn längs der Linie abc aufbetoniert (Abb. 44d), war am Aus- und Einlauf beider Durchlässe vorgeschoben und zertrümmert (Abb. 45). Bei km 17,36 war dann noch der obere Teil eines Auslaufflügels aufgerissen, etwa so, wie das auch bei dem Durchlaß km 18,1 (Abb. 46) mit nur 6 m Überschüttung, dort allerdings an zwei Stellen eingetreten ist. Aus der Erdauflast kommt nach Krey auf die Decke eines Durchlaßabschnittes $H = \Sigma\tau \cdot \Delta l = 62$ t (Abb. 44). Für die Endabschnitte ist $\frac{\tau}{v} = 0{,}25$ und wiegt die senkrechte Erdlast je 226 t. Nimmt man als Reibungsziffer zwischen Betonschutzschicht und Dichtungsbahnen — sie ist nicht ermittelt — den Wert 0,25, so hätten wir als Widerstand gegen die 62 t nur $226 \cdot 0{,}25 = 55$ t. Zu den überschießenden 7 t haben sich dann noch weitere große Kräfte infolge unzweckmäßigen Schüttvorgangs geselit. Statt den Boden in dünnen Lagen über die ganze Länge des Bauwerks zu verteilen, wurde der Damm zunächst auf einem äußeren und dem angrenzenden Bauteil hochgetrieben. Diese beiden mußten sich dabei ähnlich stellen, wie das bei gleichmäßiger Überschüttung alle vier Bauglieder von vornherein getan haben würden. Dabei fanden die beiden dann unten Widerstand: in der Mitte der Längsachse an dem unbelasteten Teil und an der Stirn durch die Querflügel sowie im Boden durch die bewehrten Herdmauern. Daher oben auf Schutzschicht und Decke am Zusammenstoß der beiden überschütteten Bauteile die großen Drücke, die zu den 7 t stießen. Das Aufreißen des Flügels bei 17,36 ist wahrscheinlich auch auf das Vordrücken der Betonschutzschicht zurückzuführen, denn sie stößt mit einem lotrechten Teil gegen ihn. Das große Ausmaß des Wanderns in der Achsrichtung und der Setzung ist zurückzuführen auf den hohen Wassergehalt des Bodens an einigen Stellen und die lockere Lagerung der schluffigen Teile des Untergrundes. Nachdem nun das Wasser inzwischen ausgepreßt und der Boden verdichtet ist, sind die Bewegungen im wesentlichen zu Ende. Vor dem starken Durchhang solcher Durchlässe kann man sich durch Bau mit Überhöhung schützen. Im vorliegenden Falle wurde die Versuchsanstalt erst nach dem Schütten der Dämme zugezogen.

Abb. 46. Risse im oberen Teile eines Flügels des Durchlasses in km 18,1.

Die stählernen Überbauten von km 12,8, 12,9 und 13,1 sind aus der Werkstatt der Mitteldeutschen Stahlwerke in Lauchhammer, die Beton- und Eisenbetonarbeiten führten aus: für km 12,8, 17,36 und 17,69 Beton- und Monierbau AG, Niederlassung Hindenburg, für 12,9 Dyckerhoff & Widmann AG, Niederlassung Breslau, für 13,1 Lenz & Co, Schlesische Industriebau AG, Gleiwitz, für 10,5 Richard Kühnel, Beuthen, und für 15,7 Dipl.-Ing. Koritzky, Beuthen. Die Sohlen- und Grundmeßgestänge fertigte die Oppelner Eisengießerei und Maschinenfabrik Loesch an.

Der technische Reichsbahninspektor Friedrich Beermann im Brückenbüro der RBD Oppeln hat sich um den Einbau der Meßgeräte, ihre Ablesung und deren Auswertung in hohem Maße verdient gemacht.

[11]) Bautechn. 1936, Heft 45. Der Einfluß des Dammes auf flach gegründete Brückenwiderlager bei nachgiebigem Baugrund.

[12]) Roloff, Zwei Eisenbahnbrücken der Bauart Perkuhn. Bautechn. 1930, Heft 50.

[13]) Erddruck, Erdwiderstand. 5. Auflage, S. 205. Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn.

[14]) Die eingeklammerten Werte sind die vom Mai 1937.

Die Ausbildung der Gefällbrechpunkte geregelter kleinerer Wasserläufe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. habil. Chr. Keutner, z. Z. Töging am Inn*).

Bei Regelungsarbeiten kleinerer Wasserläufe nimmt die strömungstechnisch günstigste, dabei aber auch wirtschaftlichste Ausbildung der Gefällbrechpunkte in Form von Absturzbauwerken eine bedeutende Rolle ein. Umfassen doch die Kosten dieser Bauwerke mitunter einen hohen Prozentsatz der gesamten Regelungskosten. Diese sind so niedrig wie möglich zu halten, da die Geldmittel zum großen Teil von meist wenig finanzkräftigen Genossenschaften der Anlieger aufgebracht werden müssen.

Außerdem sind die Regelungsarbeiten, insbesondere die Ausführung ihrer Kunstbauten, dem Landschaftscharakter so anzupassen, daß sie sich in ihre Umgebung einordnen. Auch die Belange der Fischerei sind soweit wie möglich zu wahren. Eine enge und verständnisvolle Zusammenarbeit des Wasserbauingenieurs mit dem Landschaftsgestalter und dem Fischereisachverständigen ist stets erforderlich; von der anderen Seite dürfen aber auch nicht, wie es manchmal geschieht, unbillige Forderungen erhoben werden, die den Sinn der Regelungsarbeiten verkennen und damit in Frage stellen, bzw. die Arbeiten so verteuern, daß die nötigen Aufwendungen für die Beteiligten untragbar werden[1]).

Über die bei der Regelung kleinerer Wasserläufe durch Errichtung von Gefällstufen auftretenden Fragen hat der Verfasser kürzlich eine Abhandlung veröffentlicht[2]). Wurden dort die zweckmäßigsten Ausführungsformen des geregelten Wasserlaufes und des Absturzquerschnitts des Bauwerks untersucht, so wird in folgendem die strömungstechnisch günstigste, dabei aber auch wirtschaftlichste Ausbildung der Absturzbauwerke selbst einer näheren Erörterung unterzogen.

I. Die verschiedenen Verbauungsarten.

Aus dem Grenzschleppkraftwert der anstehenden Bodenart und der Wassermenge werden die Querschnittausmessungen und das zulässige Gefälle des Wasserlaufes bestimmt. Die Breite des Wasserlaufes ist für den Grunderwerb, die Tiefe für den Umfang der Erdarbeiten ausschlaggebend. Unter der größtmöglichen Ausnutzung des alten Wasserlaufes wird die neue Linienführung festgelegt. Die Aufteilung des Gesamtgefälles ergibt sich aus den zulässigen Gefälligrenzen. Die Gefällbrechpunkte können entweder als Absturzbauwerke oder als schiefe Ebenen, auch „Rutschen" genannt, ausgeführt werden.

Allgemein gilt der Satz, daß jedes Bauwerk Gefahren für die Regelungsarbeiten in sich birgt und Unterhaltungskosten erfordert.

Kleinere Gefälle werden oft durch Hintereinanderstaffelung kleiner, etwa 12 bis 20 cm hoher Sohlschwellen aufgelöst. Sind die Schwellen in gleichmäßigen Abständen eingebaut, so darf die Entfernung der einzelnen Bauwerke voneinander 75 bis 100 m nicht unterschreiten. Bei zu kleinen, in kurzen Abständen hintereinander liegenden Schwellen wird das angestrebte, zwischen den Stufen erzeugte Gefälle bei hohen Wasserständen verwischt und unzulässig vergrößert. Daher ist stets auf genügend große Entfernung zu achten. Ist man aber trotzdem gezwungen, kleine Schwellen in sehr kurzer Aufeinanderfolge einzubauen, dann ist es notwendig, die Sohle zu sichern. Bei ständiger Wasserführung, Geschiebeführung bei HW und Sohlenbreiten $s = 0{,}50$ bis höchstens 1,80 m führt das Kulturbauamt Mühldorf eine Sicherung der Sohle mit 20 cm dickem Daasbelag (Weißtanne besonders geeignet) mit Querriegeln in 20 cm Abstand durch. Zweckmäßig ist es, in größeren Abständen Sohlenhaltepunkte aus massiven Schwellen von nicht über 50 cm Sturzhöhe auszubilden. Bei Wasser- und Geschiebemangel ist eine durchgehende Steinpflasterung mit Holzquerschwellen, Quersicherungspundwänden oder Betonrippen notwendig. Mit einer Steinpflasterung kann die Sicherung des Böschungsfußes günstig verbunden werden. Die wirtschaftlichsten Baustoffe von 12 bis 50 cm hohen Schwellen in kleineren Wasserläufen sind im allgemeinen Holz, Faschinen und Bruchsteine.

Für die Wahl kleinerer Sohlschwellen spricht die Wahrung der Belange der Fischerei. Die kleinen Schwellen mit der üblichen Anordnung des vertieften Absturzbettes bieten günstige Fischunterstände und erleichtern das Wandern der Fische. Auch vom Standpunkte der Landschaftsgestaltung aus sind kleine Schwellen zu empfehlen; sie sind unauffälliger als große Betonabstürze und passen sich besser dem Landschaftsbilde an.

Hohe Abstürze im abgesetzten Gelände können verhältnismäßig billig werden, während im ebenen Gelände durch große Aushübe unten und Dammanlagen oben die Regelungskosten stark anwachsen.

Bei der Wahl kleiner oder hoher Stufen ist zu unterscheiden, ob der Absturz als selbständiges Bauwerk zu betrachten oder ob er im Zuge einer geschlossenen Regelung erstellt ist. Die Bundesbauleitung für Wildbachverbauung, Bad Ischl, stellt zur Beantwortung dieser Frage folgende Abmessungen gegenüber: Für einen 1 m hohen Absturz ist ein Mauerquerschnitt von rd. 2,60 m² und ein Aushubquerschnitt von rd. 3,75 m² erforderlich. Löst man diesen Absturz in fünf kleine Absturzbauwerke von je 0,20 m Absturzhöhe auf, dann erhält man:

für die Mauerquerschnitte $5 \cdot 1{,}4\ \text{m}^2 = \text{rd. } 7\ \text{m}^2$ und
für die Aushubquerschnitte $5 \cdot 1{,}8\ \text{m}^2 = \text{rd. } 9\ \text{m}^2$.

Der Materialaufwand für die Mauerquerschnitte hat sich durch diese Unterteilung auf das 2,7fache, die Aushubquerschnitte haben sich auf das 2,4fache vergrößert.

Liegt das Bauwerk im Zuge einer geschlossenen Regelungsstrecke, dann sind die Baukosten weniger hoher Abstürze geringer, die Erdbewegung im anschließenden Bachbett wird dagegen größer. Die Baukosten mehrerer niedriger Stufen sind dagegen höher, dafür aber die Masse der Erdbewegung geringer.

Die Auflösung großer Gefälle in kleinere Absturzbauwerke ist unter Umständen oft wirtschaftlicher als der Einbau eines großen Absturzes. In den meisten Fällen ist aber wiederum die Hintereinanderstaffelung von Abstürzen weniger wirtschaftlich als die Beibehaltung des großen Gefälles und die dadurch notwendige Auskleidung des Wasserlaufes mit einer Steinrollierung oder mit einem Pflaster.

Im allgemeinen wird die Größe der Abstürze von der Geländegestalt bedingt, da man stets bestrebt ist, größere Erdbewegungen zu vermeiden. Ein Beispiel für die Anpassung der Stufenhöhe an das Gelände ist der Längenschnitt der oberen Paar (Abb. 1). Das Gesamtgefälle des Wasserlaufes beträgt 17,59 m auf 4,220 km, d. s. rd. 4,2‰. Dieses Gefälle muß in der Regelungsstrecke in Einzelgefällstrecken von 1 bzw. 1,5‰ aufgelöst werden. Die Höhe der Absturzbauwerke liegt, durch die Geländegestaltung beeinflußt, zwischen 0,25 und 2 m.

*) Die folgende Abhandlung bildet den Schlußteil des in Bautechn. 1937, Heft 13/14, erschienenen Aufsatzes: „Die Regelung kleinerer Wasserläufe durch Errichtung von Gefällstufen" des gleichen Verfassers.

[1]) Alwin Seifert, Die Versteppung Deutschlands. Deutsche Technik 1936, Heft September/Oktober.

[2]) Chr. Keutner, Die Regelung kleinerer Wasserläufe durch Errichtung von Gefällstufen. Bautechn. 1937, I. verstärktes Vierteljahrheft.

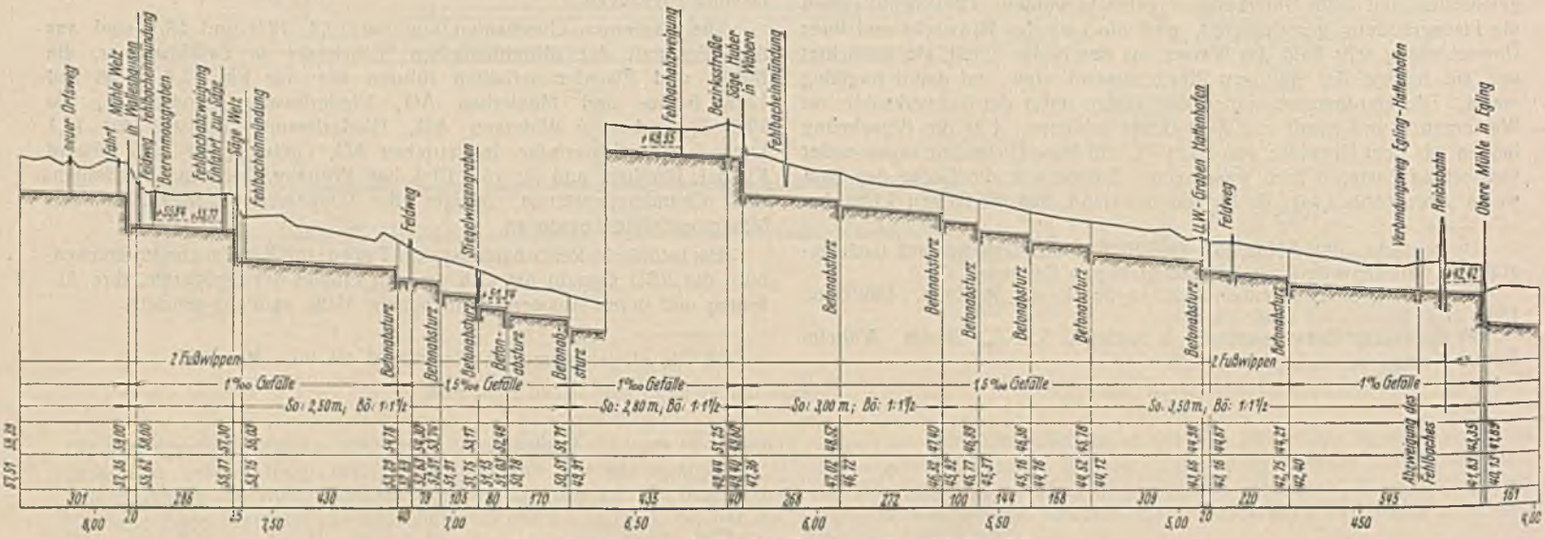


Abb. 1. Längenschnitt der Paar von km 4,0 bis 8,2.
(Kulturbauamt Weilheim.)

Wasserlaufes mit Bruchsteinen teurer werden. Nach Angaben des Kulturbauamts Mühldorf ergibt sich für eine angenommene Regelungsstrecke B von 500 m Länge mit einem Gefälle von 8 ‰ folgende Gegenüberstellung (Abb. 3):

B. Sohlengefälle $J_s = 0{,}008$, Sohlenbreite $s = 2{,}0$ m, bö = 1 : 2, Wassermenge HW = 15 m³/sek.

(Zur Berechnung dienten die Hilfstabellen von Schewior.)

1. Verbauungsart: 20 Sohlschwellen aus Holz und Bruchsteinen von je 0,2 m Höhe. $n = 0{,}03$; nach Schewior wird $t = 1{,}3$ m, $v = 2{,}55$ m/sek abzüglich 20 %, dann wird $v = 2{,}0$ m/sek, $t = 1{,}3$ m, $F = 15/2 = 7{,}5$ m², die Sohlenbreite erhöht sich durch die Abstürze auf 3,17 m.
   a) Erdbewegung, Abtrag: mittlere Tiefe = 1,6 m, 10,2 m² · 500 m = 5100 m³, je m³ wie A 2 RM . . . 10 200 RM
   b) Art der Sohlensicherung: 20 Sohlenschwellen aus Holz und Bruchsteinen, je Sohlschwelle rd. 400 RM . . . 8 000 RM
   Gesamtkosten 18 200 RM
2. Verbauungsart: Sohlensicherung durch Bruchsteinpflaster. $n = 0{,}025$; nach Schewior wird $t = 1{,}2$ m und $s = 2{,}0$ m.
   a) Erdbewegung, Abtrag: mittlere Tiefe = 1,5 m, 7,5 m² · 500 m = 3750 m³, je m³ wie vor 2 RM . . . 7 500 RM
   b) Art der Sohlensicherung: Bruchsteinsohlenpflaster, je lfdm Regelungsstrecke 2,5 m² einschl. der Böschungsfußsicherung . . . 2,5 m² · 500 = 1250 m², je m² fertig verlegt einschl. Baustoffe 8 RM . . . . . 10 000 RM
   Gesamtkosten 17 500 RM

Die Kosten der beiden Verbauungsarten sind aus der folgenden Zusammenstellung zu ersehen:

Die Hintereinanderstaffelung kleiner Absturzbauwerke war bei der Strecke A mit 3 ‰ am billigsten, sie ist aber bei 8 ‰ Gefälle um 4 % teurer als die Auskleidung des Wasserlaufes. Die Kostenanteile der Erdbewegung und die der Kunstbauten, wozu hier das Bruchsteinpflaster zu zählen ist, sind angenähert gleich groß. Der Anteil des Bruchsteinpflasters an den Gesamtkosten vergrößert oder vermindert sich je nach den Kosten der Bruchsteine, insbesondere der ihrer Beifuhr bis zur Einbaustelle.

Hat der Wasserlauf ein noch größeres Gefälle, dann verschieben sich die Kostenunterschiede mitunter beträchtlich. Das Kulturbauamt Weilheim führte die Regelung des Michelsbaches bei Peißenberg, der auf 440 m Länge einen Höhenunterschied von 25,80 m hat, d. s. 58,7 ‰, durch (Abb. 4). Der Wasserlauf erhielt einen trapezförmigen Querschnitt mit kreisförmiger Sohlenausrundung. Die Sohle wurde durch in Zementmörtel verlegte Klaubsteine befestigt. Um ausgedehntere Zerstörungen der Sohlenschale zu verhindern, wurden Betonrippen in je 15 m Abstand eingezogen. Das Gefälle des geregelten Wasserlaufes liegt zwischen 52 und 65 ‰. Die Ausführung hat sich bis heute bewährt. Das Bauamt stellte auch einen Vergleichsentwurf auf, der die Hintereinanderstaffelung kleiner Sohlenschwellen vorsieht. Die anstehende Bodenart würde ohne Sohlenbefestigung ein Gefälle von 3 ‰ zulassen. Auf der Strecke von 440 m würde bei diesem Gefälle ein Höhenunterschied von 1,32 m verbraucht werden. Es wäre dann noch ein Gefälle von 24,48 m zu verbauen, d. s. 35 Abstürze mit je 0,70 m Höhe. Aus der Aufstellung der Kosten für Löhne und Baustoffe errechnete sich eine Verbilligung der Schalenbauweise gegenüber der Staffelung von kleinen Abstürzen von 40 %.

Ist ein Wasserlauf mit noch größerem Gefälle — mit wildbachähnlichem Charakter — zu regeln, dann ist meist eine Staffelung von Absturzbauwerken nicht zu umgehen. Der Mittellauf des Kokrabaches in Kärnten wurde von der Forsttechnischen Abteilung für Wildbachverbauung Sektion Villach ausgebaut. Der Bach wird vor seinem Austritt in das Tal durch eine alte Schluchtsperre angestaut. Der daran anschließende ehemalige Bachlauf hatte auf einer Länge von rd. 225 m ein Gefälle von 65,4 ‰. Der neue Wasserlauf wurde unter weitgehender Angleichung an das alte Bachbett ausgebaut, mit beiderseitigen Leitwerken versehen und das Gefälle in elf Absturzbauwerken aufgelöst (Abb. 5). Das Gefälle der Regelungsstrecke verflacht sich allmählich nach abwärts von 81,3 ‰ über 74,2 auf 61,1 ‰. An die gestaffelte Bachstrecke schließt sich ein gepflastertes Gerinne mit 42,3 ‰ Gefälle an. Das trapezförmige Gerinne ist mit

B. Regelungsstrecke mit einem Sohlengefälle von $J_s = 0{,}008$.

Verbauungsart	Erdbewegung, Abtrag m³	Kosten der Erdbewegung RM	Anteil an den Gesamtkosten %	Sohlensicherung	Kosten der Sohlensicherung RM	Anteil an den Gesamtkosten %	Gesamtkosten der Verbauung RM	Vermehrung der Gesamtkosten der Verbauungsart 1 gegenüber 2 %
1	5100	10 200	56	20 Sohlschwellen von 0,2 m Höhe (Holz- und Bruchsteine)	8 000	44	18 200	4
2	3750	7 500	43	Bruchsteinsohlenpflaster	10 000	57	17 500	± 0

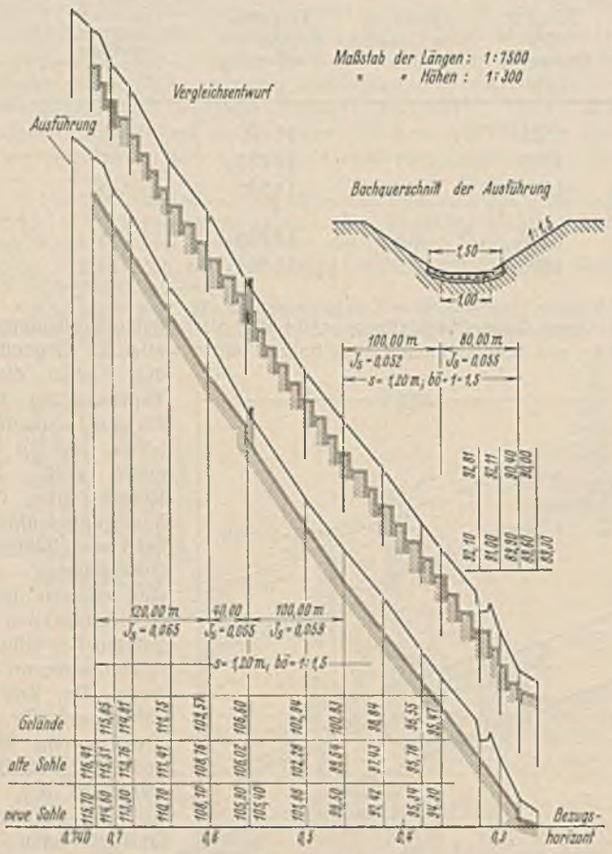


Abb. 4. Verbauung des Michelsbaches bei Peißenberg, Oberbayern. Längenschnitt der Ausführung und eines Vergleichsentwurfes.
Kulturbauamt Weilheim.

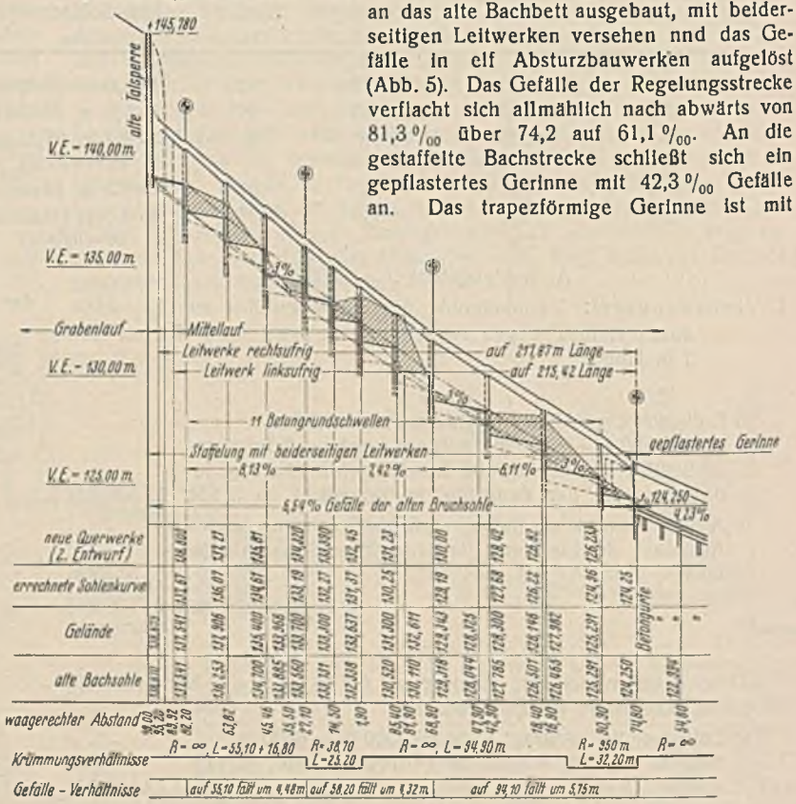


Abb. 5. Längenschnitt des oberen Mittellaufes des Kokrabaches nach der Verbauung.
Forsttechnische Abteilung für Wildbachverbauung, Sektion Villach.

einem Bruchsteinpflaster, das mit Zementmörtel vergossen und durch Betongurte in einzelne Felder unterteilt ist, ausgekleidet. Die Höhe der Absturzbauwerke liegt zwischen 0,70 und 1,20 m. Die Zwischenhaltungen haben ein Gefälle von 30‰, das für die anstehende Bodenart zulässig ist.

II. Verschiedenartige Ausführungsformen von Absturzbecken.

An Absturzbauwerken kann man vier besonders charakteristische Abflußformen unterscheiden (Abb. 6). Beim vollkommenen Absturz *a*, der der Form des vollkommenen Überfalls entspricht, liegt der Unterwasserspiegel tiefer als die Absturzkante, $t_u < w$. Der abstürzende Strahl trifft in einer Entfernung von L_a auf die Sohle des Absturzbeckens auf.

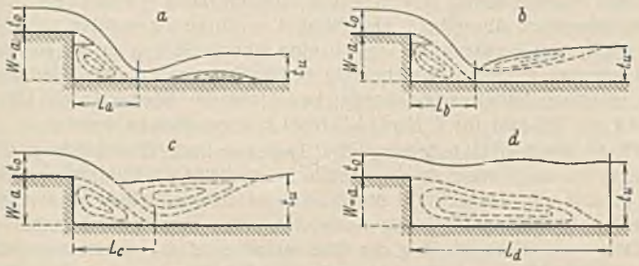


Abb. 6. Verschiedene Abflußarten an Abstürzen.

In seinem Fußpunkte besitzt der Strahl seinen kleinsten Querschnitt und damit seine größte Abflußgeschwindigkeit[3]). Bei waagerechter Sohle und geringer Rauhigkeit bildet sich meist kein sichtbarer Wassersprung, d. i. die Umwandlung der Bewegungsenergie in Lagenenergie aus, sondern die Wassertiefe vergrößert sich allmählich nach stromab. Erreicht die Sohlenrauhigkeit eine bestimmte Größe, dann löst sich der Strahl vom Boden ab. Zwischen dem Strahlband und der Sohle bildet sich eine Wasserwalze (Grundwalze) mit waagerechter Achse aus. Unter der abstürzenden Strahldecke entwickelt sich ebenfalls eine Wasserwalze mit waagerechter Achse, die zwar nur einen kleinen Teil der Bewegungsenergie des Strahles durch den Austausch der Wasserteilchen zwischen dem Strahl und der Wasserwalze umwandelt, aber damit auch „energievernichtend" wirkt. Bezeichnet man mit t_o die Oberwassertiefe, d. i. die Druckhöhe oberhalb des Absturzes, mit *a* die Sturzhöhe — Höhenunterschied zwischen der Oberwasser- und Unterwassersohle — und mit *w* die Fallhöhe des Strahles — bei vertieftem Beruhigungsbecken ist $w > a$ —, dann ist nach Deischa für den freien Überfall[4]):

$$L_a = 1{,}5 \sqrt{t_o\, w} = K$$

und für den Ausfluß aus Öffnungen:

$$L_a = 2{,}0 \sqrt{t_o\, w} = K.$$

Die Strömungsvorgänge in einer Öffnung entsprechen angenähert denen eines eingeschnürten Strahles, der durch die Verkleinerung des Absturzquerschnitts gegenüber dem Abflußquerschnitt des Oberwasserlaufes entsteht.

Die Entfernung L_a wird im folgenden mit *K* bezeichnet und den Betrachtungen über die Ausmaße von Absturzbecken zugrunde gelegt, da die Sprungweite des Strahles auf die Beckenabmessung von ausschlaggebender Bedeutung ist. Bei der Darstellung der verschiedenen Absturzarten in Abb. 6 wurde angenommen, daß t_o konstant ist und t_u sich ändert; in den meisten Fällen aber verändert sich t_o und t_u im gleichen Maße.

Wird der Abfluß im Unterwasser verzögert und t_u größer, wobei $t_u < w$ ist, dann bildet sich der gestaute Wassersprung aus; ein Teil des Strahlfußes wird von einer Wasserwalze überdeckt (*b*). Auf die verschiedenen theoretischen Untersuchungen des Wassersprunges nach R. Winkel und Kozeny und die Berechnungsmöglichkeit nach Safranez wird hier nicht näher eingegangen[5]). Der Luftraum unter der Strahldecke verkleinert sich mehr und mehr, um schließlich ganz zu verschwinden; dadurch ändert sich auch die Entfernung des Strahlfußpunktes von der Absturzkante. Wird $t_u > w$, dann bildet sich der unvollkommene Absturz aus. In seiner ersten Form als „Tauchstrahl" *c* taucht der Strahl in das Unterwasser; der Strahlfuß wird nunmehr von einer Wasserwalze ganz überdeckt. Das Strahlband ist bei dieser Absturzform noch erhalten. Die Strahldecke wird angehoben, damit vergrößert sich die Entfernung L_c beträchtlich. Ist das Verhältnis von t_u/w noch größer, dann bildet sich die „Wellenform" des unvollkommenen Absturzes *d* aus. Das Strahlband selbst zerflattert und liegt auf einer langgestreckten Grundwalze.

[3]) Josef Einwachter, Wehre und Sohlenabstürze, Berechnung der Unterwasserspiegellage und Kolktiefe bei verschiedenen Abflußarten. München-Berlin 1929, Verlag R. Oldenbourg.

[4]) Weyrauch-Strobel, Hydraulisches Rechnen, Rechnungsverfahren und Zahlenwerte für die Bedürfnisse der wasserbaulichen Praxis. 6. Aufl. Stuttgart 1930, Verlag von Konrad Wittwer.

[5]) Paul Neményi, Wasserbauliche Strömungslehre. Leipzig 1933, Verlag Johann Ambrosius Barth.

In Abb. 7 sind die gebräuchlichsten Längenschnittausführungen von Sturzbecken zusammengestellt.

1. Vertiefter waagerechter Sturzboden mit einem Schwelleneinbau am Ende. Der Strahl wird sich von der waagerechten Sohle abheben, die Schwelle überspringen, um dann auf die Sohle des Unterwasserlaufes aufzutreffen. An dieser Stelle werden Angriffe auf die Sohle und die Böschungsfüße entstehen, denen nur durch eine starke Befestigung begegnet werden kann. Diese Längenschnittform ist deshalb wegen einer notwendigen ausgedehnten Befestigung des anschließenden Wasserlaufes meist unwirtschaftlich.

2. Unterteilter Längenschnitt: Vertiefter waagerechter Sturzboden mit Querschwelle und anschließendem ansteigenden Sohlenteil. Liegt die Schwelle stromab des Strahlfußpunktes, dann wird der Strahl angehoben, die Schwelle überspringen, um stromab auf den ansteigenden Bodenteil wieder aufzutreffen. Im Absturzbecken bildet sich ein Überfall aus, der eine starke Wasserbewegung noch auf eine große Strecke nach stromab zur Folge hat. Es ist deshalb notwendig, den ansteigenden Sturzbodenteil möglichst lange auszuführen, um Sohlen- und Böschungsbeschädigungen zu verhindern. Das Sturzbecken wird verhältnismäßig ausgedehnt, und damit erhöhen sich die Ausführungskosten.

3. Vertiefter, nach stromab ansteigender Sturzbettboden. Bei dieser Art der Sturzbettausführung ist die Sohlenneigung auf die Form des Abflußstrahles von ausschlaggebendem Einfluß. Durch eine stark geneigte Sohle wird der Strahl angehoben, angestaut und dadurch der gestaute Wassersprung noch innerhalb des Sturzbeckens erzeugt. Das Wasser fließt ruhig und gleichmäßig ab. Die tiefe Gründung des Absturzkörpers erfordert aber erhebliche Baukosten. An einem nur flach geneigten Sturzboden können ähnliche Abflußvorgänge wie an einer waagerechten Sohle beobachtet werden. Die normale Unterwassertiefe und damit die zulässige Geschwindigkeit wird meist erst in größerer Entfernung stromab des Sturzbodenendes erreicht. Die Folge davon sind Sohlenvertiefungen, Abbrüche des Böschungsfußes und Ausrisse an den Böschungen.

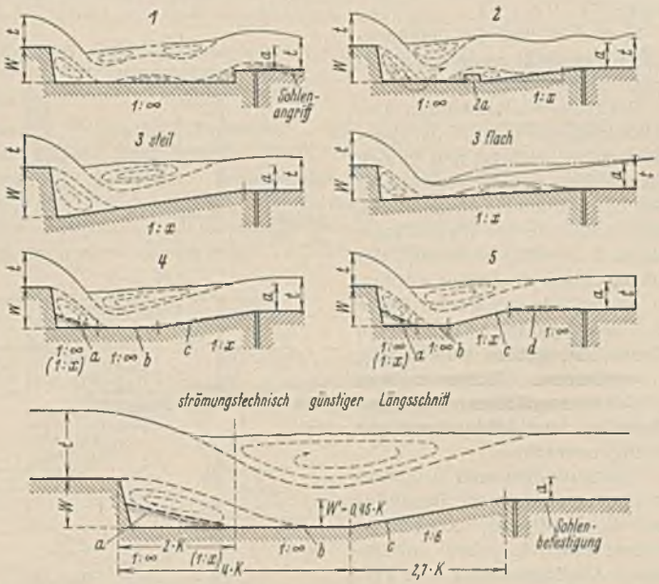


Abb. 7. Gebräuchliche Ausführungsformen von Absturzbecken. Längenschnitt.

4. Unterteilter Sturzboden: waagerechte vertiefte Bodenfläche mit anschließendem ansteigenden Sohlenteil. Um die Aushub- und Gründungskosten zu verringern, kann die waagerechte Fläche *b* durch einen abwärts geneigten Teil *a* verkleinert werden. Die Länge des waagerechten Teils ist so zu bemessen, daß der Strahlfußpunkt nahe am Knick von *b* und *c* liegt. An einer steil geneigten Fläche *c* wird der Strahl wie an einem Längenschnitt 3 angehoben und der gestaute Wassersprung erzeugt.

5. Unterteilter vertiefter Sturzboden wie 4., doch schließt sich hier an dem ansteigenden Teil *c* noch eine waagerechte Bodenfläche *d* an. Bei gleicher Sturzbettlänge wie in 4. werden die Teile *a* und *b* kürzer, so daß der Fußpunkt des Strahles auf der ansteigenden Fläche *c* liegt. Diese lenkt den Strahl nach oben ab, am Knick zwischen *c* und *d* wird er sich meist abheben. Über *d* bildet sich dann eine Grundwalze aus, die unter Umständen über das befestigte Sturzbeckenende hinausreicht und auf die Sohle kolkend einwirkt.

Die strömungstechnisch günstigsten Längenschnittausbildungen sind sonach Form 3 (steil) und 4. Abb. 7 zeigt außerdem einen Vorschlag für die Ausführung eines Längenschnitts bei kleinen Absturzhöhen *a*. Bei einer stärkeren Einengung des Absturzquerschnitts wird der Strahl beim vollkommenen Absturz in einer Entfernung von rd. 2 *K* von der Absturzkante auf die Sohle des Sturzbettes auftreffen. Mit zunehmender Wassertiefe verschiebt sich der Fußpunkt des Strahles nach stromab. Im all-

gemeinen kann angenommen werden, daß bei $4\,K$ Länge der Teile $a + b$ der Strahl auch beim unvollkommenen Absturz noch auf den waagerechten Sturzboden auftrifft. Die Sturzbodenfläche a kann entweder waagerecht oder nach stromab geneigt ausgeführt werden. An b schließt sich ein unter rd. 1 : 6 geneigter Teil c mit einer Länge von rd. $2{,}7\,K$ an. Die Wahl der Mindestneigung 1 : 6 bestimmten Versuchsergebnisse von Smetana[6]). In Laboratoriumsversuchen wurden Messungen des gestauten und ungestauten Wassersprunges vorgenommen, die ergaben, daß sich die Länge des Wassersprunges durch den Erweiterungswinkel eines unter einer Schütztafel austretenden Strahles auf einem waagerechten Wehrboden ausdrücken läßt. Aus einer großen Anzahl von Versuchen wurde $\operatorname{ctg} = 6$ bestimmt, diesem Winkel entspricht eine Neigung von 1 : 6. Gibt man dem Sturzboden die Neigung des natürlichen Erweiterungswinkels, dann tritt keine Strahlablösung ein. Außerdem kann damit gerechnet werden, daß sich der Strahl ungefähr unter 1 : 3 gegen die Waagerechte erweitert. Je größer der Erweiterungswinkel des Strahles ist, um so kürzer wird die Länge des Wassersprunges und damit die notwendige Ausdehnung des Sturzbeckens. Bei einer steileren Neigung des Sturzbodenteils c verkürzt sich dieser Teil entsprechend. In einer Sturzbettvertiefung von $w' = 0{,}45\,K$ senkt sich der abstürzende Strahl genügend tief ab, um noch innerhalb des Sturzbettes seine Bewegungsenergie in Lagenenergie umzuwandeln. Zweckmäßig ist es, die anschließende Bachsohle noch auf etwa $3\,K$ Länge zu befestigen und den Böschungsfuß zu verstärken.

Der Vorschlag gibt nur allgemeine Richtlinien für die Ausbildung eines strömungstechnisch günstigen Sturzbettes; eine Norm für alle Wasserläufe kann kaum aufgestellt werden. Die einzelnen Abmessungen sind jeweils den vorliegenden Verhältnissen anzupassen.

Zu ähnlichen Ergebnissen kam der Verfasser bei der Untersuchung über die Ausbildung von strömungstechnisch günstigem Wehrboden[7]). Die Abmessungen und Neigungsverhältnisse stimmen im allgemeinen gut überein. Während bei Absturzbauwerken der K-Wert die Abmessungen beeinflußt, sind sie bei Wehrboden von der Druckhöhe (Stauhöhe) H abhängig.

In Abb. 8 sind die gebräuchlichsten Grundrißformen von Sturzbecken gegenübergestellt.

Bei kleineren Bauwerken, also bei Sohlschwellen von 15 bis 20 cm Absturzhöhe, erübrigt sich in den meisten Fällen die Ausbildung eines besonderen Absturzbeckens. Die Sohlenbreite des Wasserlaufes kann auch unmittelbar stromab der Absturzkante beibehalten werden. Die Sohle ist in geeigneter Weise auf eine größere Länge zu sichern, um größere Kolkbildung zu verhindern. Ebenso müssen die Böschungsflächen ober- und unterhalb des Absturzbauwerks befestigt werden.

Die Ansichten und Erfahrungen der verschiedenen Bauämter über die Bewährung rechteckiger Absturzbecken 1 gehen auseinander. Allgemein wird eine Verbreiterung des Beckens gegenüber dem Querschnitt des Wasserlaufes als günstig bezeichnet. Je größer der Rücksprung der Seitenwände ist, um so geringeren Wasserangriffen sind sie ausgesetzt und um so leichter kann ihre Gründung ausgeführt werden. Die einspringenden unterwasserseitigen Ecken rechteckiger Becken stauen den Wasserspiegel im Sturzbett an und verzögern den Abfluß. Bei genügender Länge des Beckens vollzieht sich die vollkommene Energieumwandlung, „Energievernichtung", in diesem Fallkessel. Beim Austritt aus dem Becken wird der Strahl durch die Ecken stark zusammengeschnürt. Es werden dadurch Kräfte ausgelöst, die auf die Fundamente der Beckenwände und des Böschungsfußes einwirken. Mitunter können dort erhebliche Auskolkungen beobachtet werden, die einen verstärkten Uferschutz erfordern. Eine Ablösungswalze mit senkrechter Achse ruft in den Ecken, unmittelbar an der Absturzwand, Auflandungen hervor. Schwimmende Gegenstände werden dort angetrieben bzw. abgelagert; dadurch werden diese Stellen leicht zu Schmutzecken des Beruhigungsbeckens. Mit gutem Erfolg werden rechteckige Sturzbecken bei Regelungsarbeiten in Gewässern mit wildbachähnlichem Charakter ausgebaut. Auf Grund der Erfahrungen gibt die Bundesbauleitung für Wildbachverbauung, Bad Ischl, bei Anwendung starrer Ufersicherungen (Beton und Bruchsteine) als günstige Abmessungen für rechteckige Sturzbecken an:

Länge $L = 2\,w$; bei schwach gesicherter Sohle bis $8\,w$,
Breite $B = {}^3/_2\,s$ bis $2\,s$,
Vertiefung $w' = {}^1/_5\,w$ bis ${}^1/_3\,w$.

Die am häufigsten anzutreffende Beckengrundrißform ist 2a, 2b und 2c. An ein Rechteck, unmittelbar an der Absturzwand, schließt ein Trapez an, das die Wassermassen wie in einem Trichter zusammenfaßt und in den Unterwasserlauf überführt. Der Winkel α ist so zu wählen, daß beim Übergang vom Rechteck ins Trapez keine scharfen Ecken entstehen und die Wassermasse möglichst gleichmäßig in die Bachstrecke übergeleitet wird. Als günstige Mittelwerte können bei kleineren Wasserläufen für L_1/B rd. 0,4 bis 0,6 und für L/B rd. 1,5 bis 1,6 angenommen werden.

Eine weitere Unterteilung des Trapezes nach Grundrißform 2b ist weniger zu empfehlen, da die Einschnürung nicht gleichmäßig geschieht. Das gleiche gilt für Form 2c, die strömungstechnisch keinen Vorteil gegenüber 2a aufweist und nur die Baukosten unter Umständen erhöht.

Bei einer Verbreiterung der Oberwassersohle zum Absturzquerschnitt bzw. bei Bachquerschnitten mit flachen Böschungen wird häufig das Sturzbett im Grundriß trapezförmig (3 a) ausgebildet. Das günstigste Verhältnis L/B liegt wiederum wie bei 2 a um 1,5 bis 1,6. Die Grundrißform 3 a ist besonders bei kleineren Absturzhöhen äußerst zweckmäßig. Die Ausführung nach 3b erhöht nur die Baukosten, Vorteile gegenüber 3a bietet sie nicht.

Absturzbecken nach der Grundrißform 3c werden nur selten ausgeführt. Ein trapezförmiger Grundriß ergibt sich dadurch, daß die Seitenwände des Sturzbettes allmählich in die Böschung übergehen und das Becken sich nach stromab auf diese Weise erweitert. Bei dieser Ausführung ist der Sturzbettboden angenähert gleich der Sohlenbreite. In geringer Entfernung stromab der Absturzkante ist eine Schwelle, z. B. Rehbock-Zahnschwelle, eingebaut, die den abfließenden Strahl aufstaut und den gestauten Wassersprung hervorruft. Durch den allmählichen Übergang der Sturzbettwände in die Böschung wird dem Strahl die Möglichkeit einer Verbreiterung und langsamen Geschwindigkeitsverminderung gegeben. Diese Bauart verspricht nur dann einen Erfolg, wenn der Schwelleneinbau einen gestauten Wassersprung hervorruft, d. h. wenn die „Energievernichtung" bereits in nächster Nähe der Absturzkante vor sich geht. Der Sturzboden und die Seitenwände sind entsprechend den Beanspruchungen massiv auszuführen. — Den Grundrißformen 4a, 4b und 4c liegt der Gedanke zugrunde, dem abstürzenden Strahl in nächster Nähe des Auftreffens auf der Sohle, d. i. der Querschnitt, in dem er seine größte mittlere Geschwindigkeit hat, einen möglichst großen Beckenquerschnitt freizugeben, um ihm eine seitliche Ausbreitung zu ermöglichen. Bei Form 4a und 4b erweitert sich das Sturzbecken bis zu einem Größtquerschnitt, um sich dann wiederum gegen den Unterwasserlauf zu verjüngen. Durch diese Bauart werden die Aushub- und Mauerwerkskosten gegenüber einer solchen nach Grundrißform 2a oder 3a vermindert. Mit gutem Erfolg wird von dieser Grundrißform bei stark im Absturzquerschnitt eingeschnürten Strahlen wegen der vergrößerten Sprungweite Gebrauch gemacht. Die „bauchige" Form 4c ist der eckigen sicherlich strömungstechnisch nicht überlegen, dürfte aber einen höheren Kostenaufwand erfordern.

Zu groß bemessene Sturzbecken sind unwirtschaftlich, da sie die Aushub- und Mauerwerkskosten unnötig vergrößern und zum Teil auflanden. Zu schmale Becken haben oft ausgedehnte Sohlenvertiefungen und Böschungsausrisse zur Folge.

Die Breite B des Sturzbettes ist im allgemeinen von der Größe des Absturzquerschnitts abhängig und dieser wiederum von der Sohlenbreite und Böschungsneigung des Oberwasserlaufes. Flache Böschungen bedingen breite Absturzquerschnitte. Ein eingeschnürter Strahl breitet sich schürzen-

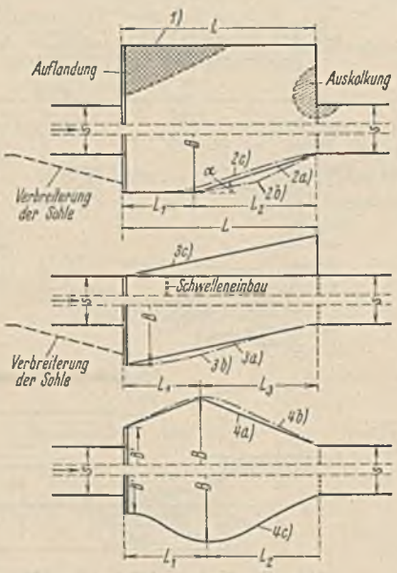


Abb. 8. Gebräuchliche Ausführungsformen von Absturzbecken. Grundriß.

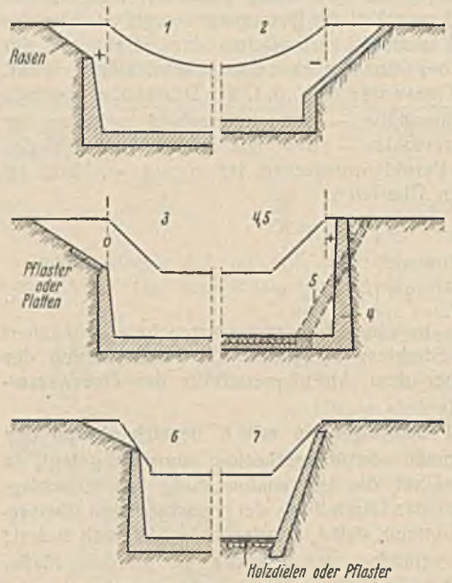


Abb. 9. Gebräuchliche Ausführungsformen von Absturzbecken. Querschnitt.

[6]) Smrček-Drbohlav-Smetana, Neue Arten beweglicher Wehre. Größte Abmessungen jeder Wehrart, Anordnung der festen und beweglichen Teile dieser Wehre und Vorkehrungsmaßnahmen gegen Unterläufigkeit. Bericht 51 von dem XVI. Internationalen Schiffahrt-Kongreß, Brüssel 1935. Nach Untersuchungen von K. Safranez ist das Ausbreitungsverhältnis 1 : 4,5 (Bauing. 1929).

[7]) Chr. Keutner, Maßnahmen zur Bekämpfung der Kolkbildung stromab von Stauanlagen mit Wehrboden. Bauing. 1936, S. 279.

artig nach den Seiten hin aus[8]). Dieser Erscheinung ist bei der Ausbildung des Sturzbettquerschnitts Rechnung zu tragen. Der abfließende Strahl ist über der Absturzkante bereits meist beträchtlich abgesenkt. Auch bei stärkerer Einschnürung tritt eine örtliche Wasserspiegelabsenkung auf, deren Größe von dem Verhältnis des Absturzquerschnitts zum Querschnitt des Wasserlaufes abhängig ist. Die Absturzöffnung ist demnach nie — von Katastrophenhochwasser abgesehen, bei dem der Wasserlauf oberhalb bereits ausufert — bordvoll. Eine Befestigung der Böschungsfläche stromauf der Absturzkante bis zur vollen Höhe des höchsten Oberwassers ist nicht erforderlich.

Abb. 9 zeigt verschiedenartige Querschnittsausbildungen von Absturzbecken. Bei Form 1, 4 und 5 ist die Beckenbreite größer als die Öffnungsweite des Absturzquerschnitts. Querschnitt 1 trägt der Absenkung des Strahles dadurch Rechnung, daß die nahezu lotrechten Beckenwände nur bis zu einer bestimmten Höhe hinaufgeführt werden und daran eine Rasenböschung ansetzt. Diese Querschnittsform ist nur dann auszuführen, wenn der Unterwasserspiegel so tief liegt, daß in der Höhe der Rasenböschung nur die Wasserbewegung der Deckwalze auftritt. Ist in dieser Höhenlage mit stärkerer Wasserbewegung zu rechnen, dann ist ein Teil der Böschung mit Pflaster oder mit einem Plattenbelag zu sichern, da bekanntlich der Übergang einer Mauer in die Böschung zu den Stellen gehört, an denen am leichtesten Schäden auftreten, die der Anlaß zu größeren Unterspülungen sein können. Besonders stark muß die Böschungssicherung durch eine Betondecke oder durch ein Bruchsteinpflaster, in Zementmörtel verlegt, sein bei der Ausführung des Querschnitts nach Form 2. Ein Teil des abstürzenden Strahles trifft unmittelbar auf die Böschung auf und übt dort starke Kräfte aus. Auch im Bereiche des Wassersprunges sind die Böschungen starken Beanspruchungen ausgesetzt. Die Querschnittsformen 4 und 5 schließen die Möglichkeit einer Beschädigung sowohl durch den abstürzenden Strahl als auch durch die Wasserbewegung im Sturzbett aus; sie erfordern aber einen größeren Materialaufwand als die übrigen. Von den Querschnitten 6 und 7 wird bei verbreiterten Absturzquerschnitten mit Erfolg Gebrauch gemacht.

Die Befestigung des Sturzbettbodens wird verschiedenartig ausgeführt. Am häufigsten wird die Sohle als Betonplatte ausgebildet. Eine andere Bauart unterteilt den Sturzboden durch Betonrippen in einzelne Felder, die mit schweren Bruchsteinen, in Zementmörtel verlegt, ausgefüllt werden. Auskolkungen im Pflaster ziehen aber meist die Zerstörung eines ganzen Feldes nach sich, deshalb sind die einzelnen Felder möglichst klein zu halten. Schäden im Sturzbett sind häufig nur mit beträchtlichen Mitteln zu beheben. Steinwürfe sind im allgemeinen ein vorübergehender Behelf, da die einzelnen Steine von der Strömung mit fortgespült werden. Bei kleineren Gewässern macht man mit gutem Erfolg von Holz als Sturzbettbefestigung Gebrauch. Besonders bei Geschiebeführung leidet Holz weit weniger unter dem Geschiebeangriff und -abschliff als Beton. Auch Faschinat und Stangenholz finden bei kleineren Bächen Verwendung.

Bei der nachfolgenden Besprechung von bestehenden oder geplanten Absturzbauwerken aus Holz, Beton usw. wird auf die verschiedenartige Ausführungsmöglichkeit noch näher eingegangen. An einigen der gezeigten Beispielen wird die Frage geprüft, wie diese Bauwerke gegebenenfalls auf Grund der vorhergegangenen theoretischen Betrachtungen strömungstechnisch günstiger und wirtschaftlicher ausgebildet werden könnten.

III. Die verschiedenartigen Bauweisen.

1. Faschinat- und Holzbauweise.

Die einfachsten und billigsten Bauformen kleinerer Abstürze sind Bauwerke aus Holz und Faschinat. Diese Bauwerke werden häufig nur als vorübergehende Behelfbauten angesehen; bei geeigneter Verwendung der Baustoffe können sie jedoch zu dauernden werden. Meist verzichtet man auf die Ausbildung eines eigenen Sturzbettes; die Bachsohlenbreite wird beibehalten und nur die Sohle sowie die Böschungsfüße stromauf und stromab des Bauwerks, gesichert.

Abb. 10 zeigt das Beispiel eines Absturzes mit einer Absturzhöhe von 0,15 m, Sohlenbreite von 2 m und HHW-Menge von rd. 8 m³/sek. Im Untergrunde dieses Bauwerks steht Lehm an, das Bachgefälle ist 1,2 ‰. Der Absturzkörper besteht aus Kanthölzern, die an einer Schwartlingspundwand verankert sind. Die Sohle des vertieften Sturzbettes ist mit Stangenquerriegeln, auf Daas verlegt, befestigt. Die Sicherung des Böschungsfußes geschieht durch Wippen und die der Spundwand gegen Auskolkung durch Querriegel. Der durch das Kulturbauamt Mühldorf 1930 erbaute Absturz kostete 80 RM, wovon auf reine Löhne 30 % und auf die Baustoffe und Sonstiges 70 % entfielen. Es waren u. a. folgende Aufwendungen erforderlich: 4 Tagschichten, 3,5 m² Schwartlingspundwand; 0,14 m³ Kantholz; 30 lfdm Wippen; 150 lfdm Stangen und 2 m³ Daas.

Voraussetzung für die Haltbarkeit dieses billigen Bauwerks ist ständige Wasserführung des Baches, da im anderen Falle nur mit kurzer Lebensdauer zu rechnen ist.

Ein weiteres Beispiel für Abstürze in Bächen mit feiner Geschiebeführung, Absturzhöhen von 0,60 m, Sohlenbreiten von 5 m und HHW-Mengen bis zu 25 m³/sek zeigt Abb. 11. Der Bachlauf besitzt ein Gefälle von 13 ‰ auf kiesigem Untergrund. Vorraussetzung für die Anwendung dieser Bauweise ist wiederum ständige Wasserführung. Der Absturzkörper wird aus Stangen und Wippen, die durch Pfähle gesichert sind, gebildet. Das Sturzbett ist als eingekiestes Wippenbett ausgeführt. Der im Jahre 1925 durch das gleiche Kulturbauamt erbaute Absturz kostete 106 RM, wobei die Löhne 27 % und die Baustoffe 73 % erforderten. Die notwendigen Aufwendungen waren: 7 Tagschichten, 150 lfdm Wippen; 10 m³ Spreutlage und 35 Stück Stangen.

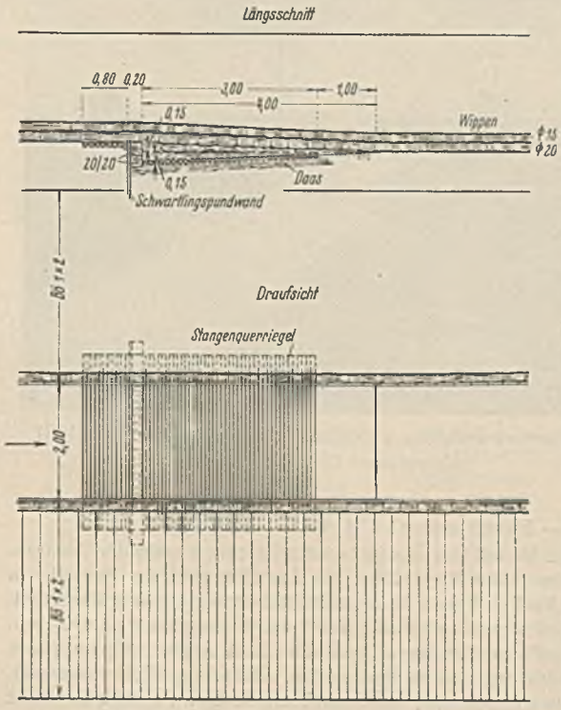


Abb. 10. Absturzbauwerk im Stefansbrünnlbach
Kulturbauamt Mühldorf.

Vollkommen verfehlt ist die Verwendung von Holz zu Bauwerkteilen, die außerhalb des Wassers bzw. im stark wechselnden Wasserstand liegen. U. a. werden manchmal die Seitenflügel des Absturzkörpers mit Stangenholz verkleidet. Schon nach wenigen Jahren verfällt dieser Bauteil, eine Erneuerung ist wesentlich teurer als eine erstmalige Ausführung in Beton. In besonders stark kalkhaltigem Wasser kann häufig eine „Versteinung" des Holzes beobachtet werden. In diesen Fällen wird der aus Holz erstellte Bauteil, wenn er ständig unter Wasser liegt, auch nach Jahren keine Verfallerscheinungen aufweisen.

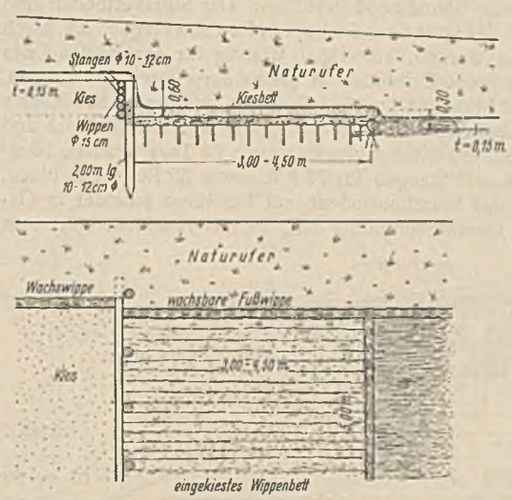


Abb. 11. Absturzbauwerk
bei feiner Geschiebeführung im Weitbach.
Kulturbauamt Mühldorf.

Das Kulturbauamt Günzburg erstellte eine Reihe Absturzbauwerke mit Höhen von rd. 0,60 m und Sohlenbreiten bis über 2 m aus reinem Faschinat. Während die Absturzkörper aus Senkfaschinen, die durch Pfähle gesichert sind, ausgeführt werden, sind die Seitenflügel der Absturzkörper und die Wände des Sturzbettes aus Packfaschinat erstellt (Abb. 12). Der Absturzquerschnitt ist trapezförmig und ohne Einschnürung gegen das OW. Fast stets wird ein eigenes Sturzbett ausgeführt, dem man eine Grundrißform nach 2c oder 4c der Abb. 8 gibt.

Die Verwendung dieses Baustoffes setzt unbedingte Erfahrung im Faschinatbau voraus. Die Bauarbeiten sind stets in der Jahreszeit auszuführen, in der die Faschinen gut einwachsen können, da sie andernfalls rasch verfallen. Je stärker die Verfestigung der Faschinen ist, um mit so längerer Lebensdauer des Bauwerks kann gerechnet werden. Abb. 13 zeigt das gleiche Bauwerk der Abb. 12 nach ungefähr fünfjährigem Bestande. Die Seitenflügel und die Wände des Sturzbettes sind gut verwachsen, größere Beschädigungen können nicht beobachtet werden. Diese Absturzbauwerke erfordern aber auch eine gewisse Pflege durch rechtzeitiges Beschneiden der ausgewachsenen Weiden. Die Baukosten für den abgebildeten Absturz beliefen sich 1931 auf 420 RM; davon waren 60 % für Arbeitslöhne und 40 % für Material aufzuwenden.

[8]) Ders., Wassermengenmessung an Wehren mit zwei- und dreiseitiger (Poncelet-Überfall) Einschnürung. Bauing. 1932, S. 399.

Abb. 12. Absturzbauwerk aus Faschinat in der Flossach, Mai 1931.
Kulturbauamt Günzburg.

Abb. 13. Absturzbauwerk aus Faschinat in der Flossach, Januar 1936, s. Abb. 12.
Kulturbauamt Günzburg.

2. Gemischte Bauweise: Holz — Faschinat und Beton — Bruchsteine.

Der oft rasche Verfall der aus Holz oder Faschinat erstellten Absturzkörper mit seinem Seitenflügel führt zur Erstellung dieser Bauteile in Beton (Abb. 14). Auch in Fällen, in denen bestehende Holz- und Faschinatbauten ausgebessert werden müssen, greift man im allgemeinen zu Beton.

Die Böschungsflächen stromauf und -ab eines Absturzkörpers sowie die Seitenwände des Sturzbettes sind starken Wasserangriffen ausgesetzt. In diesen Fällen verwendet man, wenn auch die übrigen Bauteile aus Holz erstellt werden, Beton. In der oberen Isen sind die Böschungsflächen und die Seitenwände des Sturzbettes einer Reihe Abstürze durch eine Betondecke gesichert (Abb. 15). Günstiger als eine durchgehende Betondecke ist eine Abdeckung mit Betonplatten. Diese Befestigungsart ist nachgiebiger gegen Setzungen und läßt außerdem eine einwandfreie Entwässerung der Böschungen zu. Aus Abb. 16 sind die Einzelheiten eines solchen Absturzbauwerks für eine Absturzhöhe von 0,4 m, Sohlenbreite 2,5 m und eine HHW-Menge von 12 m³/sek zu entnehmen. Das Bachgefälle beträgt 1,5 ‰ in festgelagertem, lehmigem Kies. Der Absturzkörper ist aus Fletschhölzern erstellt, das ganze Bauwerk ist durch eine rd. 3,5 m bachaufwärts geschlagene Spundwand gesichert. Der Sturzbettboden und die Bachsohle stromab der Spundwand ist durch Faschinenlagen, die durch Wippen niedergehalten werden, befestigt. Wichtig für den Bestand des Bauwerks ist das genügende Einbinden in die beiderseitigen Böschungen. Das vom Kulturbauamt Mühldorf erstellte Bauwerk erforderte 1927 Kosten von 665 RM, wovon auf Arbeitslöhnen 61 % und auf das Material und Sonstiges 39 % entfielen. Es wurden u. a. benötigt: 68 Tagschichten, 10 m³ Beton, Stirnwandhölzer und Stangen für 71 RM sowie 30 Bund Faschinen.

Die Auskleidung des Sturzbettbodens mit Faschinat scheidet in Gewässern mit stärkerer Geschiebeführung aus, da das Faschinat bald vom Geschiebe zerstört wäre und deshalb ständig erneuert werden müßte. In solchen Fällen ist eine ähnliche Ausführung wie die eines Absturzes im Ornauer Bach möglich (Abb. 17). Der Absturz von 0,58 m Höhe mit einer Sohlenbreite von 4 m führt eine HHW-Menge von 12 m³/sek ab. Das Bachgefälle beträgt 2,2 ‰ im Oberwasser und 1,4 ‰ im Unterwasser in einem aus Lehm und Kies bestehenden Untergrund. Den Absturzkörper selbst bildet eine Holzspundwand, die mit Lehm hinterfüllt ist. Um Auswaschungen zu verhindern, wurde der Lehm mit schweren Bruchsteinen abgedeckt. Der Sturzbettboden ist mit Bruchsteinen, die auf Faschinenbündeln verlegt sind, befestigt. Die Sicherung der Böschung wurde durch Packwerk und die des Sturzbettes durch einen Flechtzaun mit Wippen durchgeführt. Die Baukosten des vom gleichen Kulturbauamt erstellten Absturzes betrugen 900 RM, wovon 54 % die Löhne und 46 % das Material und Sonstiges umfaßten. Es waren u. a. folgende Aufwendungen erforderlich: 115 Tagschichten, 21 m² Holzspundwand, 12 m³ Bruchsteine, 200 lfdm Stangen, 21 lfdm Rundholz, 100 Bund Faschinen.

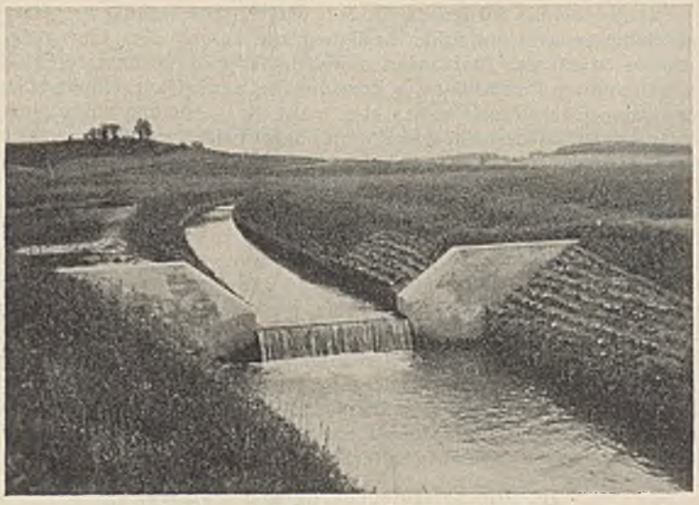


Abb. 14. Absturzbauwerk aus Faschinat im Haselbach.
Kulturbauamt Günzburg.

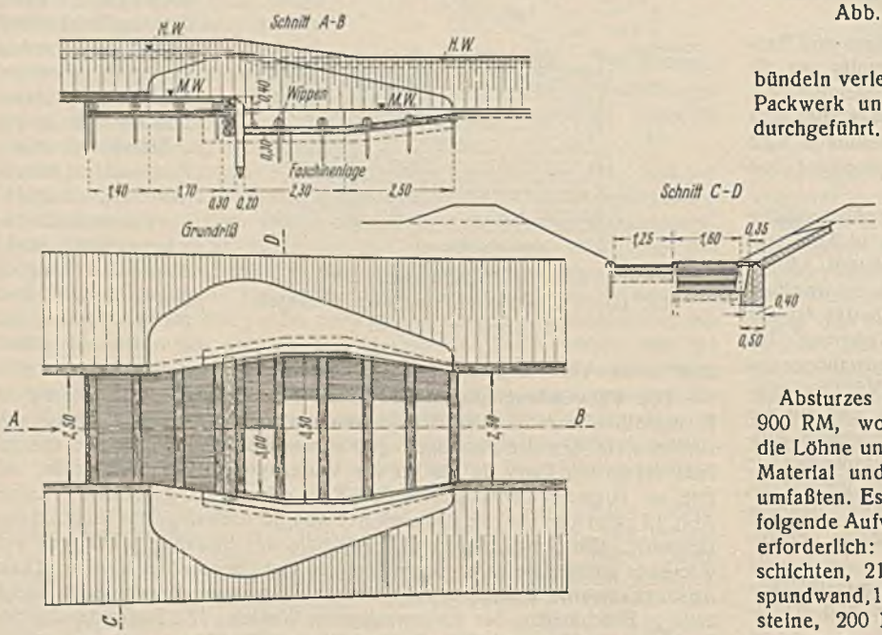


Abb. 16. Absturzbauwerk in der oberen Isen, s. Abb. 15.
Kulturbauamt Mühldorf.

Abb. 15. Absturzbauwerk in der oberen Isen.
Kulturbauamt Mühldorf.

Die Kosten der eingebrachten Bruchsteine betrugen rd. 22 % der Gesamtkosten.

Auch Drahtnetzkörper können bei der Herstellung von Absturzbauwerken Verwendung finden. Sie kommen aber nur als sekundäre Bauelemente in Frage, da nicht abgedeckte Netze durch Geschiebe zerschlagen oder durchgeschliffen und durch Treibholz aufgerissen werden. Der Verfasser hat bereits früher Richtlinien für die Verwendung dieses Baustoffes im Wasserbau gegeben[9]).

3. Die Beton- und Bruchsteinbauweise.

Als Baustoffe dauernder Absturzbauwerke finden Beton und Bruchsteine Verwendung. Die Baukosten vermindern sich erheblich, wenn brauchbarer Betonkies aus dem Baugrubenaushub anfällt. In den nachfolgend abgebildeten Absturzbauwerken ist jeweils der wahrscheinliche Strahl- und Wasserspiegelverlauf punktiert eingezeichnet, um die Wirkungsweise der verschiedenen Bauarten zu erklären.

Ein Absturzbauwerk in der Zusam bei Lauterbach, Gefälle 0,7 ‰, führt bei einer Sohlenbreite von 7 m und einer Absturzhöhe von 1,3 m eine HW-Menge von 45 m³/sek ab (Abb. 18). Der Absturzquerschnitt ist parabelförmig ausgebildet und nur wenig gegen den flachgeböschten OW-Querschnitt verengt. Der breite Absturzquerschnitt bedingt ein verhältnismäßig breites Sturzbett. Die Länge des Beckens wäre mit 8,6 K an sich ausreichend, doch ergibt sich infolge der großen Breite ein wenig günstiges Verhältnis $L/B = 1{,}3$. Der ansteigende Sturzbodenteil hat eine Neigung von rd. 1:12. Der Strahl wird durch diese gering geneigte Fläche nicht in dem Maße angehoben, daß sich der gestaute Wassersprung ausbildet, sondern der Strahl erweitert sich allmählich und erreicht erst stromab des Sturzbodenendes die Unterwassertiefe. Die Querschnittausbildung des Sturzbettes bedingt, daß ein Teil des Strahles mit erheblicher Geschwindigkeit auf den flachen Böschungen zum Abfluß kommt. Die Folge davon waren starke Uferausrisse, die eine Befestigung der Böschungen durch eine Bruch- und Betonsteinpflasterung sowie eine Sicherung des Böschungsfußes durch einen Steinwurf auf rd. 24 m Länge notwendig machten. Außerdem mußten die Böschungen oberhalb der Sturzbettwände bis über den unteren Hochwasserspiegel abgepflastert werden. Das auf sandigem bis schwerem Lehm, der mit kleinen Steinen durchsetzt ist, durch das Kulturbauamt Donauwörth erbaute Absturzbauwerk erforderte 1928/29 19 000 RM Kosten, worin die nachträglichen Sicherungsarbeiten eingeschlossen sind.

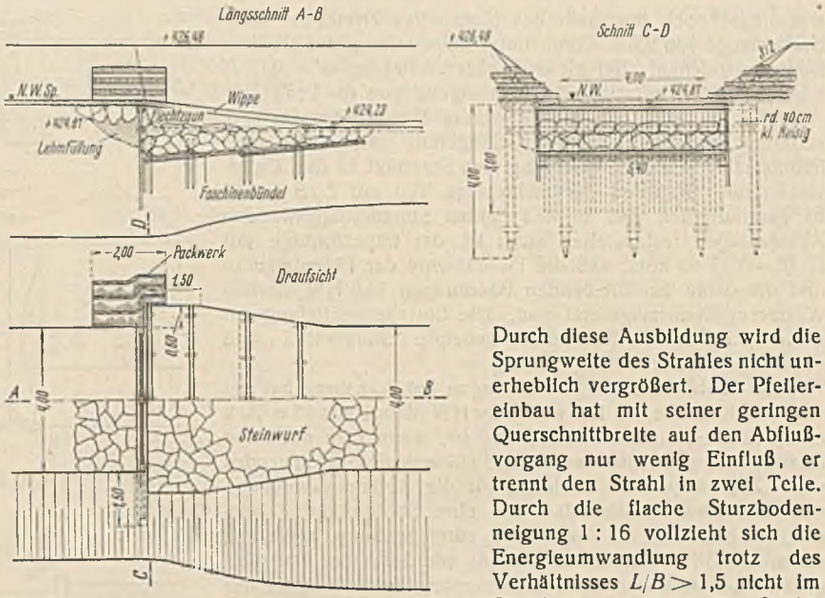


Abb. 17. Absturzbauwerk im Ornauerbach.
Kulturbauamt Mühldorf.

Durch diese Ausbildung wird die Sprungweite des Strahles nicht unerheblich vergrößert. Der Pfeilereinbau hat mit seiner geringen Querschnittbreite auf den Abflußvorgang nur wenig Einfluß, er trennt den Strahl in zwei Teile. Durch die flache Sturzbodenneigung 1 : 16 vollzieht sich die Energieumwandlung trotz des Verhältnisses $L/B > 1{,}5$ nicht im Sturzbett, sondern die Strahlerweiterung setzt sich nach stromab des Sturzbettes fort.

Der an die Absturzwand anschließende Sturzbodenteil ist als Betonplatte ausgebildet, daran schließt sich auf rd. 10 m Länge ein gepflasterter, mit Betonrippen unterteilter Abschnitt an. Die Kosten des vom Kulturbauamt Günzburg erstellten Bauwerks beliefen sich 1929 auf 21 000 RM. Davon entfielen auf die Arbeitslöhne rd. 60 % und auf die Baustoffe, Wasserhaltung und Sonstiges 40 %. Es waren u. a. folgende Aufwendungen notwendig: 2500 Tagschichten, 2600 m³ Baugrubenaushub, 450 m³ Stampfbeton, 200 m² Bretter, Kant- und Rundhölzer; die Wasserhaltung umfaßte rd. 13 % der Gesamtkosten.

Die Sturzbecken der Bauwerke in der oberen Attel bei Alterndorf sind fast durchweg reichlich bemessen. Bei einer Absturzhöhe von 0,9 m und einer HHW-Menge von 6,5 m³/sek ist das Sturzbecken eines dieser Bauwerke 13 K lang (Abb. 20). Auch die Beckenbreite mit 8 m ist im Verhältnis zur größten Öffnungsweite des Absturzquerschnitts mit 6 m ungewöhnlich groß. Der rechteckige Sturzbetteil hat ein Verhältnis $L_1/B = 1{,}3$, das ganze Becken $L/B = 2{,}6$. Nach einem ungefähr sechsjährigen Bestande wurden bei einer Peilung 1932 in allen Absturzbecken Auflandungen festgestellt. Der ansteigende Sturzbodenteil hat eine Neigung von 1 : 10. Auf dieser gering geneigten Fläche wird sich der Strahl wahrscheinlich ablösen, aber infolge der großen Sturzbettlänge die normale Unter-

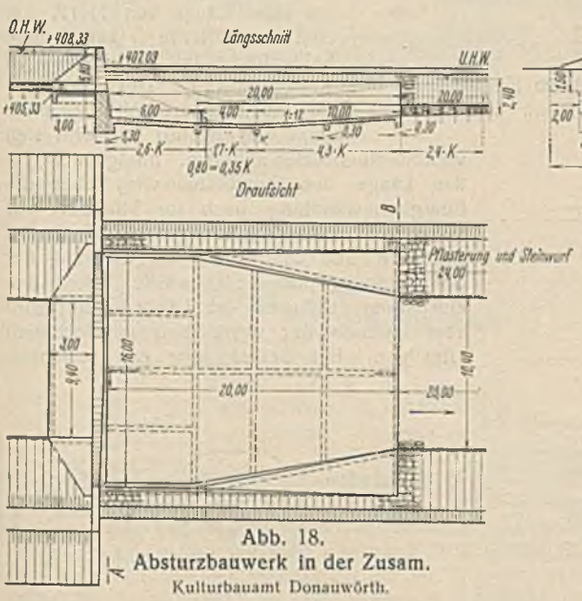


Abb. 18.
Absturzbauwerk in der Zusam.
Kulturbauamt Donauwörth.

Ähnliche Schäden traten an einem Absturzbauwerk in der Mindel bei Thannhausen auf (Abb. 19). Dieses Bauwerk ist auch insofern bemerkenswert, als in der Mitte des Sturzbettes ungefähr im Schnitt c—d ein Brückenpfeiler gegründet ist, der eine Art „Energievernichter" darstellt. Das Sturzbett ist mit $L = 14\,K$ bei einer Absturzhöhe von $a = 1{,}5$ m sehr lang. Der Oberwasserlauf wird düsenförmig in den Parabelabsturzquerschnitt überführt[10]).

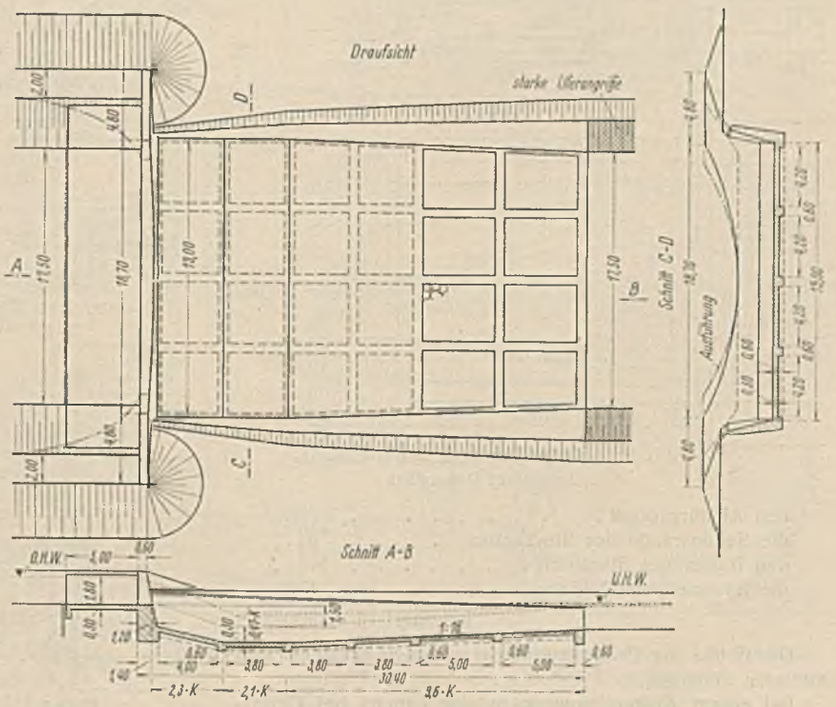


Abb. 19. Absturzbauwerk in der Mindel. Kulturbauamt Günzburg.

[9]) Ders., Die Verwendung von Drahtnetzkörpern im Wasserbau. Mitteilungen des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft e. V. der Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft zur Förderung der Wissenschaften. München-Berlin 1935, Verlag R. Oldenbourg.

[10]) S. Fußnote 2. — Abb. 36 a. a. O. zeigt die düsenförmige Ausbildung des Absturzquerschnitts.

wassertiefe noch innerhalb des Sturzbettes erreichen. Eine Beckenlänge von 9,6 K würde unter Beibehaltung der gleichen Breite ausreichen. Bei gleich großer Vertiefung $w' = 0{,}63\,K$ ergibt sich eine günstigere Bodenneigung von rd. 1 : 7.

Abb. 21 zeigt ein aus schwerem Bruchsteinmauerwerk erstelltes Bauwerk der Kollbachregelung mit einem verhältnismäßig schroffen Übergang vom Sturzbett in den Unterwasserlauf. Während der rechteckige Teil mit $L_1/B = 0{,}65$ so geräumig ist, daß an den beiden Sturzbettlängswänden Ablagerungen festzustellen sind, ist der trapezförmige mit $L_2/B = 0{,}35$ so kurz, daß die Fundamente der Flügelmauern und die daran anschließenden Böschungen bei HW starken Wasserangriffen ausgesetzt sind. Die Sturzbettvertiefung mit $w' = 0{,}15\,K$ und der kurze geneigte Sturzbetteil sind strömungstechnisch wenig günstig.

Ein Absturzbauwerk in der Laugna bei Bocksberg hat bei einer Absturzhöhe von 1 m und einer HW-Menge von 12 m³/sek eine Sturzbettlänge von 6,7 K und ist, wenn man noch den Anzug nach der Unterwassersohle stromab des Beckenendes von 1,7 K Länge berücksichtigt, für die Strömungsvorgänge voll ausreichend (Abb. 22). Um eine Strahlablösung auszuschließen, wäre die Ausführung einer größeren Vertiefung als $w' = 0{,}33\,K$ empfehlenswert, da hierdurch das Sturzbett gegen die Unterwassersohle steiler ansteigt und die Länge des Wassersprunges sich dadurch verkürzt. Die Laugna hat bei einer Sohlenbreite von 3 m ein Gefälle von 1,5‰ auf sandig-lehmigem Untergrund. Im Laufe von fünf Jahren konnten Sohlenvertiefungen von rd. 0,40 m festgestellt werden. Die Schleppkraft ist in dieser Bachstrecke größer als der Schleppkraftwert der anstehenden Bodenart. Eine Verkleinerung des parabelförmigen Absturzquerschnitts würde weitere Sohlenvertiefungen verhindern. Die Kosten des 1929 vom Kulturbauamt Donauwörth erstellten Bauwerks betrugen rd. 2500 RM.

Das Kulturbauamt Günzburg entwarf einen Normaltyp für einige seiner Wasserläufe. Das Bauwerk (Abb. 23) hat bei einer Absturzhöhe von 1,4 m einen parabelförmigen Absturzquerschnitt und eine Sturzbettgrundrißform nach 4a der Abb. 8. Der Längenschnitt paßt sich gut den Strömungsvorgängen an. Das Verhältnis zwischen der größten Beckenbreite und dessen Breite an der Absturzwand ist rd. 1,6 bei $L_1/B = 0{,}34$. Der Fußpunkt des Strahles dürfte bei HW stromab der größten Beckenbreite am Ende des waagerechten Bodenteils liegen. Die Sturzbettlänge ist mit 9 K und die Neigung des ansteigenden Sohlenteils mit 1 : 9,5 angegeben. Nach dem wahrscheinlichen Strahlverlauf könnte eine Verkleinerung der Länge auf 7,4 K und damit eine Vergrößerung der Neigung auf rd. 1 : 7 vorgenommen werden. Für das vorliegende Bauwerk errechnete sich ein Betonbedarf für:

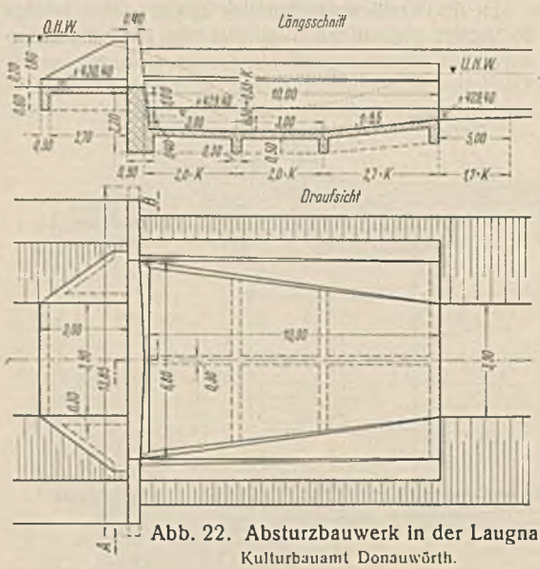


Abb. 22. Absturzbauwerk in der Laugna.
Kulturbauamt Donauwörth.

den Absturzkörper	70 m³
die Seitenwände des Sturzbettes	87 „
den Boden des Sturzbettes	115 „
die Böschungsverkleidung	17 „
Ingesamt rd.	290 m³

Die Größe der Erdbewegung ist von den örtlichen Verhältnissen abhängig.

Bei einem Absturzbauwerk in der Laugna bei Geratshofen mit einer Absturzhöhe von 0,82 m und einer HW-Menge

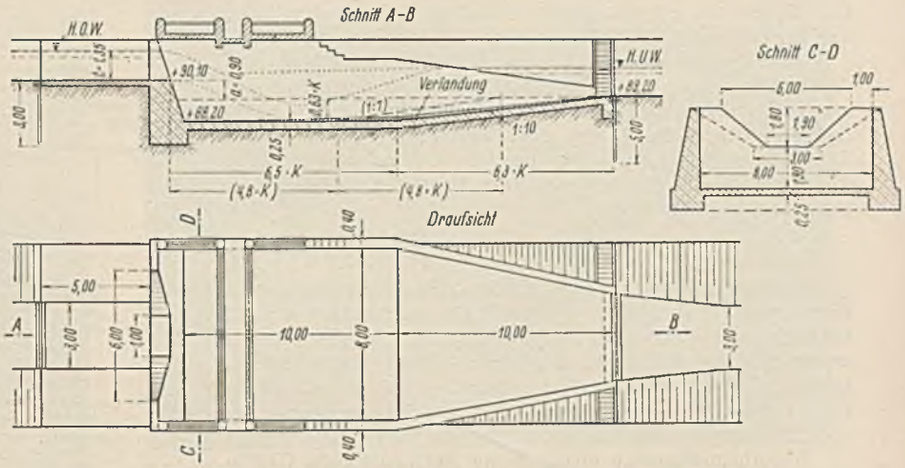


Abb. 20. Absturzbauwerk in der oberen geregelten Attel.
Kulturbauamt München.

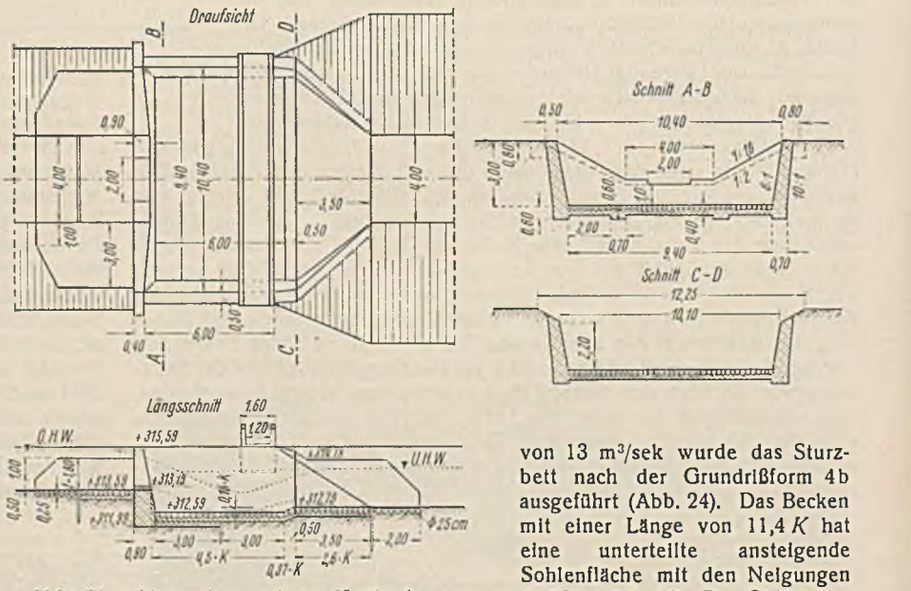


Abb. 21. Absturzbauwerk im Kollbach.
Kulturbauamt Deggendorf.

von 13 m³/sek wurde das Sturzbett nach der Grundrißform 4b ausgeführt (Abb. 24). Das Becken mit einer Länge von 11,4 K hat eine unterteilte ansteigende Sohlenfläche mit den Neigungen 1 : 32 und 1 : 12. Der Strahl, der im Absturzquerschnitt ziemlich stark eingeschnürt ist, wird sich vom Sturzbettboden abheben. Infolge der großen Länge des Sturzbettes wird aber die Energieumwandlung noch im Sturzbett vor sich gehen. Eine Verkürzung der Beckenlänge auf 8,6 K und damit eine Vergrößerung der Bodenneigung auf 1 : 10 würde Baukosteneinsparung erbringen; der Längenschnitt wird aber dadurch nur wenig strömungstechnisch günstiger. Bei Beibehaltung des schlanken

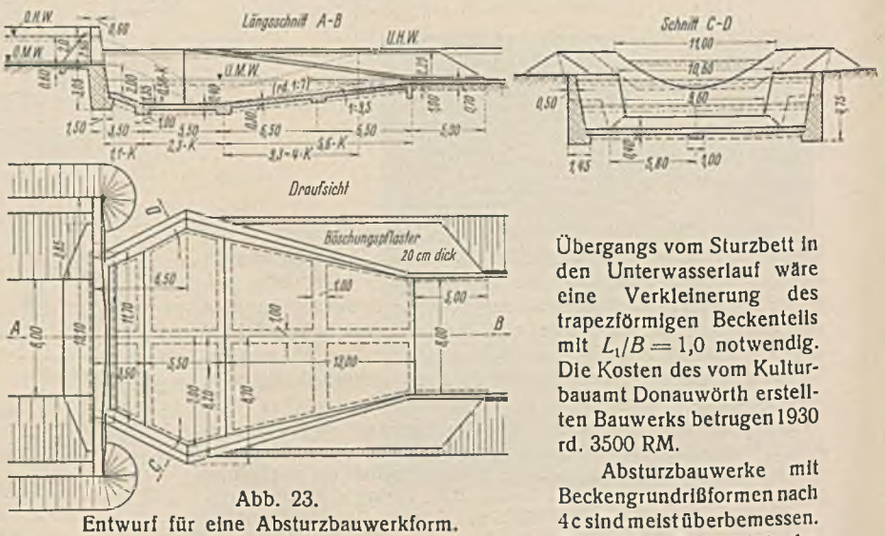


Abb. 23.
Entwurf für eine Absturzbauwerkform.
Kulturbauamt Günzburg.

Übergangs vom Sturzbett in den Unterwasserlauf wäre eine Verkleinerung des trapezförmigen Beckenteils mit $L_1/B = 1{,}0$ notwendig. Die Kosten des vom Kulturbauamt Donauwörth erstellten Bauwerks betrugen 1930 rd. 3500 RM.

Absturzbauwerke mit Beckengrundrißformen nach 4c sind meist überbemessen. Ein solches Bauwerk in der

oberen Attel hat bei einer Absturzhöhe von 0,85 m eine Beckenlänge von 12,2 K (Abb. 25). Nach dem wahrscheinlichen Strahlverlauf wäre eine Verkürzung der Länge auf 9,1 K möglich, damit würde sich unter Beibehaltung der Vertiefung $w' = 0{,}7\,K$ die Neigung des ansteigenden Sturzbodenteils auf 1 : 8 vergrößern. Eine Verkürzung und eine Verkleinerung der größten Beckenbreite würde aber eine nicht unerhebliche Kostenverminderung bedeuten.

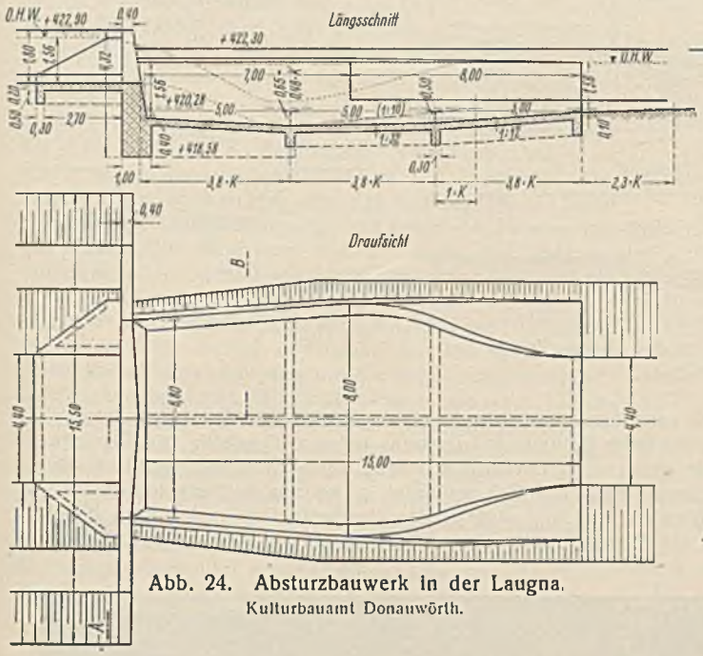
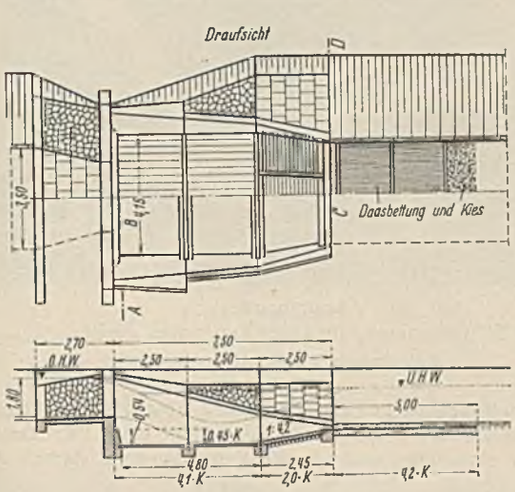


Abb. 24. Absturzbauwerk in der Laugna.
Kulturbauamt Donauwörth.

Wesentlich andere Bauformen wurden durch das Kulturbauamt Weilheim im Laufe der Jahre entwickelt. Die landschaftlichen Verhältnisse bedingen die Ausführung großer Gefälle, die eine Auskleidung der Sohle und teilweise auch der Böschungen notwendig machen.



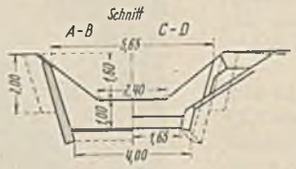


Abb. 26. Absturzbauwerk im Kinschbach.
Kulturbauamt Weilheim.

Mit gutem Erfolg wurden im Kinschbach Absturzbauwerke ausgeführt, bei denen sich der Querschnitt des Oberwasserlaufes gegen den Absturzquerschnitt zu verjüngt (Abb. 26). Durch diese Art der Einengung wird zwar der Strahlfuß ziemlich weit nach stromab verschoben, so daß der waagerechte Sohlenteil eine Länge von mindestens 4,1 K besitzen muß. Der Sturzboden steigt aber unter rd. 1:4,2 an und verursacht die Bildung des gestauten Wassersprunges. Um Sohlenauskolkungen zu verhindern, wird die Sohle noch auf rd. 4,2 K Länge nach stromab mit einer Daasbettung und Kies gesichert. Die Ausführung eines solchen Sturzbettes hat bisher stärksten Hochwassern standgehalten. Der Sturzboden ist mit Holzbohlen ausgekleidet, die sich gut bewährt haben.

In anderen Bächen wurde eine Absturzbauwerksform erprobt, die von den gebräuchlichen abweicht. Abb. 27 zeigt ein Bauwerk aus der Peitnach. Der Wasserlauf besitzt trapezförmigen Querschnitt mit einer ausgerundeten, mit einer Steinrollierung ausgekleideten Sohle von 2,6 m Sehnenlänge. In einer größeren Entfernung stromauf der Absturzkante beginnt der Übergang der Böschungsneigung 1 : 2 in 1 : 1,5 und die Begradigung der Sohle. In rd. 5 m Entfernung von der Absturzkante ist eine starke Betonrippe als Böschungssicherung eingezogen; von dieser Stelle aus verbreitert sich die Sohle unter 15° auf 4,5 m und vergrößert sich die Böschungsneigung auf 1 : 0,5 im Absturzquerschnitt. Das Sturzbett hat trapezförmigen Grundriß mit einem Einengungswinkel von rd. 21° und ein Verhältnis $L/B = 0{,}95$. Der Sturzbettboden mit einer Neigung von 1 : 18 ist strömungstechnisch weniger günstig, da sich der Strahl abhebt. Bei einem HW-Abfluß von rd. 4 m³/sek war es möglich, u. a. auch an dem Bauwerk der Abb. 27 den Wasserspiegelverlauf durch Markierung an den Böschungsflächen zu bestimmen. Die Auftragung in Abb. 28 zeigt einen recht ausgeglichenen und ruhigen Wasserspiegelverlauf. Ein solcher Absturz von 0,55 m Höhe erfordert einen Mehraushub gegenüber dem durchgehenden

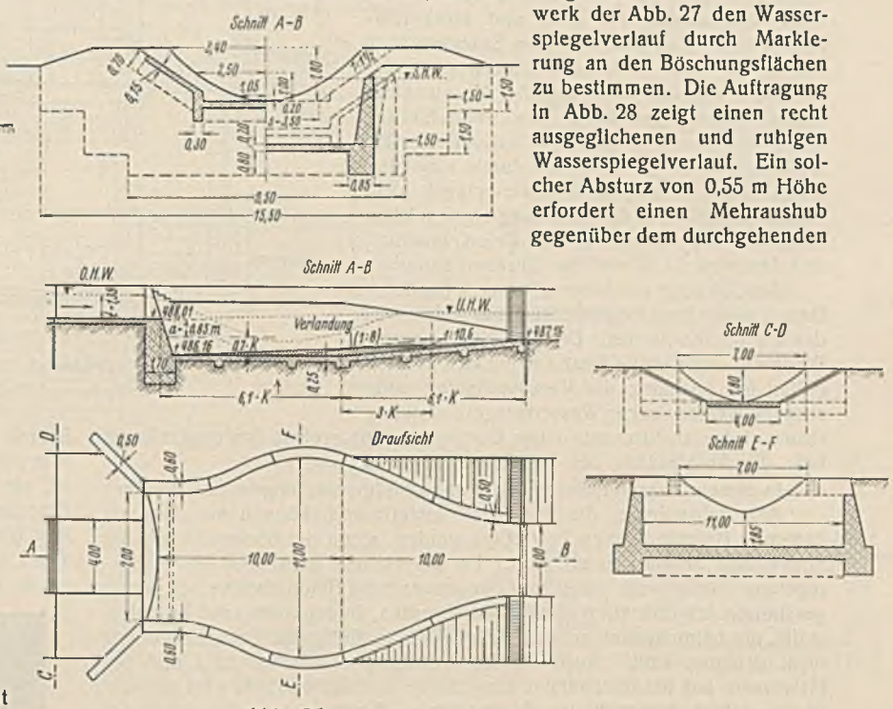


Abb. 25.
Absturzbauwerk in der oberen geregelten Attel.
Kulturbauamt München.

Bachquerschnitt	30,0 m³
Betonbedarf	14,5 m³
Zementmörtel-Kopfsteinpflaster	28,0 m²
Trockenpflaster bzw. Grabenrollierung . .	22,0 m²

Von den Kosten dieses Materialaufwandes sind die Kosten für 50 m² Grabenrollierung durch die Einsparung der durchlaufenden Auskleidung abzuziehen.

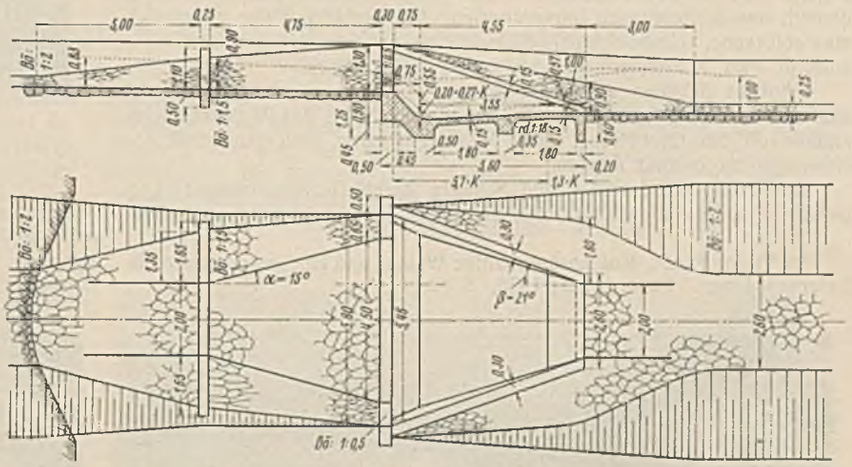


Abb. 27. Absturzbauwerk in der Peitnach bei km 1,460.
Kulturbauamt Weilheim.

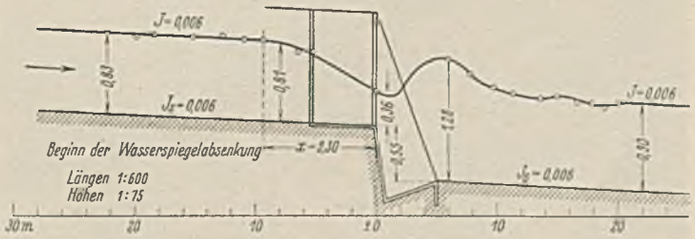


Abb. 28. Wasserspiegelverlauf bei Hochwasser an dem Absturz in der Peitnach bei km 1,460, s. Abb. 27.
Kulturbauamt Weilheim.

Für diese Aufwendungen wurden vom Kulturbauamt Weilheim 530 RM verausgabt.

Bei der Regelung der oberen Paar fand teilweise dieselbe Bauform, nur mit einer strömungstechnisch günstigeren Ausbildung des Sturzbettes Verwendung (Abb. 29). Das Bauwerk hat bei einer Absturzhöhe von 0,50 m, einer Sohlenbreite von 3 m und einer HW-Menge von 7,2 m³/sek nur eine Sturzbettlänge von 5,4 K. Die Sohle des Unterwasserlaufes ist nach stromab noch auf 5,3 K mit einer Daasabdeckung gesichert. Die Verkleinerung der Sohle von 3 m auf 2,40 m vor der Erweiterung erübrigt sich, da durch eine derartige Einschnürung der Wasserspiegel nicht angestaut wird. Für die Erstellung eines solchen Bauwerks werden rd. 19 m³ Beton benötigt, von denen rd. 12 m³ auf das Sturzbett entfallen.

Abb. 30 zeigt ein Absturzbauwerk ähnlicher Bauart in der Regelungsstrecke eines Zubringers des Verlorenen Baches. Die vom Kulturbauamt Weilheim entwickelte Bauform hat sich in allen Fällen gut bewährt; die Verwendbarkeit setzt aber infolge der starken Wasserspiegelabsenkung stromauf der Absturzkante einen Untergrund mit großem Schleppkraftwert bzw. die Auskleidung des Wasserlaufes voraus.

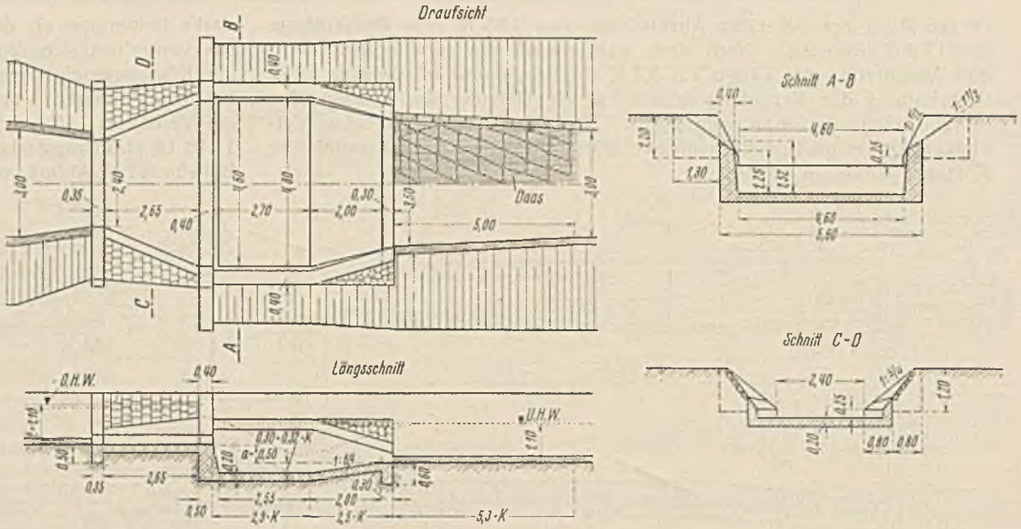


Abb. 29. Absturzbauwerk in der oberen Paar.
Kulturbauamt Weilheim.

In diesem Zusammenhang soll noch auf folgendes hingewiesen werden:

Absturzbauwerke, die aus Beton erstellt sind, können nur dann als dauernde Baumaßnahmen betrachtet werden, wenn der Bauausführung die notwendige Sorgfalt zuteil wird. Da die kleinen Baustellen einer Bachregelung häufig weit auseinander liegen und die Betonarbeiten von wenig geschulten Arbeitskräften durchgeführt werden, finden manchmal Zuschlagstoffe, die beim Aushub anfallen, Verwendung, die für die Betonherstellung nicht geeignet sind. Auch die Untersuchung des Baugrundes und des Gewässers auf betonschädliche Einschlüsse und Bestandteile wird oft nicht in der erforderlichen Weise durchgeführt. Frostschäden, die durch das Betonieren bei ungünstiger Witterung entstanden sind (Abb. 31), und Ausfressungen in Betonmauern, die meist in der ungenügenden Entwässerung der Hinterfüllung ihre Ursache haben, können nicht selten beobachtet werden. Die weitaus schwerwiegendsten Schäden gehen aber von den den Beton angreifenden Bestandteilen des Gewässers bzw. des anstehenden Grundwassers aus.

Durch Wasser, das angreifende Kohlensäure enthält oder sehr salzarm ist, wird der im erhärteten Zement als Kalkhydrat abgespaltene Kalk gelöst und aus dem Beton ausgelaugt[11]). Stark auslaugend wirkt reines, völlig kohlensäurefreies Wasser. Diese Wasserart ist u. a. in der Rheingegend und in Süddeutschland anzutreffen. Ein Jahr der Einwirkung genügt, um Zerfressungen hervorzurufen. Auf der Oberfläche bildet sich eine rotbraune, teigige Schicht, die, wenn sie nicht durch bewegtes Wasser entfernt wird, allerdings einen weiteren Angriff aufhält.

Ähnliche Schäden verursacht Wasser mit hoher Karbonathärte und angreifender Kohlensäure. Besonders in der Höhe des Wasserspiegels können oft bei Einwirkung dieser Wasserart schon nach Jahresfrist Anfressungen beobachtet werden.

Besonders schwerer Art sind Schäden durch Hochmoorwasser. Die Gewässer sind meist gelb bis bräunlich gefärbt, wirken nach Art schwacher Säuren ganz besonders lösend und damit auslaugend auf den Beton ein. Ihre chemische Reaktion auf Lackmus ist so vielgestaltig, daß es schwer ist, sie einwandfrei festzustellen. Wird zwar die Tragfähigkeit massiver Betonkörper nicht ernstlich gefährdet, so können doch starke Schäden an den Wänden und Seitenflügeln des Sturzbettes im wechselnden Wasserstand den Bestand dieser Bauwerksteile in Frage stellen (Abb. 32).

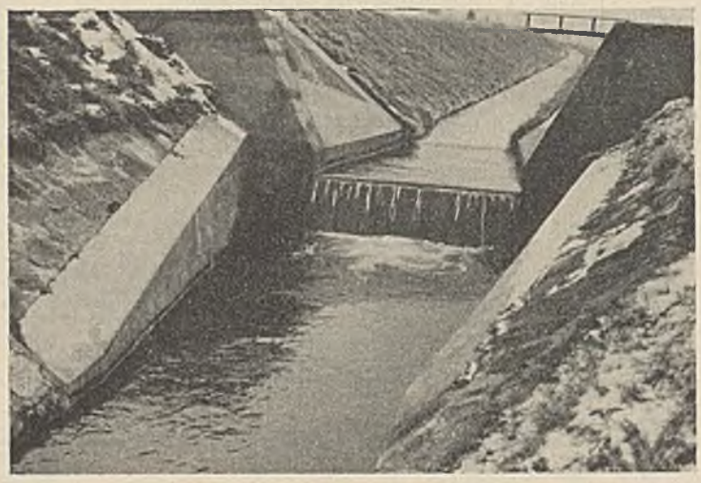


Abb. 30. Absturzbauwerk
in einem Entwässerungsgraben des Verlorenen Baches.
Kulturbauamt Weilheim.

Unter allen Umständen ist in Fällen, in denen über die Zusammensetzung des Wassers Zweifel bestehen, das Gutachten eines Fachmanns vor dem Baubeginn einzuholen und die Wahl der Baustoffe danach zu richten.

[11]) Viktor Rodt, Kohlensäurehaltige Wässer und Hochmoorwässer als Betonschädlinge. Bautenschutz 1936, S. 82.

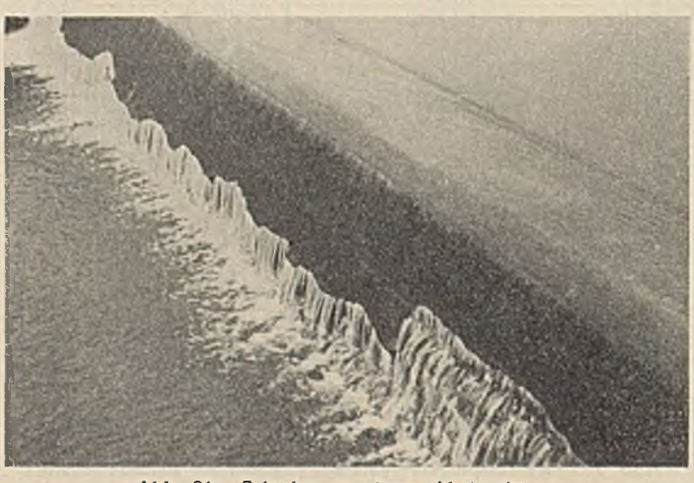


Abb. 31. Schäden an einem Absturzkörper,
vermutlich durch Frosteinwirkung.

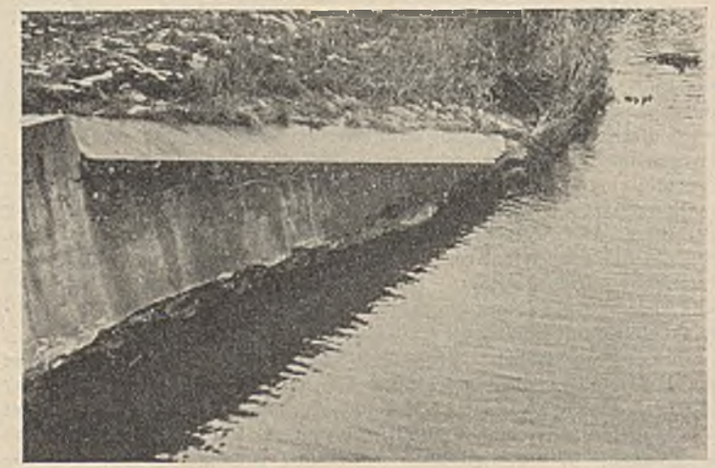


Abb. 32. Schäden an der Flügelmauer eines Absturzbeckens,
vermutlich durch betonangreifende Bestandteile des Wassers.

IV. Die Auflösung größerer Absturzhöhen in kleine Einzelabstürze.

Da mit größer werdender Absturzhöhe die Kosten für die Gründung und den Materialaufwand erheblich zunehmen, ist es manchmal zweckmäßig, die ganze Absturzhöhe in kleinere Abstürze aufzulösen, d. h. zwei oder drei Abstürze so hintereinander zu staffeln, daß sie ineinander übergehen.

Eine bewährte Ausführung zeigt Abb. 33. Die Gesamthöhe von 0,90 m ist in zwei Einzelabstürze von je 0,45 m unterteilt. Die beiden Absturzbecken weisen eine Grundrißform nach 3a und einen Längenschnitt nach 3 auf, wobei die Sohle unter 1:8 ansteigt. Für die beiden Abstürze errechnen sich zwei verschiedene K-Werte. Das Sturzbett 1 ist mit 3 K_1 länger als die Entfernung des Fußpunktes eines nicht eingeschnürten Strahles von der Absturzkante. Das Becken 1 muß stets so lang sein, daß auch bei HW der Strahl das Sturzbett 1 nicht überspringt und damit eine Unterteilung der Absturzhöhe unwirksam macht. Würde der Strahl unmittelbar im Sturzbett 2 auftreffen, dann wäre Becken 2 mit 4,1 K_2 zu kurz, und Uferanbrüche würden trotz der verlängerten Sicherung der Sohle auf 3,4 K_2 und der Böschungen auf 6,8 K_2 nach stromab unvermeidlich. Die Sohle ist mit einem Betonkunststeinpflaster und die Böschungen mit Nagelfluhsteinen abgedeckt. Die Baukosten dieses vom Kulturbauamt Günzburg 1935 erstellten Doppelabsturzes betrugen rd. 1200 RM. Es wurden 45 m³ Beton verbaut; der Aushub konnte zur Betonaufbereitung verwendet werden.

Nach einer anderen Bauart ist ein Doppelsohlenabsturz im Hartbach ausgeführt (Abb. 34). Die beiden Sturzbecken haben senkrechte Seitenwände und einen Grundriß nach Form 3a. Strömungstechnisch ist diese Ausführung weniger günstig als die der Abb. 33, außerdem ist der Kostenaufwand höher.

Eine Längenschnittausbildung des Sturzbeckens nach Form 1 ist bei Doppelabstürzen nicht empfehlenswert. Bei höheren Wasserständen wirkt ein solch vertiefter Sturzboden wie ein Schwelleneinbau mit seinen unangenehmen Erscheinungen.

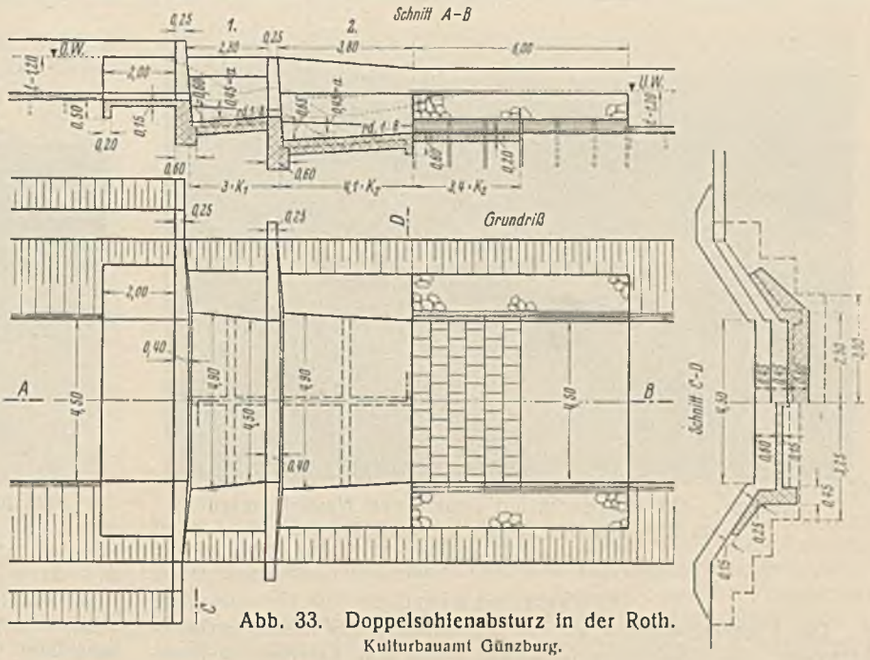


Abb. 33. Doppelsohlenabsturz in der Roth.
Kulturbauamt Günzburg.

V. Absturzbauwerke mit Einbauten zur sog. „Energievernichtung".

a) Schwellen.

Zur sog. „Energievernichtung" d. h., Energieumwandlung auf kurzer Strecke, werden häufig Schwellen in das Sturzbett eingebaut. Jeder Schwelleneinbau am Ende eines Sturzbeckens verursacht Kolke auf der unbefestigten Sohle des Unterwasserlaufes. Da die Ausführung einer größeren Befestigungsstrecke nach stromab nicht wirtschaftlich ist, wurde der Schwelleneinbau an Bauwerken der oberen Attel ungefähr in die Mitte des Sturzbeckens verlegt (Abb. 35). Im Sturzbett des abgebildeten Bauwerks, mit 1,4 m Sturzhöhe, wurde in rd. 4,9 K Entfernung von der Absturzkante eine Rechteckschwelle von 0,45 m = 0,25 K Höhe eingezogen. Stromab der Schwelle steigt der Sturzboden unter 1:13 auf einer Länge von 6,5 K an. Durch die Schwelle wird der Strahl hochbehoben und das Strahlband teilweise zerstört. Es bildet sich im Sturzbett ein eigener Überfall aus, der natürlich eine neue Gefahrenquelle darstellt. In der Lichtbildaufnahme des Hochwasser-Abflusses (Abb. 36) ist deutlich die Wirkung dieser Grundschwelle zu erkennen. Das Wasser fließt in Anbetracht des reichlich langen Sturzbettes ($L = 11{,}4\ K$) sehr unruhig in den Unterwasserlauf. Die große Ausdehnung des Beckens hatte Auflandungen zur Folge, so daß die Schwelle im Laufe der Jahre fast vollständig einkieste. Schwelleneinbauten in Sturzbecken haben in den meisten Fällen nicht die erhoffte Wirkung.

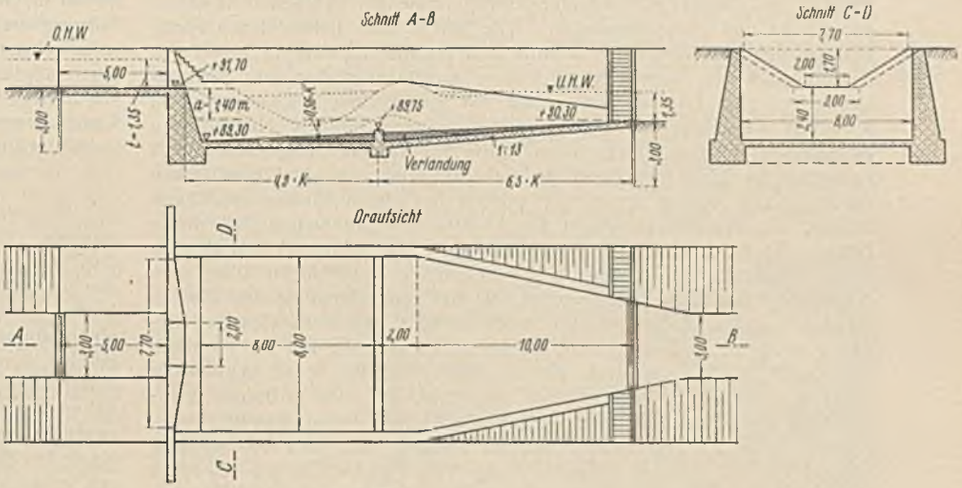


Abb. 35.
Absturzbauwerk mit Schwelleneinbau in der oberen geregelten Attel.
Kulturbauamt München.

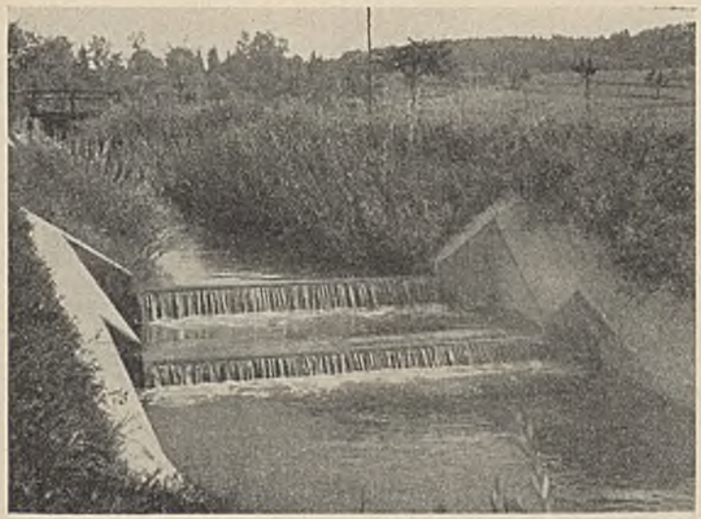


Abb. 34.
Doppelsohlenabsturz im Hartbach.
Kulturbauamt Weilheim.

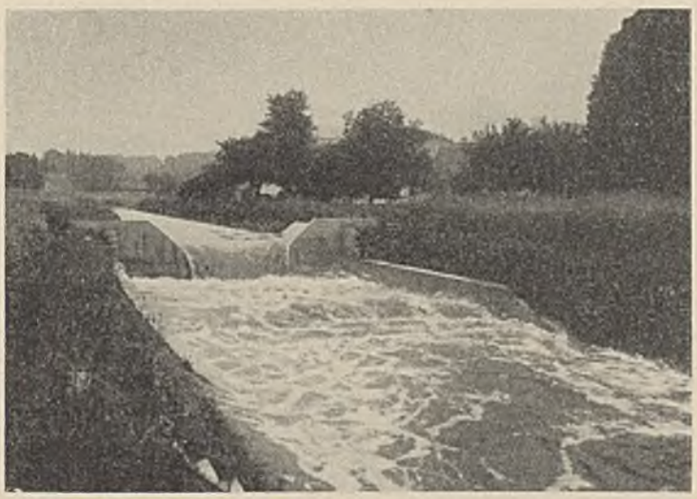


Abb. 36. Hochwasserabfluß an einem Absturzbauwerk mit Schwelleneinbau in der oberen geregelten Attel, s. Abb. 35.
Kulturbauamt München.

Abb. 37. Absturzbauwerk mit eingebauten Wasserbremsen im Rapphofs-Mühlenbach bei km 1,8 + 48.
Emschergenossenschaft.

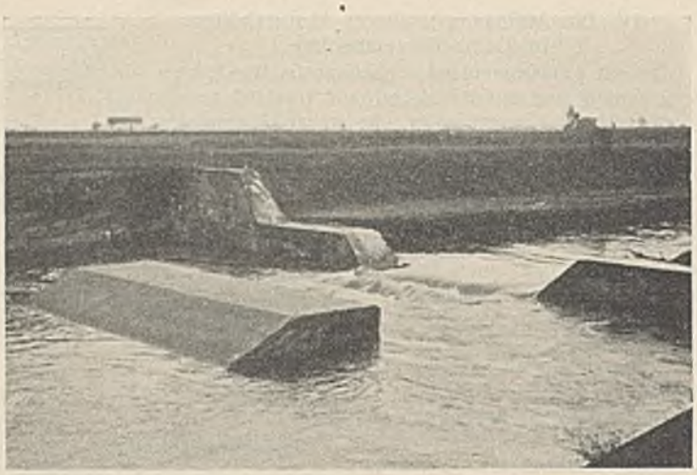


Abb. 39. Wellenbrecher im Sturzbett eines Absturzbauwerkes im Isen-Flutkanal bei km 2,1.
Kulturbauamt Mühldorf.

b) Wasserbremsen.

Die Regelungsarbeiten an den Wasserläufen des Industriegebietes bezwecken die schadenlose Abführung selbst von Katastrophen-Hochwassern und die der mit bedeutenden Schlammengen beladenen Abwässer der Städte und Industrieanlagen. Die Wasserläufe haben deshalb eng zusammengefaßte Wasserquerschnitte und Gefälle bis über 1%. Bei den Regelungsarbeiten kamen verschiedene Ausführungsarten von Absturzbauwerken zum Einbau, aber selbst die mit großen Kosten erstellten schweren Betonabstürze zeigten mitunter nach einigen Hochwassern bedeutende Schäden. Ramshorn führte für die Emschergenossenschaft systematische Untersuchungen im Laboratorium und an Probestrecken durch[12]). Die besten Ergebnisse wurden bei einem Einbau von Querbalken, sog. Wasserbremsen, in die Absturzbauwerke erzielt. Bei dieser Bauart, die durch das DRP. 606299 geschützt ist, sind auf- und abwärts eines Absturzes Querbalken in verschiedenen Höhenlagen über dem normalen Wasserspiegel angeordnet, die bei einer Zunahme des Wasserstandes einzelne Wasserschichten anstauen und damit die Geschwindigkeit verringern. Außerdem wird im Absturzquerschnitt und im Sturzbettquerschnitt, in dem der Strahl auf den Boden auftrifft, je ein Querbalken unter dem normalen Wasserspiegel eingebaut, um auch in diesen Querschnitten einen Stau zu erzeugen und die Abflußgeschwindigkeit zu verringern. Abb. 37 zeigt einen solchen Absturz mit einer Absturzhöhe von 0,80 m bei geringer Wasserführung. Die Querbalken, die entweder aus Holz oder Eisenbeton ausgeführt sind, werden fest oder herausnehmbar wie Dammbalken eingebaut. Den Abfluß eines Hochwassers am gleichen Absturzbauwerk zeigt Abb. 38. Die Wirkung der einzelnen hintereinander gestaffelten Wasserbremsen ist deutlich zu erkennen. Das Strahlband wird zerstört und die Wassergeschwindigkeit erheblich herabgemindert. In einer größeren Entfernung bachabwärts tritt der normale Fließzustand wieder ein.

[12]) Alexander Ramshorn, Die Energievernichtung bei Abstürzen und Schußstrecken in offenen Abwasserkanälen. Bautechn. 1932, I. verstärktes Vierteljahresheft.

Diese Bauweise hat sich nach Mitteilungen der Emschergenossenschaft sehr bewährt, so daß neu zu erstellende Abstürze meist ähnlich ausgeführt werden. Von vornherein scheidet aber diese Form der Bauwerke in Gewässern mit grober Geschiebe- und gelegentlicher Treibholzführung aus, da die Einbauten bald zerschlagen sein würden. Auch einer schadenlosen Eisabfuhr werden diese Einbauten entgegenstehen. Es wäre zwar möglich, die Querbalken bei Eisgang rechtzeitig zu entfernen, aber die notwendige Überwachung ist bei einer landwirtschaftlichen Regelung kaum zu erreichen; außerdem scheidet die Errichtung solcher Bauwerke auch aus finanziellen Gründen aus.

c) Wellenbrecher.

Eine wesentlich größere Stauwirkung erzeugt der Einbau eines Wellenbrechers. Ein solcher wurde mit gutem Erfolg vom Kulturbauamt Mühldorf in einen Absturz des Isenflutkanals eingebaut (Abb. 39). Durch diesen Absturz sollte der Doppelquerschnitt des Oberwasserlaufes mit einer Sohlenbreite von $s_1 = 8$ m bzw. einer Gesamtsohlenbreite von $s = 20$ m in einen einfachen trapezförmigen Querschnitt des Unterwasserlaufes übergeführt werden. Die Absturzhöhe beträgt nur ungefähr 0,25 m und die HW-Menge rd. 94 m³/sek. Eine Sturzbettausbildung nach den gebräuchlichen Formen entsprach nicht den Erwartungen; es waren starke Uferanbrüche und damit eine Gefährdung der Widerlager einer in der Nähe liegenden Brücke zu befürchten. Das Kulturbauamt entschloß sich deshalb, mit erheblichen Kosten den Absturz so auszubauen, daß alle Schäden ausgeschlossen waren. Das Sturzbett, das eine Grundrißform nach 2a und einen Längenschnitt nach 4 aufweist, hat eine Breite von 26 m und eine Länge von 20 m. Das Verhältnis $L/B = 0{,}77$ ist also wesentlich kleiner als 1 und ohne einen Einbau strömungstechnisch ungünstig. Unmittelbar gegenüber der Mittelwasseröffnung wurde in einer Entfernung von 6 m ein Betonblock mit den Ausmaßen 8,2 · 4,0 · 1,8 m als Wellenbrecher angeordnet. Die Breite diese Blocks entspricht der der Mittelwasseröffnung. Der Strahl trifft bei Mittelwasser unmittelbar auf den Wellenbrecher auf. Bei diesem Wasserstand beruhigte sich das Wasser zum großen Teil bereits vor dem Einbau. Bei Hochwasser ist der Block über-

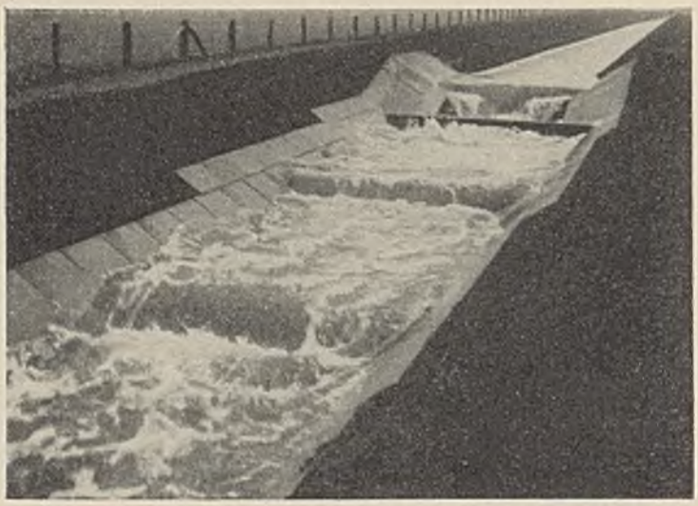


Abb. 38. Hochwasserabfluß an einem Absturzbauwerk mit Wasserbremsen im Rapphofs-Mühlenbach bei km 1,8 + 48, s. Abb. 37.
Emschergenossenschaft.

Abb. 40. Hochwasserabfluß am Wellenbrecher des Absturzbauwerkes im Isen-Flutkanal bei km 2,1.
Kulturbauamt Mühldorf.

flutet (Abb. 40). Der aus der Mittelwasseröffnung abfließende Strahlteil trifft mit voller Wucht auf den Block auf und wird zerstört. Die seitlich des Wellenbrechers abfließende Wassermasse ist stark wirbelig, zeigt aber eine Strecke stromab bereits Beruhigung.

Durch den Einbau von Wellenbrechern wird die Energie auf einer kurzen Strecke umgewandelt; dadurch kann die Sturzbettlänge wesentlich verkürzt werden. Die Eisabfuhr war selbst in eisreichen Wintern an dem beschriebenen Absturzbauwerk einwandfrei; der Abflußvorgang wurde dabei kaum beeinträchtigt.

Die Kosten eines solchen Bauwerks sind natürlich in Anbetracht der kleinen Sturzhöhe bedeutend. Das 1926 erstellte Bauwerk erforderte rd. 26 400 RM. Es waren u. a. folgende Aufwendungen notwendig: 2370 Tagschichten, 120 m² Holzspundwand, 480 m³ Beton. Die Arbeitslöhne umfaßten 60 % und die Materialaufwendungen 40 % der Baukosten.

Diese Bauweise stellt keine Normalform dar, sie wurde nur von den örtlichen Verhältnissen und dem Übergang einer Querschnittausbildung in die andere bedingt.

d) Der Strahlteiler.

Der Gedanke, einen Wellenbrecher mit einem Strahlteiler zu vereinigen, lag dem Entwurf des Kulturbauamtes Deggendorf für ein Absturzbauwerk von 1,2 m Sturzhöhe und 20 m Sohlenbreite zugrunde (Abb. 41). Der Wellenbrecher, der in einer Entfernung von rd. 3 m von der Absturzkante angeordnet ist, hat die Form eines dreieckigen Spornes und die Breite der Mittelwasseröffnung; die unterwasserseitigen Ecken des Sturzbettes sind ausgerundet. Beim Abfluß einer MW-Menge wird der Strahl durch den Einbau abgebremst und nach den beiden Seiten gegen die Sturzbettwände zu abgelenkt. Bei höheren Wasserständen werden angenähert Strömungsvorgänge nach den eingezeichneten Pfeilen auftreten. Ein Teil der Wassermassen wird in die Bremsecken abgelenkt und dort wiederum senkrecht zur Bauwerkachse gerichtet. Die Energieumwandlung der beiden gegeneinander gerichteten Wasserbewegungen geschieht noch innerhalb des Sturzbettes. Bei HW wird die Ausbildung zweier seitlicher Abflußstrahlen durch die in den Bremsecken umgelenkten Wassermassen verhindert. Das Sturzbett ist mit 9,4 K verhältnismäßig lang, außerdem ist noch eine Sicherung der Sohle mit Senkwalzen und der der Böschungen mit Bruchsteinpflaster vorgesehen. Schäden dürften bei dieser Bauanordnung nicht zu erwarten sein, doch werden die Baukosten die Ausführung nur auf bestimmte Fälle beschränken.

Strahlteiler wurden vom Kulturbauamt Kaufbeuren in größeren Ausmaßen in Absturzbauwerke eingebaut, z. B. bei der Regelung der Geltnach und der Trauchgauer Ache. Der Strahlteiler hat bei dieser Ausführung die Form eines dreieckigen Spornes, dessen eine Kante unmittelbar an die Absturzwand anschließt (Abb. 42). Der abstürzende Strahl wird bereits in der Absturzkante geteilt und in die abgerundeten Bremsecken des Sturzbettes gelenkt.

Vom Kulturbauamt Donauwörth wurde in der Zusam bei Sontheim ein Absturzbauwerk mit einem Strahlteiler — Absturzhöhe 1 m, Sohlenbreite 10 m, HW-Menge 38 m³/sek — im Jahre 1931 mit einem Kostenaufwande von 18 300 RM erbaut (Abb. 43). Meist werden solche Bauwerke als Doppelabstürze ausgeführt. Bei dem abgebildeten Bauwerk hat das erste Sturzbett eine Länge von 3,9 K_1 und das zweite eine solche von 13 K_2. Die Hauptschwierigkeit bei der Ausführung solcher Bauwerke liegt in der Ermittlung der richtigen Lage der Bremsecken zum abstürzenden Strahl. Während bei einem niedrigen Wasserstand die beiden Strahlteile in die Bremsecken abgelenkt werden, bilden sich bei HW besonders an diesen vorspringenden Ecken Wasserwalzen aus, die die Böschungen und die Sohle starken Beanspruchungen aussetzen. Deshalb muß das Sturzbecken verhältnismäßig lang ausgebildet werden.

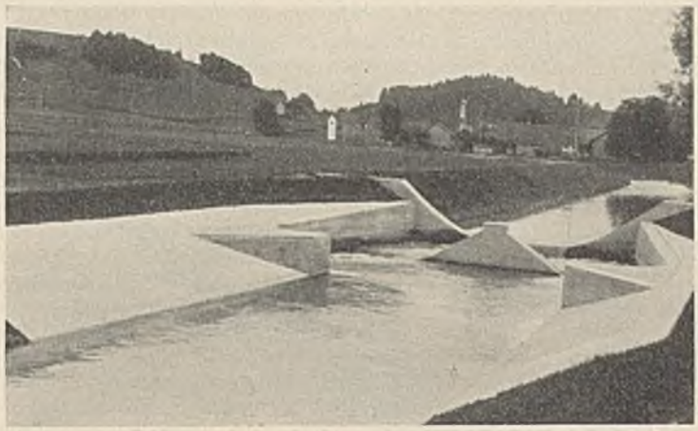


Abb. 42. Absturzbauwerk mit Strahlteiler in der Geltnach bei km 5,5.
Kulturbauamt Kaufbeuren.

Durch Verlegung des Spornes in das Oberwasser könnte unter Umständen eine wesentliche Verkürzung des Sturzbettes zu erzielen sein. Verschiebt man den Strahlteiler bei einer Verbreiterung des Absturzquerschnitts so weit nach stromauf, daß der Strahl bereits stromauf der Absturzkante in zwei Teile getrennt wird, dann könnte ein großer Teil des Betonaufwandes eingespart werden.

Fellenius und Lindquist ermittelten auf Grund von Modellversuchen einen Strahlteiler, der verschiedentlich bei Kraftanlagen verwendet worden ist[13]). Dieser Strahlteiler ist ein Einbau in Form einer besonders geformten Schwelle im Querschnitt des Sturzbettes, in dem der Strahl den Sturzboden erreicht (Abb. 7, 2a). Durch diesen Einbau wird das Strahlband geteilt, wobei ein Teil der Wassermasse nach aufwärts unter den überfallenden Strahl abgelenkt wird und der andere zum unmittelbaren Abfluß kommt. Am Sturzbeckenende ist wiederum eine Schwelle angeordnet. Die Energieumwandlung vollzieht sich im wesentlichen zwischen den beiden Schwellen. Die Wirkung eines solchen Strahlteilers ist natürlich von seiner richtigen Lage zum Strahlfußpunkte abhängig. Überspringt der Strahl den Einbau, dann ist keine Auswirkung mehr zu beobachten.

Allgemein gilt für Absturzbauwerke mit Einbauten, daß sie meist unverhältnismäßig hohe Baukosten erfordern und damit für kulturbautechnische Regelungsarbeiten zu teuer sind. Außerdem tragen sie den natürlichen Strömungsvorgängen nicht Rechnung und erscheinen deshalb stets als „gekünstelt".

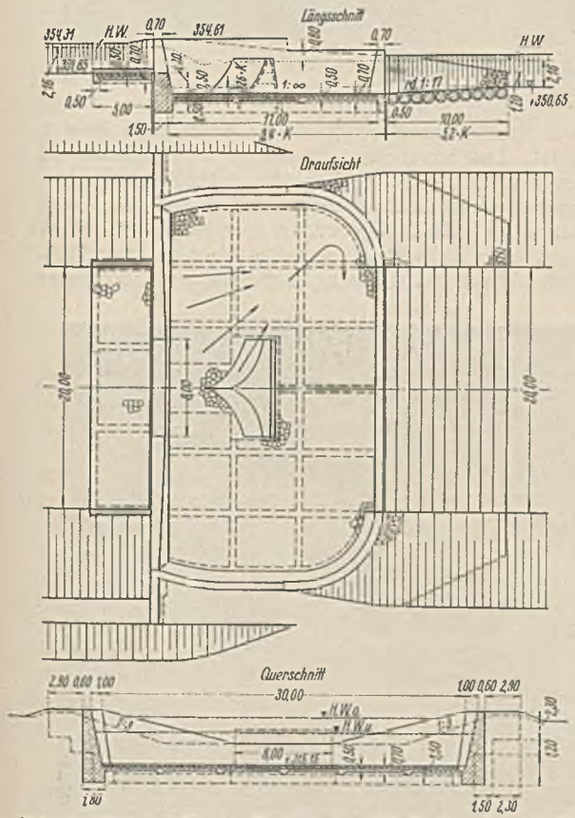


Abb. 41. Entwurf für den Einbau eines Wellenbrechers und Strahlteilers in ein Sturzbecken eines Absturzbauwerkes.
Kulturbauamt Deggendorf.

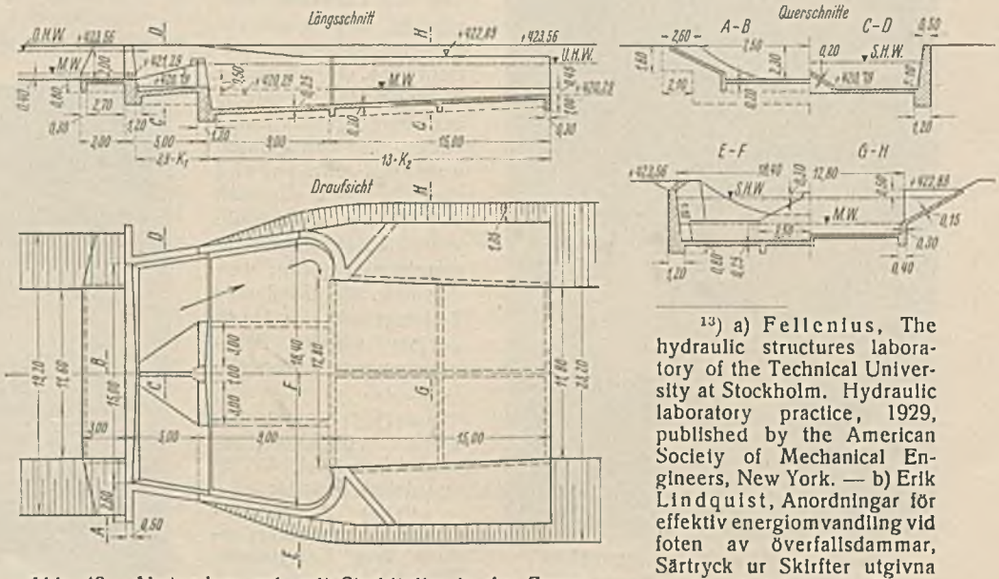


Abb. 43. Absturzbauwerk mit Strahlteiler in der Zusam.
Kulturbauamt Donauwörth.

[13]) a) Fellenius, The hydraulic structures laboratory of the Technical University at Stockholm. Hydraulic laboratory practice, 1929, published by the American Society of Mechanical Engineers, New York. — b) Erik Lindquist, Anordningar för effektiv energiomvandling vid foten av överfallsdammar, Särtryck ur Skrifter utgivna med anledning av Kungl. Tekniska Högskolans 100-Ars Jubileum 1927.

VI. Absturzbauwerke in Gewässern mit großem Gefälle.

Die Absturzbauwerke in Gewässern mit wildbachähnlichem Charakter müssen nach anderen Gesichtspunkten ausgebildet werden. Da diese Wasserläufe meist Geschiebe mit sich führen, verzichtet man auf eine starre Befestigung der Sturzbettsohle.

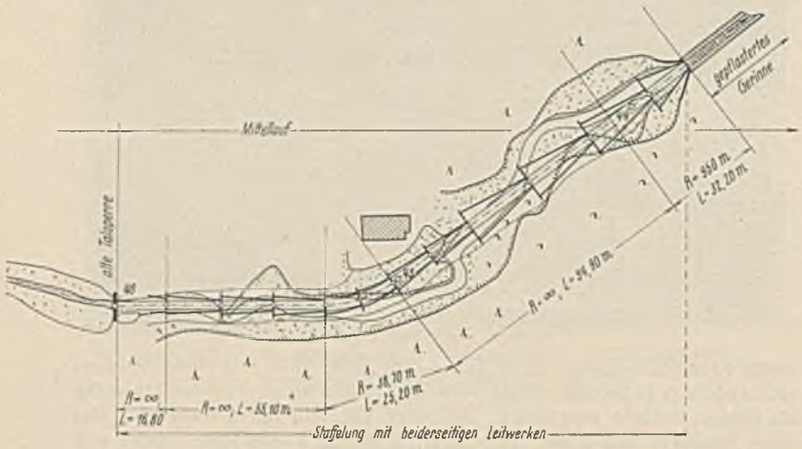


Abb. 44. Lageplan der Regelung des oberen Mittellaufes des Kokrabaches, s. Abb. 5.
Forsttechnische Abteilung für Wildbachverbauung, Sektion Villach.

Abb. 44 zeigt die Regelung des oberen Mittellaufes des Kokrabaches in Kärnten durch die Forsttechnische Abteilung für Wildbachverbauung, Sektion Villach (vgl. den Längenschnitt der Regelung in Abb. 5). Da der neue Bachlauf dem alten möglichst angeglichen wurde, waren Auftrags- und Abtragserdbewegungen in größerem Ausmaße und die Erstellung von seitlichen Leitwerken erforderlich. Die in Beton erstellten Bauwerkteile, wie der Absturzkörper mit seinen Seitenflügeln und die Wände des Sturzbettes, wurden auf Holzrosten gegründet (Abb. 45). Da die Bauwerke hintereinander gestaffelt wurden, war eine Sohlenbefestigung der einzelnen Sturzbecken nicht erforderlich, da das eine Bauwerk stets als Gegensperre der stromauf liegenden wirkt (Abb. 46)[14]. Die Kanten des Absturzquerschnitts wurden, wie in Österreich allgemein üblich, wegen des zu erwartenden Geschiebeangriffs mit Natursteinen verkleidet.

Häufig wird auch die Sturzbodensicherung bei Einzelbauwerken durch eine Daasbettung mit einem darüberliegenden Längsholzrost durchgeführt (Abb. 47). Die Holzprügel liegen dicht aneinander und vermindern infolge ihrer Elastizität die Wucht des abstürzenden Strahles. Sie wirken ähnlich wie Floßfedern bzw. Kolkabwehrtafeln[15].

Während die meisten Absturzbecken solcher Bauwerke eine Grundrißform nach 2a oder 3a haben, wird z. B. vom Landesbauamt Tirol die Grundrißform 1 bevorzugt. Das Bauamt hält einen quadratischen Grundriß für seine Bauwerke am zweckmäßigsten. Durch den schroffen Übergang des Sturzbettes in den trapezförmigen Unterwasserlauf wird das Wasser im Becken aufgestaut und ein Fallkessel ausgebildet, in dem sich die Energieumwandlung vollzieht (Abb. 48). Da starke Wasserangriffe besonders am Übergange des Sturzbettes in den Unterwasserlauf auftreten, wird diese Bauweise nur dann mit Erfolg angewandt, wenn die Böschungen entsprechend befestigt werden bzw. die anstehende Bodenart wie im Hochgebirge starken Beanspruchungen widersteht.

Abb. 46. Teilansicht des geregelten oberen Mittellaufes des Kokrabaches.
Forsttechnische Abteilung für Wildbachverbauung, Sektion Villach.

[14]) G. Strele, Grundriß der Wildbachverbauung, Wien 1934, Verlag von Julius Springer.

[15]) a) A. Schokilitsch, Stauraumverlandung und Kolkabwehr. Wien 1935, Verlag Julius Springer.
b) S. Fußnote 7).

VII. Absturzbauwerke in breiten geregelten Wasserläufen.

Die Ausbildung von Absturzbauwerken in geregelten, meist geschiebeführenden Wasserläufen von größeren Breiten wird von anderen Gesichtspunkten beeinflußt wie die in kleineren Bachläufen.

Bei diesen Regelungsarbeiten ist zunächst festzustellen, ob sich die Flußstrecke, in der ein solches Bauwerk erstellt werden soll, im Beharrungszustande befindet oder ob sie das Bestreben einer Sohlenhebung oder -senkung zeigt. In Auflandungsstrecken ist nur eine geringe Kolkbildung zu erwarten, da die Auflandung die Kolkung ziemlich ausgleicht. In den weitaus meisten Fällen sind Absturzbauwerke jedoch in Eintiefungsstrecken zu errichten. Die Ausführung größerer Durchstiche ruft stromauf eine Eintiefung und stromab eine Auflandung hervor. Die Gefällvergrößerung infolge eines Durchstiches muß durch Stufeneinbauten ausgeglichen werden. Wesentlich erschwert werden die Regelungsarbeiten in Einbau-

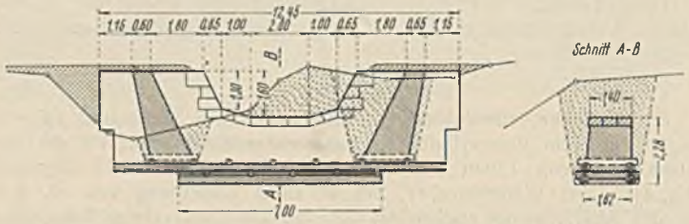


Abb. 45. Schnitt durch ein Absturzbauwerk der Regelung des oberen Mittellaufes des Kokrabaches.
Forsttechnische Abteilung für Wildbachverbauung, Sektion Villach.

strecken, die stromab eines natürlichen Sees oder eines künstlichen Stauraumes liegen. Der Geschieberückhalt bewirkt eine Eintiefung der abwärts liegenden Flußstrecke und eine Gefährdung aller Bauwerke.

Eine charakteristische Eintiefungsstrecke ist z. B. die geregelte Untere Alm in Oberösterreich stromauf ihrer Einmündung in die Traun. Um weiteren Eintiefungen zu begegnen, wurde eine Reihe Absturzbauwerke errichtet, von denen zwei bemerkenswerte herausgegriffen werden.

Abb. 47. Sturzbettsicherung eines Absturzbauwerkes durch einen Holzrost nach Art einer Floßfeder.

Der Grundriß der Sturzbecken dieser Bauwerke wurde nach Form 1, 2a und 2b ausgebildet. Das Sturzbecken der Mühltaler Gefällstufe ist rechteckig mit einem Verhältnis $L/B = 0{,}63$ im Mittel (Abb. 49). Die Alm führt in dieser Strecke bei einer Sohlenbreite von 41 m eine MW-Menge von nur rd. 13 m³/sek ab, die HW-Menge wächst aber bis zu 430 m³/sek an. Das Bauwerk mit einer Absturzhöhe von 2 m liegt in einer Flußkrümmung, so daß die Wassermassen nach einer Seite des Sturzbettes

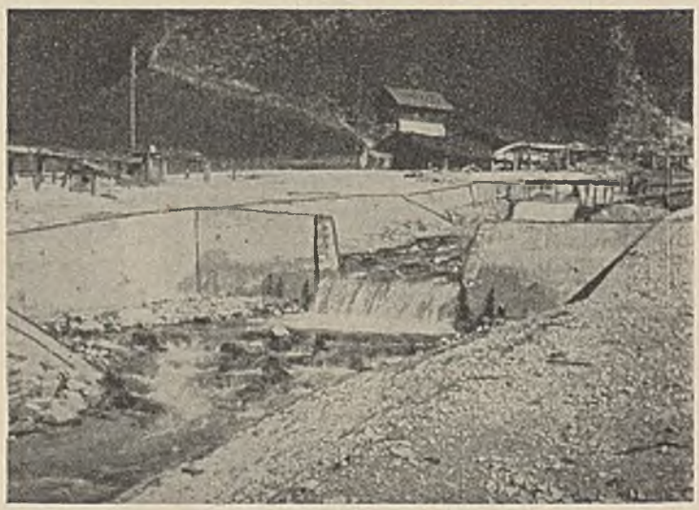


Abb. 48. Absturzbauwerk im Gschnitztal, obere Abstürze im Bau.
Landesbauamt Tirol.

abgedrängt werden. An der linken unterwasserseitigen Ecke treten Auskolkungen auf, die eine Sicherung der Fundamente mit schweren, an Ort und Stelle hergestellten Betonblöcken von 2,5 · 1,25 · 1,0 m erfordern. Der rechtseitige Teil des Sturzbettes ist aufgeländet. Die Grundrißform des Sturzbeckens ist demnach strömungstechnisch ungünstig, da durch die einspringenden Ecken das Stromband schroff eingeschnürt wird und am Übergang in das Unterwasserbett Wasserwalzen ausgelöst werden, die die Fundamente der Beckenwände und den Böschungsfuß gefährden.

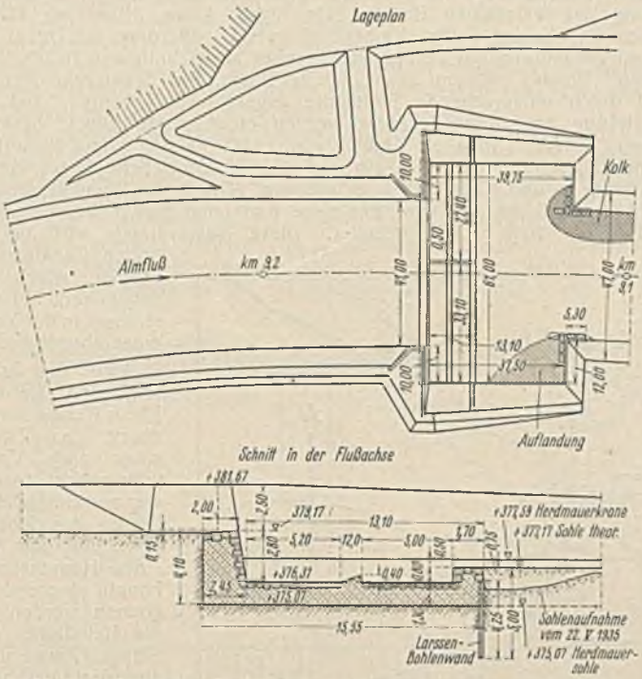


Abb. 49. Mühltaler Gefällstufe in der unteren geregelten Alm.
Landesbauamt Ober-Österreich.

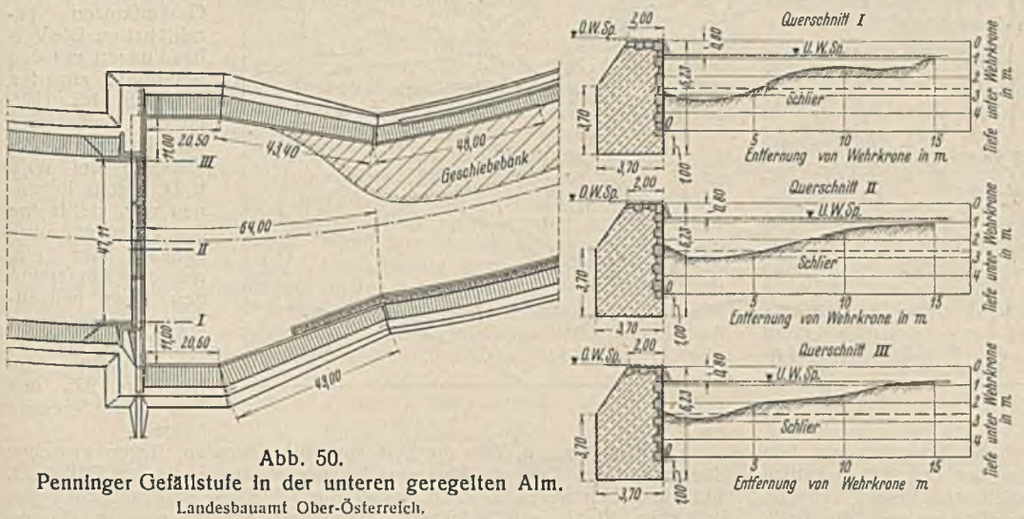


Abb. 50.
Penninger Gefällstufe in der unteren geregelten Alm.
Landesbauamt Ober-Österreich.

Das Sturzbecken der Penninger Gefällstufe, die ebenfalls in einer Flußkrümmung liegt, ist nach der Grundrißform 2a ausgeführt (Abb. 50). Bei einem Verhältnis $L/B = 0{,}93$, also nahezu 1,0, geht das Sturzbecken in schlanker Linienführung in den Unterwasserlauf über. Während durch die stromauf liegende Krümmung die rechtseitige Beckenmauer und Böschung stark beansprucht wird, breitet sich am linken Ufer eine ausgedehnte Geschiebebank aus. Der rechtseitige Böschungsfuß wird mit Drahtnetzwalzen und einer Steinpackung von 2 m Breite gesichert.

Eine durchgehende Befestigung der ganzen Sturzbettsohle ist bei den Ausmaßen 40 · 61 m bzw. 64 · 69 m wirtschaftlich nicht tragbar und außerdem unnötig. Die beiden Gefällstufen zeigen unter sich auch in der Ausbildung der Sturzbettsohle Verschiedenheiten. Während im Sturzbett der Mühltaler Stufe eine in Österreich als „Nachbett" bezeichnete Befestigung eingebaut ist, geschieht die Energieumwandlung im Sturzbett der anderen Stufe durch ein „natürliches" Wasserpolster[16]).

Die Wahl der Ausführung richtet sich vor allem nach den Untergrundverhältnissen. Kann eine Wasserhaltung mit einfachen Mitteln durchgeführt werden, so wählt man eine kolksichere Gründung, d. h. das Fundament des Absturzkörpers wird tiefer gegründet, als die Kolktiefe nach dem Berechnungsverfahren von Riediger zu erwarten ist[17]) (Abb. 50). Ist der Untergrund allzu durchlässig, dann wird auf eine tiefe Gründung verzichtet und ein „Nachbett", z. B. mit einer Keil- und Rechteckschwelle, nach dem Vorschlage von Ludin eingebaut.

Kolkpeilungen an der Penninger Stufe ergaben, daß die theoretische Kolktiefe in keinem Querschnitt erreicht war. An anderen Gefällstufen wurde aber festgestellt, daß sie häufig und zum Teil nicht unerheblich überschritten wird. Dies zeigt, daß eine einwandfreie Berechnung der Kolktiefe wohl kaum möglich sein dürfte.

Ein Schwelleneinbau verhindert die Kolkbildung nicht völlig, doch ist das Auftreten eines flachen Kolkes für die Standsicherheit des Bauwerks ohne Bedeutung. In geschiebeführenden Flüssen ist das natürliche Wasserpolster dem „Nachbett" vorzuziehen, da es wesentlich geringere Unterhaltungskosten verursacht; die Bauwerkgründung wird allerdings teurer. Unbewehrter Beton wird bei Geschiebeführung rasch abgeschliffen und ist schwer wieder herzustellen. Das Landesbauamt Ober-Österreich verkleidete deshalb Betonbauten in diesen Fällen mit Granit, Holz oder bewehrt sie mit Stahl.

Im allgemeinen sind die Sturzbecken dieser Bauwerke reichlich bemessen. Das günstige Verhältnis L/B dürfte für die Grundrißform 2a zwischen 0,6 und 0,7 liegen. Die Baukosten betrugen für die Erstellung der Mühltaler Stufe 1932 rd. 249 000 S und für die Penninger Stufe 1929 rd. 240 250 S ausschließlich des Steges dieser Anlage.

Zusammenfassung.

1. Die Errichtung eines Absturzbauwerks wird von so vielen Faktoren, wie Geländegestalt, Untergrundverhältnissen u. ä., beeinflußt, daß es kaum möglich sein dürfte, allgemein eine Norm für die Formgebung eines Absturzbauwerks aufzustellen.

2. Um Sohleneintiefungen im Oberwasserlauf bei anstehenden Bodenarten mit kleinen Schleppkraftwerten zu verhindern, ist es bei stärkerem Gefälle notwendig, den Absturzquerschnitt einzuengen. Eine Strahleinschnürung hat aber eine Vergrößerung der Sprungweite zur Folge, die wiederum eine Verlängerung des Sturzbeckens erfordert.

3. Eine Verbreiterung des Absturzquerschnitts gegenüber dem Oberwasserquerschnitt bewirkt einen ruhigen und gleichmäßigen Wasserabfluß. Sie kann aber wegen der starken Wasserspiegelabsenkung im Oberwasser nur dann ausgeführt werden, wenn sich bei höheren Wasserständen der unvollkommene Absturz ausbildet oder die Sohle und ein Teil der Böschungen des Oberwasserlaufes befestigt werden bzw. die anstehende Bodenart einen großen Schleppkraftwert besitzt.

4. Der Einbau von Schwellen, Wellenbrechern, Strahlteilern u. ä. erhöht im allgemeinen die Baukosten der Absturzbauwerke landwirtschaftlicher Regelungsarbeiten, außerdem erfordern solche Kunstbauten laufende Unterhaltungsarbeiten. Am zweckmäßigsten ist es, das Sturzbett den Strömungsvorgängen so anzupassen, daß die Energieumwandlung — „Energievernichtung" — allein durch die Ausbildung der Sturzbettböden bedingt wird.

5. Das als günstig angegebene Verhältnis $L/B = 1{,}5$ bis 1,6 gilt nur für Sturzbettbreiten bis zu höchstens 15 bis 20 m; von dieser Grenze an ist ein Verhältnis L/B rd. 0,6 empfehlenswert. Bei einer größeren Breite des Wasserlaufes ist ein „Nachbett" anzuordnen oder die Gründung des Absturzkörpers kolksicher auszuführen. Ein zu großer Rücksprung der Seitenflügel des Absturzkörpers verbreitert das Becken übermäßig; dadurch wird die Ausführung eines schlanken Übergangs zum Unterwasserlauf ohne unnötige Verlängerung des Sturzbeckens nicht möglich.

6. Das Ergebnis einer Untersuchung über die wirtschaftlichste Verbauungsart und über die Wahl der geeigneten Baustoffe ist so von den örtlichen Verhältnissen abhängig, daß hier ebenfalls keine Normen aufgestellt werden können.

Dem Verfasser ist es eine angenehme Pflicht, für die liebenswürdige Unterstützung, die er bei der Bearbeitung der vorliegenden Untersuchung durch einzelne Herren der Baubehörden Deutschlands und Österreichs erfahren durfte, an dieser Stelle verbindlichst zu danken. Der William G. Kerckhoff-Stiftung, Bad Nauheim, gebührt ferner sein Dank für die Verleihung eines Reisestipendiums im Jahre 1934.

[16]) S. Fußnote 7. — Dort Definition des Begriffs „natürliches Wasserpolster".

[17]) Karl Riediger, Die Theorie der Kolkbildung und deren Verwertung zur Berechnung der Fundierungstiefen von Wasserbauten an Gebirgsflüssen und Wildbächen. Wien und Leipzig 1920, Verlag Karl Gerolds Sohn.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Amsterdam-Rhein-Kanal.[1]

Amsterdam war mit dem deutschen Rhein bisher durch den Merwedekanal verbunden, der über Vreeswijk—Vianen nach Gorinchen läuft und hier in den Waal einmündet (Abb. 1). Er wies eine Sohlenbreite von 20 m bei einer Wassertiefe von 3,30 m auf. Zwischen Amsterdam und dem Lek war der Kanal in zwei Haltungen aufgeteilt. Die eine liegt mit dem Vaartschen Rhein auf gleicher Höhe (0,45 bis 0,58 über Null Amsterdamer Pegel [NAP]), die andere mit dem Amstelland-Busen (0,40 unter NAP). Die trennenden Kammerschleusen liegen westlich von Utrecht. Der Kanalabschnitt südlich des Lek hatte nur bei niederen Wasserständen dieses Flusses eine gewisse Bedeutung.

Das Ausmaß und die Linienführung des Kanals konnte dem stetig zunehmenden Schiffsverkehr auf die Dauer nicht mehr genügen. Schon 1915 berief Minister Lely, der aus dem Zuidersee-Unternehmen bekannt geworden ist, eine Kommission mit dem Auftrag, Verbesserungsvorschläge auszuarbeiten: Das Kanalstück zwischen Amsterdam und Utrecht sollte vergrößert und mit einer einzigen Haltung in südlicher Richtung bis zum Lek weitergezogen werden. Die Gemeinde Amsterdam und die Vertreter des Handels strebten aber darüber hinaus den Anschluß an einen höher gelegenen Punkt des Waal an. Von einer größeren Anzahl von Wahlentwürfen (z. B. Kanalisierung des Lek, Führung des Schiffahrtweges über das Ysselmeer durch die Geldersche Senke zum Waal bei Dodewaard) fand der nachstehende Vorschlag die Zustimmung der Regierung, die ihn auch im Jahre 1931 zum Gesetz erhob:

Die neue Schiffahrtverbindung benutzt den bestehenden Merwedekanal zwischen Amsterdam und der Bahnlinie Utrecht—Gouda; der Kanal wird erweitert. Von hier zweigt der neue Kanal ab, kreuzt den Vaartschen Rhein nördlich Jutphas und erreicht den Lek 1,2 km unterhalb Wijk bei Duurstede. In der Betuwe wird der Kanal von Ravenswaay bis zum Waal 1,4 km oberhalb Tiel fortgesetzt. Der Lek wird an der Kreuzungsstelle so weit verbessert, daß er in demselben Maße wie der Waal für die größten Rheinschiffe geeignet ist. Kurz nach der Kreuzung mit dem Vaartschen Rhein zweigt ein Kanalstück ab, das den Lek 800 m östlich der alten Mündung des Merwedekanals (Königinnenschleuse) erreicht.

Zwischen Amsterdam und Wijk b. D. und im Seitenarm nach Vreeswijk liegt der Wasserspiegel mit der unteren Haltung des Merwedekanals und damit auch mit dem Amstellandbusen und dem Nordseekanal auf gleicher Höhe (0,40 unter NAP). Die Haltung in der Betuwe geht im allgemeinen mit dem Wasserstande des Lek. Nur bei hohen Flußwasserständen (durchschnittlich 20 Tage im Jahr) wird die Schleuse bei Ravenswaay geschlossen. Sonach sind neue Schleusen nur bei Wijk b. D., Vreeswijk, Ravenswaay und Tiel notwendig.

Der neue Kanal erhält zwischen Amsterdam und der Abzweigung nach Vreeswijk eine Sohlenbreite von 50 m, von da bis Tiel 40 m. Bei der Anlage der Kanaldeiche wird auf eine spätere Erweiterung auf 74 und 52 m Sohlenbreite Rücksicht genommen. Beim Seitenarm nach Vreeswijk wählte man 65 m, da er teilweise als Vorhafen für die Kammerschleuse bei Vreeswijk und bei der Abzweigung als Liegeplatz für Schleppzüge dienen muß.

Sämtliche Schleusen erhalten 18 m l. W. Die Schleuse bei Wijk b. D. bekommt eine Nutzlänge von 350 m und ein Zwischenhaupt, für Vreeswijk ist eine Doppelschleuse mit je 225 m Länge vorgesehen, nach Ravenswaay kommt eine Schleuse mit 260 m Länge, dazu eine Kehrschleuse. Auch die Schleuse in Tiel wird 260 m lang.

Die Drehbrücken über den bestehenden Merwedekanal zwischen Amsterdam und Utrecht werden beseitigt. An ihre Stelle treten feste Brücken. In dem Abschnitt Amsterdam bis zur Abzweigung erhalten sie mindestens eine Lichtweite von 82 m, von da bis zum Lek 72 m und in der Betuwe 60 m. Die lichte Höhe zwischen dem Normalwasserstand und der Brückenunterkante ist nördlich des Lek 9 m, südlich davon 8 m und bei der Kreuzung mit dem Fluß selbst 10,20 m über MW. Von einer Änderung der Bahnbrücken wird mit Rücksicht auf die hohen Kosten vorläufig abgesehen. Die Einschnürung des Kanalquerschnitts wird also an diesen Stellen in Kauf genommen.

Die Haltung des neuen Kanals wird künftig tiefer liegen als die Haltung des Vaartschen Rheins. Da dieser keine Anpassung zuläßt, müssen auf beiden Seiten Kammerschleusen, außerdem ein Düker zur offenen Verbindung der beiden voneinander abgeschnittenen Teile gebaut werden. Ebenso müssen der Leidsche Rhein, der Schalksche Abzugskanal durch entsprechende Bauwerke angeschlossen werden. Bei der Erweiterung des Merwedekanals werden eine Anzahl Düker beseitigt werden. Dadurch wird ein Gebiet von 14 000 ha von seiner bisherigen Vorflut abgeschnitten. Durch ein neu zu errichtendes Schöpfwerk werden sie künftig in den Kanal selbst entwässern. Durch das Pumpwasser und durch die Schleusungen wird der neue Kanal bei hohen Wasserständen des Lek mit 1900 m³/min belastet. Diese Wassermenge wird bei zu hohen Kanalwasserständen durch ein Schöpfwerk bei Amsterdam in das Ysselmeer abgepumpt.

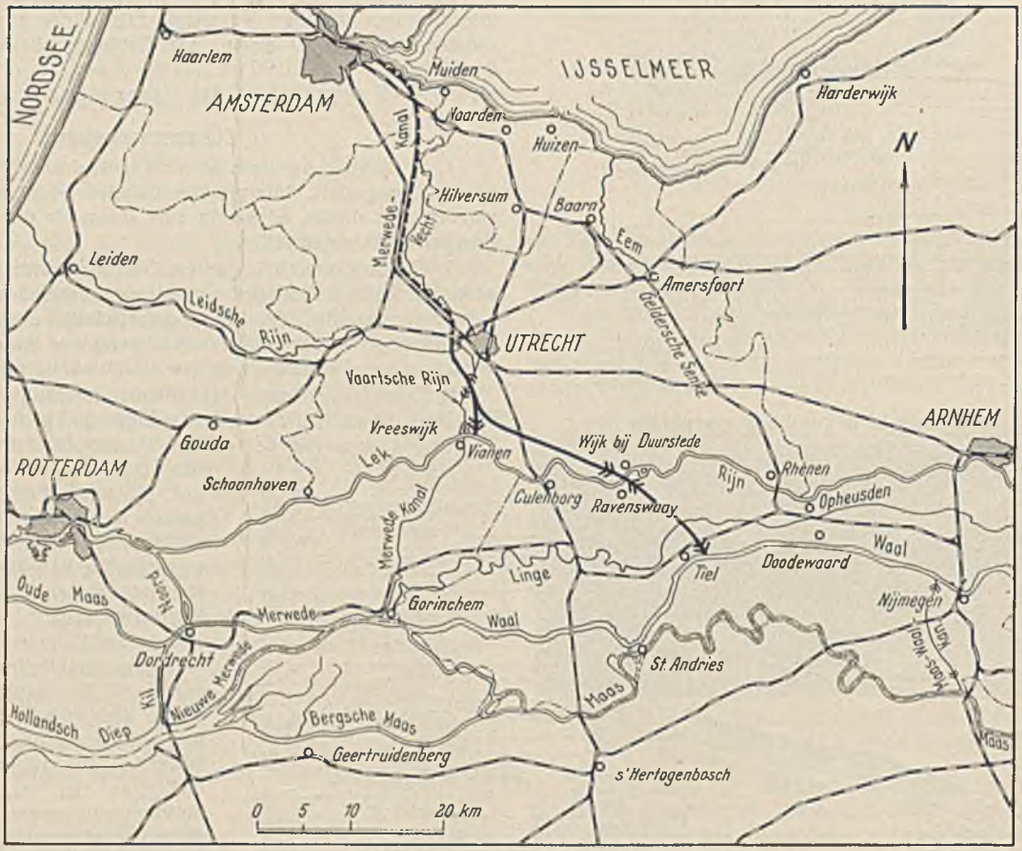


Abb. 1.

Von den Arbeiten des Amsterdam-Rhein-Kanals konnte zuerst das Zweigstück nach Vreeswijk gebaut werden, was ausschließlich zu Lasten des Reiches geht. Mit dem Bau des Hauptkanals konnte aber erst begonnen werden, als die Beteiligten (die Stadt Amsterdam, die drei berührten Provinzen) das gesetzliche Drittel der Gesamtkosten bezahlt hatten. Die Verhandlungen mit den Beteiligten zögerten den Bau bis 1935 hinaus. Und als mit dem Kanal und der Schleuse bei Wijk b. D. bereits begonnen war, stellte ihn die Regierung noch einmal kurz ein, um die Abmessungen nach neuzeitlichen Grundsätzen zu überprüfen, bis sie endgültig im Spätjahr 1935 den Bau der Schleuse freigab.

Die Kunstbauten, die zur Zeit ausgeführt werden, liegen zwischen Utrecht und dem Lek: die Kammerschleusen bei Vreeswijk, bei Wijk b. D. und die hohen festen Brücken, ferner die Schleusen am Vaartschen und Leidschen Rhein und Schleusen in einigen untergeordneten Wasserstraßen.

Die Doppelschleuse bei Vreeswijk ist wohl das größte der Bauwerke (Abb. 2 u. 3). Die lichte Weite der Kammern ist 18 m, ihre nutzbare Länge 225 m. Der höchste zu erwartende Wasserstand beträgt 5,90 m über NAP, der niedrigste zur Zeit 0,21 unter NAP. Der angestrebte Normalwasserstand liegt auf 0,40 unter NAP. Da die Schleusen nach beiden Seiten kehren sollen und aus Gründen der Landesverteidigung wurden als Abschluß Hubtore gewählt. Sie hängen in Portalen aus Eisenbeton. Wenn auch die beiden Schleusen unabhängig voneinander sind, so wird doch der obere Balken über die beiden Portale hindurchgezogen. Er ruht auf drei Türmen, die unabhängig von den Schleusenmauern gegründet sind. Die Kammer wird durch sechs Schütze in den Toren gefüllt oder entleert. Von Umlaufkanälen in den Schleusenhäuptern wird also abgesehen. Die Häupter und die Kammern sind als Tröge ausgebildet, die auf Pfählen ruhen. Jede Schleuse ist in 16 Baublöcke aufgeteilt (2 Häupter, 14 Kammerteile). Sämtliche 14 Teile der Kammer sind mit Ausnahme der Treppenanordnung einander völlig gleich ausgebildet auch hinsichtlich der Poller, Anreibeeisen usw. Unter den Häuptern sind auch Scherpfähle angeordnet, um die waagerechten, nach außen gerichteten Kräfte aufzunehmen. Der Schleusenboden liegt lose auf den Pfählen. Nur bei den Scherpfählen ist die Bewehrung der Pfähle bis in den Schleusenboden hineingezogen.

Die Hubtore gleiten in Aussparungen des Mauerwerks. 3 m über dem Abdeckstein bis zur Balkenunterkante sind sie in Eisenkonstruktionen geführt. Die Gewichte der Tore werden durch zwei große und zwei

[1]) Nach Publieke Werken 1937, Heft 4 vom April.

kleine Gegengewichte ausgeglichen. Die Kabel der großen Gegengewichte sind unabhängig vom Windwerk der Tore, die kleinen Gegengewichte dagegen laufen über die Trommeln der Windwerke. Das Tor am Außenhaupt ist über Wasser 166 t, im Wasser bei HHW 140 t schwer. Die großen Gegengewichte wiegen zusammen 132 t, die kleinen 24 t. Die Bewegungseinrichtungen sind für eine Kraft von 25 t berechnet. Sie werden durch einen Elektromotor mit 85 PS angetrieben. Die ganze Einrichtung ist im oberen Querbalken untergebracht, der als Maschinenkammer ausgebildet ist.

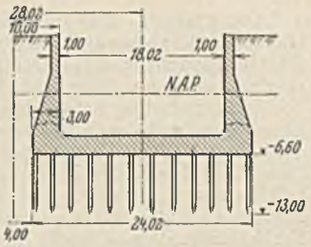


Abb. 2. Querschnitt der Kammerschleusen bei Vreeswijk.

Die kleinen Gegengewichte dienen zugleich der Einschaltung einer Vorrichtung, die das Tor mit gleichmäßiger Kraft von den senkrechten Anschlagleisten wegdrückt. Ist der waagerechte Wasserdruck kleiner als diese Kraft, dann kommt das Tor von dem Anschlag frei und kann abrollen. Auf diese Weise kann es bereits bei einem kleinen Wasserstandsunterschied geöffnet werden. Im geschlossenen Zustande werden die kleinen Gegengewichte etwas gehoben und treten außer Betrieb, wodurch der gesamte Wasserdruck auf das Mauerwerk übertragen wird.

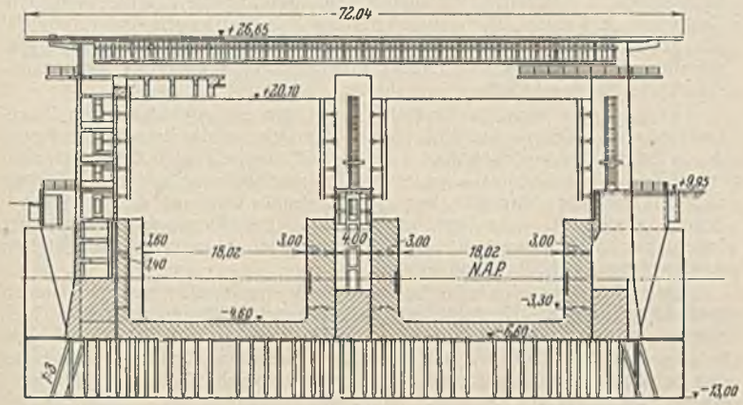


Abb. 3. Querschnitt durch das Haupt der Doppelschleuse bei Vreeswijk.

Die Hubgeschwindigkeit beträgt 0,175 m/sek, solange das Tor noch im Wasser ist, danach steigert sie sich auf 0,35 m/sek. Beim Beginn des Hubes oder Ende des Absenkens ist die Geschwindigkeit auf die letzten Zentimeter sehr gering. Das Öffnen und Schließen des Tores dauert $1^1/_2$ min. Da die Bewegungsgeschwindigkeit stark schwankt, wurde als Antrieb ein Gleichstrommotor mit Ward-Leonard-Schaltung gewählt. Als Reserve dient ein 30-PS-Kromhout-K. S.-Motor.

Die sechs Schütze in den Toren gleiten mit Leisten aus rostfreiem Stahl in bronzenen Führungen. Die Gleitflächen werden mit Hochdruckfettpumpen geschmiert, die von den Bewegungsvorrichtungen der Schütze angetrieben werden. Jedes Schütz hat seinen eigenen Motor und sein eigenes Windwerk, die am Tor befestigt sind. Die Motoren (Drehstrommotoren) machen beim Hochziehen 500, beim Niederlassen 1500 Umdrehungen/min. Sie können nur in den Endstellungen des Tores Strom abnehmen. Die Schütze schließen in 3 min, das Heben dauert 9 min.

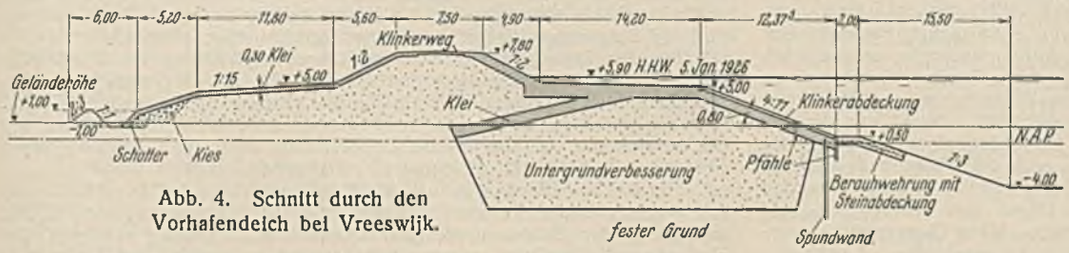


Abb. 4. Schnitt durch den Vorhafendeich bei Vreeswijk.

Durch einen Differentialwasserstandsmesser und durch ein Lichtsignal wird angezeigt, wenn der Wasserstand so weit abgesunken ist, daß die Abdrückvorrichtung in Tätigkeit treten kann. Die Unterkante der Schütze ist dreieckig ausgebildet, so daß die Öffnung langsam freigegeben wird und für die Schiffahrt hinderliche Strömungen vermieden werden.

Um die Zufahrt der Schiffe zur Schleuse zu erleichtern, was für den Zeitaufwand der Durchschleusung von großer Bedeutung ist, ist von Leitwerken reichlich Gebrauch gemacht. Sie bestehen auf der Flußseite aus Leitpfählen in Eisenbeton, die durch hölzerne Balken miteinander verbunden sind. Auf der Kanalseite sind die Ufer mit eisernen Spundwänden gesichert. In der Kanalachse ist auf beiden Seiten der Schleuse das Leitwerk in gleicher Ausführung entworfen. Die Länge der Leitwerke ist so groß gewählt, daß Schiffe, die zur Schleusung kommen, gleichzeitig am Leitwerk festmachen können, ohne daß die Ausfahrt aus der Schleuse behindert wird. Die Fahrtregelung geschieht auch untertags mit Lichtzeichen.

Die Tore können nur von ihrem Standorte aus bedient werden, während die Bedienung der Schütze in den Toren von beiden Häuptern aus möglich ist. Hierzu sind drei Personen ständig eingesetzt. Doch kann die ganze Wartung auch von einer Person wahrgenommen werden, die während des Füllens von einem Tor zum anderen geht. Zur freien Übersicht über die Kammer und das anschließende Fahrwasser ist das Schleusenplateau auf die ganze Länge in einer Breite von 3 m und einer Höhe von 2 m von allen Einbauten freigelassen.

Die Tore der beiden Häupter haben zwar nicht dieselbe Höhe, sind aber sonst völlig gleich gebaut. Das Innentor kann durch ein Aufsatzstück auch für das Außenhaupt verwendet werden. Dadurch wird nur ein Reservetor notwendig. Dieses wird in der Nähe außer dem Wasser und in senkrechter Stellung aufbewahrt. In dieser Stellung wird es mit zwei Schwimmkasten eingefahren, an einem schweren Kranhaken, dessen Windwerk auf der Kammermauer steht, aufgewunden, um 90° gedreht und in die Falze eingelassen.

Die Schleusen bei Wijk bei Duurstede und bei Tiel werden in der gleichen Weise, jedoch zunächst nur mit einer Kammer ausgeführt. Neben dem Füllungsschütz erhalten sie noch kurze Umläufe. Der größte Wasserspiegelunterschied bei Wijk b. D. beträgt 8,40 m. Zur Kammerfüllung sind dabei 51 000 m³ Wasser nötig, die in 8 bis 9 min eingelassen werden können. Das Entleeren muß in diesem Falle auf 14 min ausgedehnt werden, um eine zu hohe Welle im Kanal zu vermeiden. Die Tore dieser beiden Schleusen sind einander völlig gleich. Das Hubwerk und die Schwimmkasten für das Reservetor können daher bei allen Schleusen auch bei Vreeswijk verwendet werden. Bei Wijk b. D. und Tiel ist ferner noch ein Schwimmkran eingesetzt, der auch beim Transport des Windwerks, der Kranhaken und beim Einsetzen kleinerer Schleusen verwendet werden soll.

Da die Schleuse bei Ravenswaay im allgemeinen offen steht, ist darauf gesehen, daß sie eine doppelte Durchfahrtmöglichkeit hat. Sie besteht aus einer Kammer- und einer Kehrschleuse, die beide zum Fluß hin kehren. Der Wasserstandunterschied bis zu 2,50 m wird durch Stemmtore gehalten. Die Böschungen und der Boden der Kammer werden in Erde ausgeführt. Nur der Boden wird mit Senkstücken gesichert. Das Füllen und Entleeren der Kammer geschieht mit Jalousieschützen in den Stemmtoren.

Bei den umfangreichen Erdarbeiten mußte die Tragfähigkeit des Untergrundes sorgfältig geprüft werden. Das Gelände erwies sich gerade dort, wo große Schüttungen notwendig waren, im allgemeinen als wenig tragfähig. Die diluviale Sandlage reichte nur bei Utrecht bis in Geländehöhe, sonst senkte sie sich bis auf 6 bis 10 m ab. Darüber lagen wenig feste Bodenarten, wie Klei, Moor, Schlick.

Beim Bau der Schleusen bei Vreeswijk hatte man auf Grund der schlechten Erfahrungen, die bei der Königinnenschleuse gemacht worden waren, damit gerechnet, daß bei der tiefen Baugrube eine völlige Trockenlegung nicht möglich sei. Darum wurde die Baugrube zuerst im Nassen ausgehoben und außen herum ein Sanddamm aufgeführt, ehe mit der Wasserhaltung begonnen wurde. Der schlechte Untergrund machte bei diesem Vorgehen keine Schwierigkeiten. Die diluviale Sandschicht lag hier 6 bis 7 m unter NAP. Darüber traf man eine 1 m mächtige Kleischicht an, dann kamen bis 1 m unter NAP lockere Schlicklagen, darüber wieder fester Klei.

Die Vorhafendeiche in Vreeswijk haben eine Höhe von 7,80 m über NAP (Abb. 4). Wo die Böden für die hohe Belastung nicht geeignet waren, wurde unter der Krone ein 25 m breiter Streifen ausgehoben und mit Sand aufgefüllt. Auch die Deiche selbst sind aus Sand geschüttet, was bei sorgfältiger Ausführung und Aufbringen einer dichtenden Schürze zulässig ist. Wo eine Untergrundverbesserung notwendig war, wurde zwischen dem eigentlichen Dammkörper und dieser Grundverbesserung eine Kleilage von 1 m Dicke eingebracht. Qualmwasser, das in dem Sandkörper hochsteigt, kann dann nicht in den eigentlichen Dammkörper eintreten. Außerdem ist vor dem Sandkörper noch eine hölzerne Spundwand angeordnet, die bis in die Kleilage hineinreicht. Am inneren Dammfuß ist eine Dränung aus Kies und Schotter angebracht.

Bei der Vergebung wurde vorgeschrieben, daß während der Herstellung des Dammes zuerst die Unterwasserböschungen im Vorhafen auf die gewünschte Tiefe auszuheben seien, um die Standfestigkeit zu prüfen. Es traten dann auch Rutschungen ein. Als Abhilfe wurde eine Berme zwischen den Deich und den Aushubquerschnitt gelegt. Wo dies bei dem Baufortschritt nicht mehr möglich war, wurde der Deich landeinwärts verschoben. Laboratoriumsversuche ließen es außerdem als wünschenswert erscheinen, die Innenböschungen der Dämme flacher zu halten.

Der Deich längs des Vorhafens der Schleuse von Wijk b. D. besteht aus gemischtem Erdreich; an der Wasserseite wurde er mit einer schweren Kleibekleidung versehen, auf der Innenseite durch eine Berme aus Sand gestützt.

Bei der Schleuse in Ravenswaay erreichen die Straßenrampen, die zu der hochgelegenen Brücke führen, eine Höhe von 15,50 m über NAP, während die Sohle des Vorhafens auf 2,35 m unter NAP liegt. Den Damm aus dem Aushub des Vorhafens (Klei) zu schütten, erwies sich als undurchführbar. Darum wurde er aus Sand geschüttet und erhielt eine dicke Kleibekleidung auf der Wasserseite.

Beim Bau der Schleusen an der Kreuzung mit dem Vaartschen Rhein traten unerwartete Schwierigkeiten auf, obwohl in unmittelbarer Nähe beim Hauptkanal Sand bis in Geländehöhe angetroffen worden war und auch die Bohrungen dem entsprachen. Bei der Ausführung aber ergab sich, daß die Sandlagen sehr stark wechselten, der darüberliegende Klei sehr wasserhaltig und es mit einfachen Mitteln nicht möglich war, ihn zu entwässern. Als der Aushub der Baugrube bis auf 2,50 m unter NAP

vorgeschritten war, traten Rutschungen ein. Untersuchungen im Laboratorium der Technischen Hochschule Delft ergaben, daß der Aushub nur mit Böschungen 1 : 6 möglich sei. Man entschloß sich daher dazu, die Baugrube mit eisernen Spundwänden einzufassen, die später wieder gezogen werden sollen, um sie ihrem eigentlichen Zweck zur Ufersicherung in den Vorhäfen zuzuführen.

Bei den Landhäuptern der festen Brücken wurde meist, ehe mit der Pfahlgründung begonnen wurde, der Untergrund verbessert, damit bei der Schüttung der hohen Rampen keine Aufquellungen an den Stellen der Kunstbauten eintreten. Das Ausmaß der Grundverbesserungen wurde an der Technischen Hochschule Delft durch Versuche festgesetzt.

Nachdem das Material für die Dammanlagen entnommen war, wurde der Kanalquerschnitt völlig ausgebaggert und der Aushub an geeigneten Stellen in großer Höhe aufgeschüttet.

Die Bauarbeiten sind so weit fortgeschritten, daß Anfang Januar 1938 die Kammerschleuse in Vreeswijk und der Kanalabschnitt bis zum Vaartschen Rhein in Gebrauch genommen werden können. Es wird dadurch möglich sein, die Königinnenschleuse, die den größten Aufenthalt verursachte, zu umgehen.

Die gesamten Erd- und Kunstbauten des Kanalstücks westlich von Utrecht sind vergeben und begonnen. Die Erdarbeiten werden meist durch die Gemeinde Utrecht als „Notstandsarbeit" ausgeführt. Dieser Kanalabschnitt wird bis Mitte 1939 fertig sein. Danach wird die durchgehende Schiffahrt zwischen Amsterdam und dem Lek in einer einzigen Haltung unter Ausschluß der Schleusen bei Utrecht möglich sein.

Längs dem zu verbreiternden Kanalstück zwischen Amsterdam und Utrecht wird auf der Uferseite, die beibehalten wird, eine neue Uferbefestigung angebracht. Die Drehbrücke bei Veesperkarspel ist bereits durch eine feste Brücke ersetzt, die bei Loenersloot im Zuge der Reichsstraße Amsterdam—Utrecht ist im Bau und wird im laufenden Jahre fertig werden, während die Brücken bei Maarsen und Zuilen begonnen sind. Die Vertiefung des Kanalstücks zwischen Amsterdam und Diemen ist vergeben.

Die Betonarbeiten an der Schleuse in Wijk b. D. sind beendet. Das Bauwerk wird Anfang 1938 betriebsfertig sein. Mit dem Kanalaushub zwischen Jutphas und Wijk bei Duurstede ist begonnen. In der Betuwe werden die Arbeiten im Laufe dieses Sommers aufgenommen werden.

Dr.-Ing. van Rinsum.

Bücherschau.

„Hütte" Taschenbuch der Stoffkunde (Stoffhütte). Begründet vom Akademischen Verein Hütte E. V. und Dr.-Ing. A. Stauch unter Mitwirkung der Arbeitsgemeinschaft Deutscher Betriebsingenieure im VDI. 2. Aufl. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte E. V., bearbeitet unter Mitwirkung führender Fachmänner von Dr.-Ing. G. Sinner. 1008 S. mit 222 Textabb. Berlin 1937, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis in Leder 27 RM, in Leinen 24 RM.

Im Laufe der letzten Jahre ist für den Fortschritt auf dem Gebiete der industriellen Werkstoffe namentlich in Deutschland eine so ungeheure Arbeit geleistet worden, daß man das Erscheinen der zweiten Auflage der „Stoffhütte", die eine handliche Zusammenfassung der Ergebnisse auch der für den Ingenieur wichtigen, vielfach in Zeitschriften verstreuten neueren und neuesten Einzelarbeiten darstellt, nur dankbar begrüßen kann. Das neue Taschenbuch bildet ein äußerst nützliches Mittelding zwischen den umfassenden mehrbändigen Werken über Materialkunde und den vielen Sonderschriften, die nur einzelne Sondergebiete erörtern.

In sieben Abschnitten behandelt das Buch auf denkbar knappem Raume alle nennenswerten Materialien der industriellen Technik, und zwar neben den eigentlichen Roh- und Werkstoffen auch die für Betrieb und Fabrikation notwendigen Hilfs- und Nebenstoffe. Zur wissenschaftlichen Einführung dient ein Abschnitt über die chemischen und chemisch-physikalischen Grundlagen, der die Atomtheorie nach ihrem neuesten Stande, die physikalische, anorganische und organische Chemie kurz, aber leicht verständlich zusammenfaßt. Ein zweiter Abschnitt behandelt die Werkstoffprüfung, ein neuer dritter die gerade heutzutage besonders wichtige Werkstofferhaltung, den Korrosionsschutz und die Anstrichtechnik. Dann folgt als vierter und Hauptabschnitt der über die zahlreichen industriellen Werkstoffe, in dem auch schon die neuesten Kunststoffe mit ihren Sondereigenschaften und Verwendungsarten und ihrer Weiterverarbeitung eingehend behandelt sind. Ein weiterer Abschnitt (Brenn- und Treibstoffe) gibt einen Überblick über dieses Sondergebiet, und der Abschnitt „Hilfs- und Nebenstoffe" enthält manch nützliche Angaben über Wasser, Schmiermittel, Anstrichstoffe, Feuerlöschmittel, Sprengstoffe und vieles andere. Auch ein Verzeichnis der bisher erschienenen Werkstoff-Umstell-Normen findet man (als siebenten Abschnitt), und ein „Anhang" bringt eine ausführliche Zusammenstellung der Raumeinheits- und spez. Gewichte der Stoffe sowie Umrechnungstafeln verschiedener Einheiten. Ein sorgfältig aufgestelltes, reichhaltiges Sachverzeichnis, das die Benutzung des Buches wesentlich erleichtert, bildet dessen Schluß.

Obwohl die Stoffhütte den Beiträgen von etwa sechzig Fachmännern, worunter manche klangvolle Namen, ihren Aufbau verdankt, so sind doch diese vielen Einzelarbeiten unter der Leitung von Dr.-Ing. G. Sinner zu einem einheitlichen, auf der Höhe von Wissenschaft und Erfahrung stehenden, wertvollen Werke zusammengeschweißt. Nicht nur der bei der Planung oder im Betriebe praktisch tätige Ingenieur, für den das Buch ja vor allem bestimmt ist, sondern auch der Theoretiker und der studierende junge Techniker, ja selbst der Chemiker werden aus den Angaben der Stoffhütte gerade in der heutigen Zeit unserer Roh- und Werkstoffnot vielfach Nutzen ziehen können. Allen Genannten ist deshalb das vortrefflich ausgestattete Werk warm zu empfehlen. Laskus.

Bondy, O., Dipl.-Ing. M. J. Struct. E., Chartered Structural Engineer, Consulting Engineer, London. Modern Railway Welding Practice. (Neuzeitliche Anwendung des Schweißverfahrens im Eisenbahnwesen.) (In englischer Sprache.) 128 S. London 1937. Verlag The Railway Gazette. Preis geb. 5 sh.

Bondy hat sich die Aufgabe gestellt, in dem vorliegenden Buche den englisch sprechenden Ländern eine Zusammenstellung von Anwendungsbeispielen des Schweißverfahrens auf allen Gebieten des Eisenbahnwesens zu geben. In Erkenntnis der großen technischen und wirtschaftlichen Vorteile des Schweißverfahrens will er die englisch sprechenden Länder, die in der Anwendung des Schweißverfahrens auf den verschiedenen Gebieten des Eisenbahnwesens noch zurück sind, zur weitgehenden Verwendung des Schweißens anregen. Daß Bondy in seinem Buche fast nur deutsche Beispiele bringt und sie als Muster für die Ausführung hinstellt, ist den deutschen Ingenieuren, die verantwortungsfreudig keine Mühe und Arbeit gescheut haben, um dem Schweißverfahren Eingang zu verschaffen, eine Genugtuung.

Das Bondysche Buch ist in 11 Kapitel gegliedert.

Kapitel I gibt einen allgemeinen Überblick über den Stand des Schweißens. Kapitel II behandelt die geschweißten Güterwagen in Deutschland, Kapitel III die geschweißten Personenwagen und Kapitel IV die geschweißten Lokomotiven. In Kapitel V werden die Schweißvorschriften der verschiedenen Länder erläutert. In Kapitel VI werden geschweißte Bahnsteigdächer und -hallen vorgeführt.

Es folgt das wichtige Kapitel VII mit den ganz geschweißten Eisenbahnbrücken. Das Kapitel VIII ist der Verstärkung der Eisenbahnbrücken durch Schweißung vorbehalten. Kapitel IX handelt von dem Schienenschweißen. Das Kapitel X ist allein der Beschreibung der geschweißten Brücken des Rügendammes, der Ziegelgrabenbrücke und der Strelasundbrücke gewidmet. Wir begrüßen es, daß diese Pionierarbeit deutscher Ingenieure richtig gewürdigt wird. In Kapitel XI werden Einzelheiten geschweißter Balkenbrücken erörtert.

Dem Buch ist weiteste Verbreitung im Auslande, aber auch in Deutschland zu wünschen. Es zeigt, wie sehr deutsches Ringen nach Fortschritt auf technischem Gebiete und deutsches Können gewertet wird. Es gibt einen sehr guten Überblick, auf wie vielen Gebieten des Eisenbahnwesens das Schweißverfahren mit technischem und wirtschaftlichem Vorteil verwendet werden kann. Schaper.

Fritz, H., Dr. sc. techn., dipl. Bauingenieur E. T. H.: Biegungsbeanspruchung der rechteckigen Platte als Wand eines Flüssigkeitsbehälters. Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik an der Eidg. Techn. Hochschule in Zürich, Nr. 6. 81 S. mit 12 Abb. Zürich u. Leipzig 1936, Gebr. Leemann u. Co. AG. Preis geh. 4 RM.

Rechteckige Flüssigkeitsbehälter werden in der Praxis häufig angenähert in der Weise untersucht, daß man durch lotrechte bzw. waagerechte Schnitte ebene Rahmen heraustrennt, die an den entsprechenden Kreuzungsstellen gleiche Durchbiegung aufweisen müssen. Für große Behälter erscheint dieses Verfahren jedoch zu ungenau, schon im Hinblick darauf, daß so der Einfluß der Drillingsmomente gar nicht berücksichtigt werden kann.

In dem vorliegenden recht beachtenswerten Büchlein wird eine genauere Berechnungsart mit Hilfe der Plattentheorie angegeben. Der Verfasser betrachtet die Seitenwände der Behälter als ebene Rechteckplatten, die oben an der Decke gelenkig gelagert und unten im Boden starr eingespannt sind; an den beiden lotrechten Rändern ist die Platte gleichartig elastisch eingespannt. Die Belastung wächst geradlinig von oben nach unten (hydrostatischer Druck); der Einfachheit halber sind die Wanddicke und die Biegungssteifigkeit der Platte konstant angenommen.

Bei der Lösung der partiellen Differentialgleichung für die Durchbiegungen geht der Verfasser den üblichen Weg. Als Grundlösung verwendet er die bekannten Formeln für die allseitig frei aufliegende Platte. Die Einspannung wird durch Zusatzlösungen berücksichtigt, indem die Stützenmomente in Fouriersche Doppelreihen entwickelt werden, deren Beiwerte aus Elastizitätsgleichungen zu ermitteln sind.

Für die Durchbiegungen und die Randmomente liefert diese Rechnung gut konvergierende Reihen. Bei den höheren Ableitungen, die für die Ermittlung der Feldmomente und Querkräfte notwendig sind, ist die Konvergenz allerdings weniger befriedigend, was nach den bisherigen Erfahrungen auch zu erwarten war. Zur Berechnung dieser Werte wird daher das Differenzenverfahren herangezogen.

Für fünf Behälterformen hat der Verfasser die Zahlenrechnungen durchgeführt und die Ergebnisse in Tafelform übersichtlich zusammengestellt. Untersucht sind Behälter mit quadratischem und rechteckigem Grundriß, die letzteren vom Seitenverhältnis 1 : 2; das Verhältnis der Höhe zur Breite des Behälters wurde zu 0,5, 1,0 und 2,0 angenommen. Aus diesen Werten lassen sich wertvolle Schlüsse ziehen, innerhalb welcher Grenzen mit Näherungsrechnungen praktisch noch zuverlässige Ergebnisse gewonnen werden können.

Nicht minder wichtig sind für den praktisch tätigen Ingenieur auch die Untersuchungen über die wirtschaftlichste Formgebung. Für einen Eisenbetonbehälter von quadratischem Grundriß und einem Inhalt von 25 bis 100 m³ berechnet der Verfasser die zweckmäßigste Höhe ungefähr gleich der halben Seitenlänge des Bodens. Bei der Anwendung dieses Ergebnisses für die deutsche Praxis ist allerdings nachzuprüfen, inwieweit die angenommenen Einheitspreise zutreffen. Ferner ist auch zu beachten, daß die Wanddicke von unten bis oben gleich groß angenommen wurde.

G. Worch, München.

Wiedemann, Stollenbauten in neuzeitlicher Technik. VIII, 132 S. mit 87 Abb. Berlin 1937, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 11,20, Leinen 12,60 RM. Bautechnik-Abonnentenpreis, gültig 1937, Leinen 11 RM.

Wenn der Verfasser dem Titel seines Buches die Bezeichnung „Winke für die Praxis" hinzufügt, so ist dieser Zusatz eigentlich nicht erschöpfend genug; denn das vorliegende Buch gibt nicht bloß Winke, sondern Richtlinien, ja Ratschläge und Anleitungen aus den Erfahrungen der Praxis für die Praxis. Wenn der Verfasser es sich auch hat angelegen sein lassen, Wissenschaftliches zu übermitteln, so ist es ihm offenbar in erster Linie darum zu tun gewesen, das praktische Können des Ingenieurs zu bereichern. Im Vorwort sagt er selbst, daß ein willkommenes handliches Buch für die Praxis geschaffen werden sollte. Nun, das dürfte ihm ohne Zweifel gelungen sein. Er erreicht dies durch lebendige Darstellung der Wirklichkeit, wobei er sich noch zahlreicher sorgfältig bearbeiteter und hergestellter Abbildungen bedient. Er geht so besonders dem ausführenden Ingenieur an die Hand, der hier Gelegenheit findet, sich in gedrängter Form, wie schon gesagt, Ratschläge und Anleitungen zu holen, und zwar ohne viel Zeit mit dem Studium umfangreicher Abhandlungen über das schon sehr angeschwollene Material der Stollenbaukunst opfern zu müssen.

Aber auch dem Bauingenieur, der nicht eben unmittelbar vor der Aufgabe steht, einen Stollenbau durchführen zu müssen, wird das Buch sehr willkommen sein. Ihm dient es zur Fortbildung und Anregung auf diesem Gebiete, so daß er im gegebenen Falle gut vorbereitet mit Verständnis und Überlegung an die Aufgabe herantreten kann, für einen Stollenbau die nötigen Vorarbeiten zu treffen, die Entwurfsunterlagen zu schaffen oder den Bau durchzuführen.

Wenn sich der Verfasser mit seinen Ausführungen zwar in erster Linie an den reiferen Ingenieur wendet, so wird doch auch der angehende oder auf dem Gebiete noch nicht so erfahrene Bauingenieur, der für den Stollen- und Tunnelbau besonderes Interesse hat, in dem vorliegenden Buche die besten Anregungen und für die Einarbeitung in dieses Gebiet des Tiefbauingenieurs geeignete Richtlinien und Anleitungen finden. Es bringt nicht Endergebnisse ausgeführter Arbeiten, sondern die Erfahrungsergebnisse eines Praktikers zergliedert und so analysiert, daß sie sich zur Beurteilung neuer vorliegender Aufgaben oder auch zum Vergleich mit anderen, dem Leser bekannten Ausführungen eignen. —

Der I. der fünf Hauptteile, die „Einleitung", bringt ein Schema für einen Arbeitsplan zur Ausführung eines Stollens. Der Arbeitsplan bildet die Grundlage für den Stollenbau, sagt treffend der Verfasser. Er ist für den Bauherrn wie für den Bauausführenden unentbehrlich, um sich ein Bild zu verschaffen über den zeitlichen und sachlichen Verlauf des Baues und über das Ineinandergreifen der Bauarbeiten. Der Bauherr kann ihn außerdem als Anhalt für die rechtzeitige Beschaffung und Bereitstellung der erforderlichen Geldmittel benötigen. Der Bauleitende und -Ausführende aber braucht den Plan, um auf dieser Grundlage all die vielen Einzelheiten sich zu vergegenwärtigen, eingehend zu durchdenken und durchzuarbeiten, die an ihn bei der Bauausführung herantreten können.

Von größter Wichtigkeit ist für die Aufstellung des Arbeitsplanes immer der Arbeitsfortschritt. Maßgebend hierfür aber ist der Fortschritt, der für den Vortrieb des Stollens — beim Tunnelbau für den Vortrieb des Richtstollens — in Aussicht genommen ist.

Hierzu gibt nun das vorliegende Buch im Hauptteil II, „Bautechnisches", unter Abschnitt 2 einen Weg an, und zwar indem der Begriff der Vortriebsgeschwindigkeit, d. h. die Frage „wieviel Meter Stollen je Tag an einem Ort vorgetrieben werden können", behandelt wird. Diese an sich von verschiedenen Verhältnissen — Gebirgsart, Vortriebsverfahren, maschinellen Hilfsmitteln — abhängige und daher veränderliche Größe sucht der Verfasser in einfacher Rechnungsart, die er sich aus seiner Baustellenpraxis zurechtgelegt hat, zu erfassen. Er bildet sich auf Grund seiner praktischen Erfahrungen über die Bohrleistungen und Schutterleistungen zwei Gleichungen zur Errechnung der Vortriebsgeschwindigkeit und gewinnt so Vergleichswerte, die zeigen, welcher der beiden Hauptfaktoren für den Fortschritt, die Bohrleistung oder die Schutterleistung, in dem jeweiligen Falle für die Vortriebsgeschwindigkeit bestimmend ist.

Zunächst erscheint ein solcher Weg der Vorausberechnung der günstigsten Vortriebsgeschwindigkeit recht theoretisch, eben schon in Anbetracht der einschlägigen, oben angedeuteten verschiedenartigen Verhältnisse. So gibt der Verfasser auch selbst an, daß die in Rechnung eingeführten Koeffizienten rein empirischer Art sind und ihre Größe je nach den herrschenden Verhältnissen schwankt. Aber er hat sich Mittelwerte gebildet, mit deren Hilfe brauchbare Vorausberechnungen angestellt werden können, wie die unter Abschnitt II 2e vorgeführten Rechnungsbeispiele aus der praktischen Tätigkeit des Verfassers und der Vergleich der Rechnungsergebnisse mit den tatsächlichen Werten zeigen. Man kann sich auch selbst von der Brauchbarkeit des Berechnungsverfahrens überzeugen, wenn man sie auf durchgeführte ähnliche Baufälle anwendet. Interessant sind übrigens die Untersuchungen des Verfassers insofern besonders, als sie ergeben, daß zumeist die Schutterung die Vortriebsgeschwindigkeit bestimmt und für den Stollenvortrieb maßgebend ist.

Ein Vergleich der so errechneten Vortriebsgeschwindigkeit mit der geforderten Vortriebsgeschwindigkeit gibt dann Aufschlüsse und Anhalte für die anzuwendenden Arbeitsweisen, maschinellen Einrichtungen, Stärke der Vortriebskolonnen u. s. f.

Auch der weitere Inhalt des Abschnittes II, 2 bringt eine vielseitige und klare Zusammenstellung der praktischen Gesichtspunkte für die „Ausführung eines Stollens". Es werden die Vortriebsarten je nach der Beschaffenheit des Gebirges behandelt, ob standfester Fels oder nicht standfestes, druckhaftes oder rolliges Gebirge zu durchörtern ist. In bezug auf den letzteren Fall werden die zwei Ringbauweisen, „System A. Kunz" und die sog. „Kölner Bauweise", eingehender besprochen. Auch die praktische Handhabung des Bohrbetriebes und besonders des gesamten Schießbetriebes wird hier eingehend behandelt. Der letzte Unterabschnitt k des Abschnittes 2 enthält sehr viel Wissenswertes über den zweiten Arbeitsgang im Stollenbau, über die „Ausmauerung".

Wie der Abschnitt 2 insbesondere, so zeugen auch die beiden anderen Abschnitte 1 und 3 (Angriff eines Stollens, Profile und Rüstungen und ihre Berechnung) des Hauptteiles II und deren weitere Einteilung vom tiefen Verwachsensein mit der Praxis.

In Abschnitt 3 werden der Reihe nach behandelt die Bestimmung der Form und Größe des Stollenquerschnitts und die Berechnung des Betongewölbes, die Ermittlung der äußeren und inneren Kräfte mit der Konstruktion der wirklichen Stützlinie des angenommenen Gewölbes. Durch entsprechende Abänderungen des ursprünglichen Gewölbes und durch die nötige Wiederholung der Rechnung wird die zweckmäßigste und wirtschaftlichste Form gesucht. Hierbei wird zu erwägen sein, ob nicht der Stollenbau durch Anwendung von Eisenbeton anstelle des reinen Stampfbetons für die Ausmauerung wirtschaftlicher gestaltet werden kann.

Im letzten Unterabschnitt 3 f wird auf die Konstruktion der Lehrbogen und Rüstungen näher eingegangen, wobei wiederum die Durchbildung des „Systems Kunz" und der „Kölner Bauweise" beschrieben wird.

Durch zahlreiche Abbildungen gewinnt die an sich schon anschauliche Darstellung in Teil II noch weiter an Lebendigkeit.

Dankbar werden die Ausführungen im Teil III über die beim Stollenbau heute zur Verwendung kommenden „Maschinen und Werkzeuge" begrüßt werden; denn der Fortschritt auf dem Gebiete der Sondermaschinen ist es ja, der, gegenüber der früheren Stollen- und Tunnelbaukunst, im wesentlichen zu den Änderungen und zur Weiterentwicklung der Bauweise beigetragen hat. Und das eben hat den Verfasser veranlaßt, auch dem maschinellen Teil sein besonderes Augenmerk zu schenken.

In Abschnitt 1 zu Teil III betont er die Bedeutung der Maschinen und Werkzeuge für die Betriebsleistung und für die Art des Vortriebes, um dann besonders darauf hinzuweisen, daß sie den spezifischen Anforderungen des Stollenbaues angepaßt sein müssen, die er aufzählt. In den folgenden Abschnitten werden die für den Stollenbau im allgemeinen in Betracht kommenden Maschinen — für den Preßluftbetrieb, für die Betonaufbereitung, Förderung (Abtransport der ausgebrochenen Massen), Bewetterung, Wasserhaltung und elektrischen Betrieb — nach Leistung, Kraftverbrauch, Wirkungsgrad usw. aufgeführt. Durch Diagramme, Tabellen und durch bildliche Darstellungen von Maschinen, Werkzeugen und Geräten sowie von deren Verwendungsweise im Betriebe, werden die Ausführungen unterstützt und weiter veranschaulicht. Der Verfasser will durch die Art und Weise seiner Ausführungen einmal dem Bauingenieur zum Bewußtsein bringen, wie wichtig eine genaue Kenntnis seiner Maschinen für ihn ist. Und der Maschineningenieur soll den Zusammenhang von Bau und Maschine erkennen und dadurch zum Nachdenken angeregt werden, wie die betreffenden Baumaschinen für den Stollenbau geeignet ausgestaltet sein müssen.

In Teil IV weist der Verfasser unter Abschnitt 1 auf die Wichtigkeit der ständigen Überwachung des Baubetriebes und der Nachprüfung des Arbeitsganges eines Stollens durch „Messungen und Aufschreibungen" hin. Wenn diese Messungen und Aufschreibungen nicht mechanisch, sondern systematisch und nach einheitlichen Grundsätzen ausgeführt werden, so dienen sie einmal zur Erkennung und Abstellung von Mängeln, die sich bei der Eigenart des Stollenbaues als gleichförmiger Baubetrieb leicht einschleichen und die Wirtschaftlichkeit der Bauausführung empfindlich beeinträchtigen können. Die ausgewerteten Ergebnisse der Messungen und Aufschreibungen bilden ein wertvolles Material für die Statistik, zur Bereicherung der allgemeinen Erfahrung und für die Vervollkommnung der Stollenbaukunst.

Der Verfasser gibt dann, wieder aus der Baupraxis heraus, Richtlinien für die zweckmäßige Durchführung von Messungen und Aufschreibungen. Er bringt aber auch sein Bedauern zum Ausdruck über die betrübliche Erscheinung, daß hinter solcher Überwachung des Baubetriebes vielfach noch die Bespitzelung der Tätigkeit gesucht und die Preisgabe persönlicher — vielfach wohl geschäftlicher — Vorteile befürchtet wird, worunter die Genauigkeit und Zuverlässigkeit der Messungen und Aufschreibungen leidet, von denen dann die Baukunst nicht den gewünschten Nutzen haben kann.

In Abschnitt 2 werden noch einzelne Besonderheiten der Vermessungs- und Absteckungsarbeiten erwähnt, die die Eigenart des Stollenbaues mit sich bringt.

Im letzten, V. Teil wird noch eine Auswahl aus dem Fachschrifttum gegeben, die für das weitere Eindringen in die Geheimnisse des Stollenbaues und für das volle Erfassen des einschlägigen Stoffes geeignet erscheint.

Alles in allem darf zum Schluß nochmals betont werden, daß mit dem vorliegenden Buche in verhältnismäßig gedrängtem Umfange ein überaus wertvoller Ratgeber erschienen ist, der allen, die an der Stollenbaukunst und darüber hinaus auch am Tunnelbau interessiert sind, zum Studium empfohlen werden kann. Dem mit guter Schrift und klaren anschaulichen Abbildungen ausgestatteten Werke ist weiteste Beachtung und Verbreitung zu wünschen. Hildebrand.

Schroeder, G., Dr.-Ing., Ministerialrat: Landwirtschaftlicher Wasserbau. Handbibliothek für Bauingenieure, herausgegeben von R. Otzen, III. Teil, 7. Bd., 397 S. mit 261 Abb. Berlin 1937, Julius Springer. Preis geb. 36 RM.

In den letzten Jahren machte sich mehr und mehr das Fehlen eines Lehr- und Nachschlagebuches über den „Landwirtschaftlichen Wasserbau" fühlbar, das auch die neueren Erkenntnisse, z. B. auf dem wichtigen Ge-

biete der Bodenkunde, übermittelt. Deshalb wird das Erscheinen des vortrefflichen Buches von Dr.-Ing. Schroeder in der Fachwelt sehr begrüßt werden.

Schon der erste Abschnitt: Boden- und Pflanzenkunde bringt auf 80 Seiten in anschaulicher Darstellung eine Fülle von interessanten und auch außerdem für die Praxis sehr wertvollen Forschungsergebnissen. Porenraum, Bodenwärme sowie Durchlässigkeit sind für das Wasserhaltevermögen des Bodens und für seine Ertragsfähigkeit grundlegend entscheidend. Ferner steht die Bodenchemie damit im Zusammenhange; die mineralischen Aufbaustoffe des Bodens, das Vorherrschen von Basen, die mit Säuren Salze zu bilden vermögen, die fortschreitende Bodenversäuerung sind für die Landwirtschaft von großer Bedeutung. Ebenso darf das Leben im Boden (Biologie) nicht unberücksichtigt bleiben.

Bei der Erörterung der Bodenarten wäre vielleicht noch ein Hinweis auf die Forschungen des führenden Bodenkunde-Fachmannes, Prof. Dr. Hermann Stremme, und auf die von ihm geschaffenen Bodenkarten erwünscht gewesen.

Die Wachstumsbedingungen der Pflanzen hängen von der Zusammenwirkung der fünf Grundbedingungen: Licht, Wärme, Wasser, Luft und Nährstoffe, ab. So läßt sich anderseits von dem Vorherrschen bestimmter Pflanzenarten auch wieder ein Schluß auf die besonderen Bodeneigenschaften ziehen; solche Pflanzen lassen sich dann als Leitpflanzen, die den Boden kennzeichnen, verwenden. Auf den Seiten 70 bis 79 sind derartige Leitpflanzen mit tabellenartiger Angabe der zugehörenden Böden: „Feucht, Trocken, Alkalisch, Sauer, Kalkreich, Kalkarm, Stickstoffreich, Stickstoffarm, Kalihaltig, Salzhaltig, Sand, Lehm, Ton, Moore", aufgeführt. Diese lehrreiche Zusammenstellung verdient ganz besondere Beachtung.

Die Gewässerkunde und die Wetterkunde sind ebenfalls für den landwirtschaftlichen Wasserbau wichtige Hilfswissenschaften. Die Messung, Größe und Verteilung der Niederschläge, der Verdunstung und des Grundwassers werden dementsprechend in dem Buche von Dr.-Ing. Schroeder eingehend behandelt. Der oberirdische Abfluß ist in dem Buche dagegen etwas kürzer gefaßt worden, weil diese Fragen in Büchern über Flußbau erschöpfend erörtert sind.

Die Entwässerung von Ländereien wird in den Abschnitten III bis VI in allen Einzelheiten besprochen und in den Entwurfsgrundlagen durch Skizzen ergänzt. Zu den Skizzen des Rohrdurchlasses und der beiden Düker (Abb. 79, 80 u. 81) ist zu bemerken, daß die Sohle des Durchlasses nicht zu tief gegenüber der anschließenden Grabensohle gelegt werden darf, damit keine übermäßigen Sandablagerungen im Durchlaß entstehen, die den errechneten Durchfluß-Querschnitt verringern. Bei den Dükern muß zur Räumung eine Einsteigemöglichkeit vorgesehen werden, deshalb empfiehlt es sich, an beiden Seiten Dammbalkenfalze in den weit genug vorgezogenen Wangenmauern anzuordnen.

Die Ableitung eines Übergangsbogens im Anschlusse an eine kreisförmige Flußkrümmung mit dem Krümmungshalbmesser $r = n\,B$ setzt (S. 170 u. 171) einen Parabelbogen mit dem Parameter $p = r = n\,B$, vom Scheitel beginnend, voraus; wenn dieses Verfahren auch mathematisch richtig ist, so ergibt es für die praktische Bauausführung doch übermäßig lange Übergangsbogen. Nach dem Ehlersschen Verfahren[1]) wird der Parameter $p = 1 \cdot B$ gesetzt und der Parabelpunkt an den Kreisbogen tangential angesetzt, für den der Krümmungshalbmesser $r = n\,B$ ist, also mit dem des Kreisbogens übereinstimmt. Auch dieses Verfahren ist mathematisch durchaus richtig; die so erhaltenen Übergangsbogen sind aber nur so lang, wie es dem Bedürfnisse der Praxis entspricht (Ehlers hatte sein Verfahren seinerzeit an der Oder bei Crossen entwickelt). — Nach dem im vorliegenden Buche auf S. 170, Abb. 100 vorgeschlagenen Verfahren ergeben sich dagegen Übergangsbogen, die etwa drei- bis viermal so lang sind als die nach dem Ehlersschen Verfahren erhaltenen. Zwar weicht der Parabelbogen hierbei in der Scheitelnähe nur wenig von dem verlängerten Kreisbogen der Flußkrümmung ab, so daß der Kreisbogen kurz gehalten werden kann, aber trotzdem wird die ganze Flußkrümmung immerhin noch mehr als doppelt so lang als die nach dem Ehlersschen Verfahren erhaltene, das demnach in der Baupraxis den Vorzug verdient.

Sehr gründlich ist die Dränung in dem Buche dargestellt worden, insbesondere verdient die bekannte Maulwurfsdränung Interesse; es ist verdienstvoll, daß auch etwaige Schwierigkeiten und Nachteile dieser Dränungsart hervorgehoben werden. — Die Schöpfwerke sind in den allgemeinen Anlagen wie in den Einzelheiten, besonders maschinelle Einrichtungen, gleichfalls vorzüglich behandelt worden. Die vergleichende und bewertende Zusammenstellung der verschiedenen Wasserhebemaschinen wird dem entwerfenden Ingenieur wertvolle Anregungen geben können. Auch die Anlagen zur Bodenbewässerung sind sehr gut behandelt worden, und zwar sowohl in den wasserwirtschaftlichen Grundlagen wie in den Entwurfsgrundlagen; die künstliche Beregnung, die in den letzten Jahrzehnten immer größere Anwendung gefunden hat, wird entsprechend ihrer praktischen Bedeutung eingehend dargestellt. — Die Moorerschließung und die Landgewinnung, ferner ein umfassendes Schrifttumverzeichnis bilden den Abschluß des Buches.

Bei allen Einzelgebieten sind, soweit es zweckmäßig ist, Kosten- und Ertragsberechnungen mit Beispielen angegeben worden, durch die die Darstellung für die Praxis einen besonderen Wert erhält.

Das ausgezeichnete Buch von Dr.-Ing. Schroeder ist nach allem als ein unentbehrlicher Ratgeber und Führer auf allen Gebieten des landwirtschaftlichen Wasserbaues zu bewerten.

Prof. Dr.-Ing. R. Winkel.

[1]) Vgl. R. Winkel, Die Grundlagen der Flußregelung. Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1934. S. 23 u. 24; ferner: Bautechn. 1934, S. 87 u. 88.

Kristen u. Herrmann: Versuche mit Steineisendecken. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 82. V, 26 S. mit 34 Abb. und 24 Zusammenstellungen. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 3,30 RM.

Bei der Neubearbeitung der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932, Teil B, „Bestimmungen für Ausführung von Steineisendecken" hatte sich gezeigt, daß über verschiedene wesentliche Fragen noch keine ausreichenden Versuchsergebnisse vorlagen. Die daraufhin im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin durchgeführten Versuche sollten im wesentlichen zur Klärung folgender Punkte dienen:

1. Welchen Einfluß üben die Hohlräume in den Deckensteinen auf die Tragfähigkeit der Decken aus und ist der Abzug der Hohlräume bei der Berechnung gerechtfertigt?

2. Dürfen Steineisendecken, die beiderseits auf den unteren Flanschen von Stahlträgern aufliegen, für ein geringeres Feldmoment als bei einem Balken auf zwei Stützen bemessen werden?

3. Welchen Einfluß übt die Ausbildung der Decke, insbesondere die Form der Deckensteine, auf die Verteilung einer Einzellast aus?

Das vorliegende Heft enthält zunächst Angaben über den Zweck der Versuche und den Arbeitsplan, sodann sind die wichtigsten Prüfungsergebnisse zusammengestellt. Die mit einer Reihe von Deckenbauarten durchgeführten Untersuchungen liefern manche bemerkenswerte Ergebnisse, insbesondere auch durch den Vergleich des Verhaltens der einzelnen Decken. Die Auswertung der Versuchsergebnisse hat im allgemeinen die in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 bereits enthaltenen Vorschriften bestätigt, so daß keine Veranlassung bestand, diese Bestimmungen zu ändern. Lediglich bei solchen Decken, die mit Stelzung auf den Unterflanschen von Stahlträgern aufliegen und bei denen die Stelzung eine Neigung von 3:1 besitzt, war eine verhältnismäßig höhere Tragfähigkeit festzustellen. Dieser Umstand wurde inzwischen durch die Neufassung der Eisenbeton-Bestimmungen Teil A, § 22, Ziff. 1c) berücksichtigt.

Das Studium des Heftes dürfte für alle Fachgenossen, die sich mit massiven Decken zu befassen haben, empfehlenswert sein.

Dr.-Ing. Roll.

Reichsadreßbuch der Staatlichen und Kommunalen Baubehörden und Baubeamten mit Verzeichnis der Architekten (Mitglieder der Reichskulturkammer). 21. Jahrgang, Ausgabe 1937. Auf amtlicher Grundlage. Langenberg (Thüringen), Verlag und Druck von Herbert Zippel K.-G. Fachwissenschaftliche Leitung: Oberregierungsrat a. D. Dr. E. Weber, Berlin-Zehlendorf. 627 S. Preis 15 RM.

Der vorliegende 21. Jahrgang des „Reichsadreßbuches", ein stattlicher, handfester und vorzüglich ausgestatteter Band, enthält drei Gruppen von Verzeichnissen und Adressen, nämlich: A. Die Organisation der Bauwirtschaft im Rahmen der Gesamtwirtschaft; B. Reichszentralbehörden, Bauverwaltungen, Architektenverzeichnis, Reichsautobahnen, Monumentalbauten (des Reiches und der Bewegung); C. Deutschland baut, Bezugsquellennachweis, Bauwissenschaft und Forschung. Alles dies ist in elf scharf voneinander getrennten und durch ein einfaches „Fingerregister" bequem erfaßbar gemachten Teilen untergebracht. Von diesen seien als die für den Benutzer des Adreßbuches wichtigsten Teile insbesondere genannt: Teil 3 Baubehörden des Reiches, Teil 4 Baubehörden der Länder, Teil 5 Baubehörden der Gemeinden und Gemeindeverbände sowie sonstige Bauverwaltungen. Auch Teil 8 Monumentalbauten des Reiches und der Partei sowie sonstige hervorragende Bauleistungen, und Teil 9 Bauplanungen, dürften besonderes Interesse erregen.

Schon die vorstehenden kurzen Inhaltsangaben lassen erkennen, daß es sich hier um ein großzügig angelegtes, gründlich durchgearbeitetes und auf den neuesten Stand gebrachtes Werk handelt, dessen Anschaffung und Benutzung allen denen, die mit Baubehörden geschäftlich zu tun haben, aber auch jedem anderen Architekten und Bauingenieur aufs wärmste zu empfehlen ist, zumal sein Preis gegenüber der in ihm steckenden ungeheuren Arbeit als durchaus mäßig bezeichnet werden darf. Ls.

Rybka: Klimatechnik. Entwurf, Berechnung und Ausführung von Klima-Anlagen. 142 S. mit 118 Abb. München und Berlin 1937, R. Oldenbourg. Preis broschiert 8 RM.

Die Lüftungsanlagen, die durch einen heftigen Meinungsaustausch zwischen Architekt, Hygieniker und Lüftungsfachmann vor einigen Jahren sehr stark in den Hintergrund getreten waren, haben vor allem durch die Vorträge auf den letzten Kongressen für Heizung und Lüftung und durch die Bearbeitung der VDI-Lüftungsregeln und der Lüftungsgrundsätze auch in Deutschland wieder einen neuen Auftrieb erfahren.

Es kann deshalb sehr begrüßt werden, daß ein anerkannter amerikanischer Heizungs- und Lüftungsfachmann in dem vorliegendem Buche aus seinen reichen Erfahrungen vornehmlich über amerikanische Klima-Anlagen berichtet.

Die Berechnungen sind in der üblichen Weise auf das J-X-Diagramm für feuchte Luft aufgebaut. Die Behaglichkeitsschaubilder sind in erweiterter Form behandelt.

Der Abschnitt über die Ausführung von Klima-Anlagen befaßt sich zunächst mit den Bauelementen und Ausführungsformen der Luftveredelungsanlagen und behandelt die Luftkühlung mit Luft, Wasser, Eis und Kühlmaschinen, sowie der Luftbehandlung mit hygroskopischen Stoffen.

Besondere Abschnitte sind der Überwachung und Regelung der Luftveredelungsanlagen und der Wohnhausluftveredelung, sowie der Bewetterung von Fahrzeugen gewidmet.

Ein besonderer Aufsatz von Klein, Stuttgart, stellt die amerikanischen und mitteleuropäischen Verhältnisse einander gegenüber.

Das Buch kann in Ergänzung der VDI-Lüftungsregeln und der Lüftungsgrundsätze vor allem auch dem Architekten bestens empfohlen werden.

Stiegler.

Neues Bauen in Eisenbeton. Herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein unter Mitwirkung der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie und des Deutschen Zementbundes. 208 S. mit zahlreichen Abb. Berlin-Charlottenburg 1937, Zementverlag. Preis in Ganzleinen 5 RM.

In unserer Zeit regsamster baulicher Entwicklung und Umbildung hat der Deutsche Beton-Verein mit diesem Werk einen stolzen Rückblick und eine kühne Vorschau der Eisenbetonbauweise zusammengestellt. Eisenbeton als Baustoff ist in den letzten Jahren, besonders von künstlerischer Seite aus, sehr verschieden bewertet worden; es ist deshalb als sehr zeitgemäß anzusprechen, daß durch dieses wohlgelungene Buch die vielfältigen Möglichkeiten des Verbundbaues weitesten Kreisen nähergebracht werden. Dem Fachmanne, der heute im Drängen der Geschäfte kaum Zeit findet, die Weiterentwicklung an Hand der umfassenden Literatur zu verfolgen, verschafft das Werk einen in großen Zügen gehaltenen Überblick über die wichtigsten Fortschritte und Fragen. Der Deutsche Beton-Verein hat für die Bearbeitung der einzelnen Aufgabengebiete eine Reihe namhafter Verfasser gewonnen.

Prof. Dr.-Ing. Dischinger bespricht in einem ersten Abschnitt „Entwicklung und Fortschritte im Eisenbetonbau" eine Reihe theoretischer und konstruktiver Probleme, die für die Weiterentwicklung der Bauweise wesentlich sind. In erster Linie sei hier genannt die unter seiner Führung entwickelte, neuzeitliche Schalenbauweise und die durch Stahlhängewerke vorgespannten Balkenbrücken. Ferner wird die Berechnung weitgespannter, kreuzweise bewehrter Platten, das Plattenbalkenproblem und die Wirkung der elastischen Verformung und des Kriechens auf Bogen und Rahmen von neuen Gesichtspunkten gezeigt. In klaren Umrissen wird eine Fülle von Anregungen gebracht, mit denen sich besonders die junge Ingenieurwelt, an die sich der Verfasser zum Schluß wendet, in den kommenden Jahren und Jahrzehnten wird auseinandersetzen müssen.

Der zweite Abschnitt „Eisenbetonhallenbauten" von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Mehmel bringt in einer großen Zahl gut ausgewählter Lichtbilder die Entwicklung der Überdachung von Großräumen in Eisenbeton. Von den berühmten Erstausführungen aus dem Beginn unseres Jahrhunderts (Breslauer Festhalle) bis zu den modernen Flugzeughallen in Schalenbauweise wird dem Leser eine Übersicht der verschiedenen Ausführungsmöglichkeiten und ihrer Entwicklung entworfen. Ferner ist ein kurzer Abriß der wichtigsten ingenieurtechnischen Gesichtspunkte für den Hallenbau gegeben.

Reichsbahndirektor Dr.-Ing. Schaechterle schrieb den nächsten Abschnitt über die „Gestaltung der Eisenbetonbrücken und Bauwerke der Reichsautobahnen". Der bekannte Verfasser spricht zunächst vom kulturgeschichtlichen Standpunkte über Technik und Form, Gestaltung und Zielsetzung des baulichen Schaffens. Nachdem noch die steinmetzmäßige Bearbeitung des Betons und seine Bauformen umrissen sind, werden die Brücken zunächst nach ihren statischen Systemen unterteilt. Darauf folgt in dem Hauptteil „Gestaltungsaufgaben" ein mit einer vorzüglich aufgebauten Bildauswahl belegter Abriß der vielfältigen Lösungsmöglichkeiten für Brückenbauwerke. In ihrer knappen, klar geordneten Folge vermitteln diese Seiten einen gewaltigen Eindruck von der Fülle schöner Bauwerke, die in den ersten vier Jahren Autobahnbau aus Eisenbeton geschaffen wurden.

„Industriebauten" werden anschließend von Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz behandelt. An einer reichen Bildfolge zeigt der Verfasser die Eigenart der Eisenbetonbauweise im industriellen Hochbau auf. Es werden Hallen, Ein- und Mehrgeschoßbauten, Silos, Schornsteine und Kühltürme vorgeführt.

Studienrat C. Kersten folgt mit einem Abschnitt über „Eisenbetonskelettbauten". Nach Besprechung der Konstruktionselemente des Skelettbaues, seiner Vorzüge und verschiedenen Lösungsmöglichkeiten folgen Angaben über die Einordnung der Treppen, Wände und Leitungen. Schallschutz und Feuersicherheit, äußere Gestaltung und eine interessante Zusammenstellung von Bauzeiten und Baustoffbedarf beschließen den Abschnitt, dem sich eine entsprechende Bildfolge anreiht.

Unter „Eisenverbrauch im Eisenbetonbau" bringt Prof. Dr.-Ing. Gaede die Ausarbeitung von Stahlaufwandziffern für Stützen, Decken, sowie ganze Hochbauten, Balken- und Bogenbrücken. Sie werden in Vergleich gesetzt zum Bedarf reiner Stahlbauten.

Den Beschluß bilden „Straßen aus Beton" von Dipl.-Ing. Rudolf Dittrich. Nach Angaben über den internationalen Stand des Betonstraßenbaues und seine Entwicklung folgt eine Besprechung seiner Vorzüge und Gestaltungselemente. Die Ebenheitsansprüche, Querschnittsformen und Beanspruchungen werden theoretisch und praktisch erläutert. Darauf wird die außerordentlich wichtige Frage der Fugen und Dübel an Hand der jüngsten Erfahrungen und Ausführungsarten untersucht. Baustofffragen über Beton und Bewehrung, sowie Angaben über Stoffbedarf, Festigkeiten und Ausführung beschließen den Abschnitt, dem ebenfalls ein eindrucksvoller Bildteil beigegeben ist.

Dem Buch, das im Verhältnis zu seiner Ausstattung als recht wohlfeil bezeichnet werden kann, ist eine große Verbreitung zu wünschen. In seiner knappen Fassung und reichen bildnerischen Ausstattung ist es sehr geeignet, dem Verständnis für die Möglichkeiten und Erfordernisse des Eisenbetonbaues in weitesten Kreisen zu dienen. U. Fischer.

Schulz, G., Dr. habil.: Formelsammlung zur praktischen Mathematik. Sammlung Göschen. 147 S. mit 10 Textabb. Berlin 1937, Walter de Gruyter & Co. Preis 1,62 RM.

Dem in der Praxis stehenden Ingenieur sind eine große Anzahl mathematischer Formelsammlungen bekannt. Die Arbeit des Verfassers verdient hervorgehoben zu werden, weil sie nicht so eine nackte Zusammenstellung mathematischer Formeln ist, sondern weil hier die allgemeinen Grundlagen der Mathematik vorausgesetzt und Verfahren und Rechnungsarten, die dem Ingenieur weniger geläufig sind, an kurzgehaltenen Beispielen — häufig auch an Zahlenbeispielen — erläutert werden. Die Sammlung enthält die folgenden sieben Abschnitte: Allgemeine Hilfsmittel, Ausgleichrechnung, Auflösung von Gleichungen, Interpolation, Quadratur und Summation, Annäherung willkürlicher Funktionen durch Reihen gegebener, Integration von Differentialgleichungen.

Über besondere Gebiete ist ein umfangreicher Schrifttumsnachweis gegeben, der nach diesen Abschnitten geordnet ist. Das Buch kann jedem theoretisch arbeitenden Ingenieur als gutes Hilfsmittel bei der Arbeit bestens empfohlen werden. Abschließend sei noch erwähnt, daß bei einer späteren Neuauflage an das am Ende des Buches befindliche Sachverzeichnis noch ein Namenverzeichnis angegliedert werden könnte, wodurch manchem das Aufsuchen erleichtert würde. Bültzing.

Centre d'Etudes et de Recherches Géotechniques. Fondation M. G. Rodio, Paris, Bulletin N. 5 (in französischer Sprache), Erosion Interne. 40 S. mit 34 Textabb. Paris, April 1937, Preis 20 Fr.

Die neueste Veröffentlichung des obengenannten Erdbaulaboratoriums beschäftigt sich mit den Gefahren, die unter bestimmten Bedingungen bei reinem Sanduntergrund einem Bauwerk drohen können, während in den beiden vorhergehenden Heften[1]) Bauerfahrungen auf bindigem Boden mitgeteilt wurden.

Im allgemeinen sind wir ja gewöhnt, Sand als einen guten Baugrund anzusprechen, wenigstens soweit es sich um ruhende Belastung handelt. Unter geeigneten hydrologischen Bedingungen (sog. rückschreitende Erosion: ein Grundwasserstrom mit genügendem Gefälle spült allmählich Sandschichten aus) jedoch kann auch ein reiner Sand sich als schlechter Baugrund erweisen, wie es beim Hafen von Mostaganem (Algerien) der Fall war, wo eine Staatsstraße und eine Siedlung stark gefährdet bzw. zerstört wurden. Es handelt sich um verhältnismäßig feinen Sand, der in etwa 5 m Mächtigkeit auf einer zum Meer abfallenden Mergelschicht liegt. Der im Sand verlaufende Grundwasserspiegel hat ebenfalls ein starkes Gefälle zum Meere hin. Die ersten Bewegungen begannen nach einer regenreichen Jahreszeit, als der Grundwasserstand gestiegen war. Die zahlreichen dem Bericht beigegebenen Photos geben ein anschauliches Bild von den katastrophal anmutenden Zerstörungen. Das Gebiet wurde durch eine umfangreiche Dränung saniert.

Einige theoretische Erörterungen über kritisches Gefälle, Einfluß der Neigung der Sandschicht, des Gefälles des Grundwasserstromes usw. sowie Beschreibungen von Modellversuchen und einigen älteren Beobachtungen über rückschreitende Erosion vervollständigen das interessante Heft. Leussink.

Kruck, G., Dr. sc. techn., dipl. Bau-Ingenieur E. T. H.: Die Methode der Grundkoordinaten. Allgemeine Deformationsmethode zur Berechnung ebener, biegungsfester Tragwerke mit geraden und gekrümmten Stäben, mit Anwendungsbeispielen und Tabellen für Voutenbalken und symmetrische Bogen. Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik an der Eidg. Techn. Hochschule in Zürich, Nr. 7. 84 S. mit 49 Abb. Zürich und Leipzig 1937, Gebr. Leemann & Co. AG. Preis geh. 4,30 RM.

Das vorliegende Büchlein kann als ein kurzes Lehrbuch des Drehwinkelverfahrens angesprochen werden. Der Verfasser geht dabei von dem Buche von L. Mann: „Theorie der Rahmenwerke auf neuer Grundlage" aus; der Rechnungsgang ist indessen, besonders im Hinblick auf Tragwerke mit gekrümmten Stäben, zum Teil abgeändert worden.

Das Drehwinkelverfahren bietet bekanntlich den Vorteil, daß die Anzahl der Unbekannten oft geringer ist als die der statisch unbestimmten Größen. Besonders trifft dies bei Tragwerken mit vielen starren Einspannungen zu. Vorausgesetzt ist dabei allerdings, daß die Längenänderungen der einzelnen Stäbe bekannt sind bzw. als bekannt angenommen werden können. Unter Grundkoordinaten versteht der Verfasser — ebenso wie Mann — die unabhängigen Formänderungsgrößen. Dies sind zunächst die Knotendrehwinkel der einzelnen biegungsfesten Knotenpunkte. Außerdem treten noch so viele Knotenpunktverschiebungen auf, als die Knotenpunktfigur Freiheitsgrade hat. Unter Knotenpunktfigur ist dabei die Figur verstanden, die entsteht, indem man in dem vorhandenen Tragwerk die biegungsfesten Knoten durch Gelenke ersetzt.

Als Bestimmungsgleichungen zur Berechnung dieser Grundkoordinaten werden in der Regel Gleichgewichtsbedingungen verwendet; auch das Prinzip der virtuellen Verrückungen wird zur Aufstellung dieser Gleichungen herangezogen. Abweichend davon benutzt der Verfasser die Arbeitsgleichung.

Für die praktische Berechnung von Eisenbetonrahmen sind die Zahlentafeln wertvoll, die der Verfasser für Balken mit Vouten aufstellt. Untersucht sind Träger mit beiderseitigen symmetrischen sowie auch mit einseitigen Vouten, und zwar für drei verschiedene Voutenformen: gerade, parabolische und waagerechte Vouten. Das gleiche gilt von den Zahlentafeln für beiderseitig eingespannte bzw. Zweigelenkbogen, die als Stützlinengewölbe nach dem Vorschlage von M. Ritter geformt angenommen sind[2]).

Fünf Zahlenbeispiele am Schluß des Büchleins zeigen die Anwendung des Drehwinkelverfahrens auf Rahmen- und Bogentragwerke.

Das knapp gefaßte, aber trotzdem klar geschriebene Büchlein wird den Ingenieuren des Eisenbeton- und Stahlbaues bei ihren praktischen Berechnungen gute Dienste leisten. G. Worch, München.

---

[1]) S. Bautechn. 1936, Heft 52.

[2]) Beiträge zur Theorie und Berechnung der vollwandigen Bogenträger ohne Scheitelgelenk (Berlin 1909, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn).

Hartmann: Knickung, Kippung, Beulung. 201 S. mit 143 Abb. Leipzig und Wien 1937, Verlag von Franz Deuticke. Preis 16 RM, geb. 18,40 RM.

Auf dem Gebiete der Stabilitätsfragen ist in den letzten Jahren viel gearbeitet und viel erreicht worden. Die Lösung der für die Praxis wichtigsten Fälle über Knickung, außermittigen Druck, Kippung und Beulung dürfte wenigstens grundsätzlich gelungen sein, wenn auch nach mancher Richtung noch viel zu tun übrigbleibt. Fast stürmisch hatte sich das Schrifttum der letzten Zeit entwickelt, so daß der Zeitpunkt gekommen war, eine zusammenfassende Darstellung der bisherigen Ergebnisse zu bringen. Dies ist um so mehr zu begrüßen, als der Versuch von so berufener Seite unternommen wird, von einem Verfasser, der wie Prof. Dr.-Ing. Friedrich Hartmann, Wien, bei der Lösung der Aufgaben mit in vorderster Reihe gestanden hat.

Das Buch ist in erster Linie als Lehrbuch gedacht und soll das Eindringen in die Fragen der Stabilität erleichtern. Es ist mehr Wert auf verständliche Darstellung als auf Vollständigkeit gelegt. Mit Rücksicht auf den beschränkten Umfang des Buches konnte daher — was aber als Vorzug zu werten ist — nur das Wesentliche, Richtungweisende gebracht werden.

Auf dem Gebiete der Knickung werden behandelt: der gerade vollwandige Stab von unveränderlichem und von veränderlichem Trägheitsmoment im elastischen wie im plastischen Bereich; außermittiger Druck; gegliederte Stäbe; gerade Stäbe, die im Zusammenhang mit anderen Stäben stehen; die Knicksicherheit der Druckgurte offener, parallelgurtiger Fachwerkbrücken.

Dann werden drei Fälle der Kippung gebracht: der Balkenträger; der Konsolträger; Fachwerke mit ungesicherten Knoten gegen seitliches Ausweichen.

Zum Schluß folgt eine ausführliche Darstellung der Beulung dünner, ebener, rechteckiger Platten durch in ihrer Ebene wirkende Kräfte.

Vermißt wird eigentlich die Stabilitätsuntersuchung von Bogenträgern. Wegen ihrer Wichtigkeit und der Vollständigkeit halber wäre die Aufnahme eines besonderen Abschnittes hierüber in der nächsten Buchauflage zu begrüßen. Elwitz.

Lutzeyer, A.: Alphabetisches Warenverzeichnis zu den Verwendungsverboten für unedle Metalle. 84 S. Berlin-Zehlendorf 1937, Verlag August Lutzeyer. Preis 4,80 RM.

Der Verfasser hat sich in dankenswerter Weise der Mühe unterzogen, ein Verzeichnis aller Waren und Konstruktionsteile, auf die sich Verwendungsverbote der Überwachungsstelle für unedle Metalle erstrecken, in alphabetischer Reihenfolge aufzustellen. Bei den Bezeichnungen und Begriffsformulierungen hat er sich streng an den Wortlaut der amtlichen Anordnungen gehalten. Dieses Werk bedeutet sowohl für den gestaltenden Ingenieur als auch für den Handwerker eine wertvolle Hilfe bei der Feststellung, ob und inwieweit ein Verwendungsverbot für den betreffenden Konstruktionsteil oder Artikel vorliegt, und ist daher eine praktische Ergänzung der amtlichen Anordnungen. Die Benutzung ist einfach, da eine strenge Unterteilung nach den wichtigsten unedlen Metallen durch Daumenregister und Hinweise bei den betreffenden Waren auf weitere etwa vorliegende Verwendungsverbote oder Ausnahmen von diesen das Werk sehr übersichtlich gestalten. Wertvoll ist weiterhin, daß das Werk, welches als „Loseblattsammlung mit Hefteinrichtung" erschienen ist, durch Lieferung von Nachträgen stets auf dem neuesten Stande gehalten werden kann.

Die Benutzung dieses Werkes neben den amtlichen Ausgaben der Verwendungsverbote kann daher allen Behörden, Industrien und Werkstätten aufs beste empfohlen werden. Dipl.-Ing. C. L. Rudolph.

Schoklitsch, A.: Kostenberechnungen im Wasserbau und Grundbau. 619 S. mit 210 Textabb. Wien 1937, Julius Springer. Preis in Leinen 66 RM.

Wer die überaus fruchtbare Forscher- und Schriftstellertätigkeit des Verfassers verfolgt hat, dem wird nicht entgangen sein, daß seine verschiedenen Werke in einem lebendigen Zusammenhang stehen. Je nach dem Stande und den zeitgebundenen Aufgaben gewisser Gebiete des Bauingenieurwesens ist diese oder jene Frage in den Mittelpunkt seines Interesses gerückt, je nach der Bedeutung für die Praxis hat er sich der einen oder anderen Aufgabe zugewandt. Während der Verfasser in seinen beiden letzten großen Werken „Der Wasserbau" (1930) und „Der Grundbau" (1932) einheitliche Ganzheitsleistungen dieser Fachgebiete herausstellte, wendet er sich mit dem vorliegenden Buch einem Teilgebiete unserer Praxis zu, das nur aus den vorerwähnten Ganzheitswerken und -werten heraus verstanden und im Zusammenhang damit richtig beurteilt werden kann, und dem heute aus wirtschaftspolitischen Gründen entscheidende Bedeutung zukommt.

In unserem an sich nicht umfangreichen Schrifttum über Kostenberechnung im Bauwesen sind Angaben aus dem Wasser- und Grundbau verhältnismäßig spärlich und niemals in methodischem oder systematischem Zusammenhang enthalten. Dies liegt z. T. in der Schwierigkeit der einwandfreien Verarbeitung des Stoffes, z. T. in der grundlegenden Änderung, die die verschiedenen Bauformen und Bauweisen in der Nachkriegszeit durchgemacht haben. Außerdem sind auch Unterlagen für die Preisbestimmung infolge der schnell fortschreitenden Mechanisierung der Baubetriebe rasch überholt. Insofern darf festgestellt werden, daß das neue Werk von Schoklitsch innerhalb dem bisherigen Fachschrifttum tatsächlich keinen Wettbewerber hat und einem von der Praxis längst empfundenen Mangel abhilft.

Während vor dem Krieg die Löhne, Baustoffpreise und Leistungen jahrelang keine Änderung erfuhren und daher nur wenige Fachgenossen sich mit den Fragen der Selbstkostenberechnung vertraut machen mußten, hat sich hierin in der Nachkriegszeit vieles geändert. Vor allem weiß man heute, daß die Kostenberechnung im Bauwesen kein Sondergebiet für einzelne wenige Zeitrechner ist, sondern daß jeder Techniker sich möglichst frühzeitig und eingehend mit den Fragen der Preisberechnung vertraut gemacht haben muß, wenn er die hohe Verantwortung seiner Berufsaufgabe soll tragen können. Wenn trotzdem noch immer über den Mangel hinreichender Übereinstimmung der Ansichten über Wege und Grundsätze sachgemäßer Selbstkostenermittlung im Bauwesen geklagt wird, so liegt dies nicht so sehr an dem guten Willen der Beteiligten, als an dem Fehlen guter, allgemein zugänglicher Unterlagen und erfahrungsbewährter Schriften. Hieran konnten auch einzelne vorbildliche neueste Veröffentlichungen nichts ändern[1]), da sie noch nicht zum praktischen Besitze der Allgemeinheit geworden sind.

Was das aus 30 Abschnitten nebst Schriften- und Sachverzeichnis bestehende Buch vor allem auszeichnet, ist die Klarheit der systematischen Darstellung, die glückliche Verbindung volks- und bauwirtschaftlichen Denkens und die Ergänzung des ausgebreiteten Stoffes durch theoretische Überlegungen. Schoklitsch hat in 2063 Nummern ein ungeheueres Material in bewundernswerter Weise bewältigt, und zwar, was noch mehr ist, mit der Gestaltungskraft des entwerfenden und bauerfahrenen Ingenieurs und mit der sichtenden Kritik des wissenschaftlich gut gerüsteten Forschers.

Wenn es auch gerade zu den Eigenarten des Wasser- und Grundbaues gehört, daß die Verhältnisse infolge der vielfältigen und vielschichtigen Abhängigkeit von den örtlichen und Naturbedingungen an jeder Baustelle wieder andere sind und daß daher die Übertragung der in einem Fall gemachten Erfahrungen hinsichtlich Betriebs-, Baustoff- und Zeitaufwand auf eine andere Anlage selten möglich ist, so bewahren doch die meist mitgeteilten örtlichen Gegebenheiten vor einer unzulässigen Anwendung auf Sonderfälle. Im übrigen aber setzt sich der Grundsatz immer mehr auch in Unternehmerkreisen durch, daß die beste Grundlage richtiger Selbstkostenermittlung keineswegs immer die sog. „eigene Erfahrung" mit mehr oder weniger gefühlsmäßig angenommenen und als Geschäftsgeheimnis gehüteten Zahlen, sondern allgemein gültige Richtwerte über Leistungen, Baustoffbedarf usw. sind, mit denen sich jeder auseinandersetzen muß, der von ihnen abweichen will. An Stelle der vielfach noch vorherrschenden rein individualistischen Auffassung der Preisberechnung muß die von der Verantwortung gegenüber der Volksgemeinschaft getragene treten.

Weil in dem Buch die Synthese mit baubetriebswirtschaftlichen und entwurfstechnischen Erkenntnissen eine wichtige Rolle spielt, wird es nicht nur zu einem klaren Aufbau der Kostenberechnungen beitragen, sondern auch dem entwerfenden und bauleitenden Ingenieur Richtlinien geben, nach denen er sich bei der Bauausführung richten kann, sei es, daß er den Baustellenbetrieb zu besseren Leistungen bringt, oder rechtzeitig den während des Baues eintretenden Veränderungen Rechnung trägt, sei es, daß er Unterschieden in den Leistungen und Verbrauchsmengen nachgeht und so über den Einzelfall örtlich erzielter Einsparungen hinaus der gesamten Bauwirtschaft nützt.

Da jedem Unternehmer schon vor der Auftragserteilung bedeutende Kosten für die Ausarbeitung der Angebote erwachsen, für die er in der Regel keine Vergütung erhält, so ist das Buch auch dazu berufen, die gerade im Wasser- und Grundbau besonders hohen Aufwendungen für vergebliche Angebote und damit die allgemeinen Geschäftsunkosten verringern zu helfen. Besonders wertvoll im Interesse der beschleunigten Einführung der Normen ist, daß an die Spitze jedes Abschnittes ein Verzeichnis der einschlägigen DIN-, Ö- und CS-Normen gestellt und auch im Text der sachliche Inhalt der Normen mit verarbeitet ist.

Die wirtschaftspolitische Ausrichtung und Zielsetzung des Buches verdient gerade heute höchste Anerkennung, weil es die Ermittlung und Beurteilung angemessener Preise auf dem so wichtigen Gebiete des Ingenieurbaues erleichtert und so bei der Verhütung zu hoher Preise, aber auch bei der Vergütung gerechter Preise mithilft, ohne die eine einwandfreie Bauausführung nicht erwartet werden kann.

So ist das Buch, das eine vorbildlich schöne Ausstattung erhalten hat, nicht nur für alle im Wasser- und Grundbau tätigen Ingenieure und Unternehmer, sondern auch für den Betriebswirt, Wirtschaftstreuhänder und -politiker eine äußerst wertvolle Arbeitsgrundlage, weil die zutreffende Preisermittlung eine entscheidende Voraussetzung zur völligen Gesundung des Baumarktes und Baugewerbes und damit eines der wichtigsten Grundpfeiler unserer Volkswirtschaft ist. Marquardt, München.

[1]) So z. B. „Selbstkostenermittlung für Bauarbeiten I. und II. Teil". Herausgegeben vom Reichsverband des Ingenieurbaues e. V. 1934. — W. Meyer und P. Wiesner, Die Bestimmung des angemessenen Preises im Baugewerbe. Ein Beitrag zur Gesundung des Verdingungswesens. Berlin 1935.

INHALT: Baugrundforschung bei Brücken der Eisenbahn Heydebreck—Gr.-Strehlitz. — Die Ausbildung der Gefällbrechpunkte geregelter kleinerer Wasserläufe. — Der Amsterdam-Rhein-Kanal. — Bücherschau.

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