

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 18. Oktober 1940

Heft 44/45

Alle Rechte vorbehalten.

Der Wasserzudrang beim Bau des Bral-Tunnels in der Slowakei.

Von Dipl.-Ing. Omelan Sitschinskyj in Graudenz.

Der Bau des 3011 m langen Eisenbahntunnels in der neuen Eisenbahnlinie zwischen Handlowa und Oberstuben in der Slowakei (Abb. 1), brachte infolge ungewöhnlich starken Wasserzudranges unerwartete und kaum zu bewältigende Schwierigkeiten. Sie traten schon beim Vortreiben des Richtstollens auf und erforderten 8 1/2 Monate angestrengtester Arbeit, bis es im Kampf mit dem Wasser gelang, die gefährdete Stelle zu durchbrechen.

Um Unterlagen für die Vergabung des Tunnelbaues zu gewinnen, waren zwei Bohrungen in der zukünftigen Tunnelachse bis auf die Grundsohle niedergebracht worden. Die Bohrungen ergaben durchweg Andesite von wechselnder Härte, stellenweise zeigten sie auch Wasserzudrang. Da diese Ergebnisse nicht ausreichten, ließ der Bauherr, das tschechoslowakische Eisenbahnministerium, im Eigenbetriebe einen Richtstollen in der Tunnelachse vortreiben, um weitere Aufschlüsse zu gewinnen.

Gezimmerter Richtstollen.

Abb. 2 zeigt einen Längsschnitt des südwestlichen Tunnelteiles. Der Richtstollen wurde zunächst in dunkelgrauem Dolomit vorgetrieben. Nach rd. 450 m, bei km 8,248, traf er auf geschlossene, trockene Schieferschichten, die ohne Schwierigkeiten durchfahren wurden. Da mit baldigem Übergang in den wasserführenden Andesit gerechnet wurde, wurde aber die Pölzung des Richtstollens verstärkt. Nach 127 m Vortrieb im Schiefer wurde bei km 8,375 in der Nacht vom 17. auf den 18. Juli 1928 in 1,5 m Höhe über der Meßlinie das erste Wasser angetroffen. Der Zufluß betrug zunächst 2 l/sek; das Wasser führte bereits kleine Andesitstücke mit sich. Sofort wurde die gesamte Pölzung verstärkt und die an der Brust des Stollens stehende, das Wasser bringende Felsspalte verpölzelt und, soweit es ging, mit Holz ausgepackt. Es gelang noch am nächsten Tage,

im Vortrieb um 0,50 m voran zu kommen, weitere Versuche waren aber vergeblich. In der Nacht vom 21. auf den 22. Juli zeigte sich der erste Druck, die Pölzung der Brust konnte ihn nicht auffangen, und gegen 2 Uhr früh brach der Stollen auf 6,60 m Länge zusammen, wobei er auf 9,60 m Länge mit halbflüssigem Schutt ausgefüllt wurde. Der Wasserzufluß betrug 4 l/sek. Daraufhin wurde die Brust des Stollens um 7,50 m zurückverlegt und bei km 8,3675 verspreizt und verpölzelt. Der Gebirgsdruck wuchs jedoch von Stunde zu Stunde, die Pölzung fing an nachzugeben und zu brechen (Abb. 3)¹⁾. Um die Bewegung aufzuhalten, wurde nunmehr der Stollen mit Rundholz ausgepackt (Abb. 4), weil er so schneller ausgefüllt werden konnte als mit Steinen. Die Hölzer wurden rostartig verlegt und mit Eisen verklammert. Wie sich später ergab, hatte dieses Verfahren aber den Nachteil, daß das so verankerte Holz beim späteren Vortreiben des Stollens viel schwerer wieder zu entfernen war.

Der Stollen wurde auf diese Weise in den nächsten drei Tagen auf 22 m Länge (bis km 8,3455) mit Holz ausgepackt. Weiter rückwärts wurde noch auf 20 m Länge (bis km 8,325) die Pölzung mit ihren Unterzügen und Spreizen verstärkt.

Erneuter Vortrieb des gezimmerten Richtstollens.

Bis zum 30. Juli wurde im Stollen keine Bewegung mehr beobachtet, es schien Gleichgewicht eingetreten zu sein. Deshalb wurde nun wieder damit begonnen, den Richtstollen mit verstärkter

Kronenpölzung (Querschnitt in Abb. 5) vorzutreiben. Bis zum 17. August wurden so im ganzen 32,8 m des Stollens ausgeführt, wobei zuerst die Steine und die Holzaustrückung entfernt werden mußten. An diesem Tage aber zeigten sich bei km 8,3578 wieder Druck-

¹⁾ Abb. 3, 4, 6 u. 7 nach Aufnahmen des Verfassers.

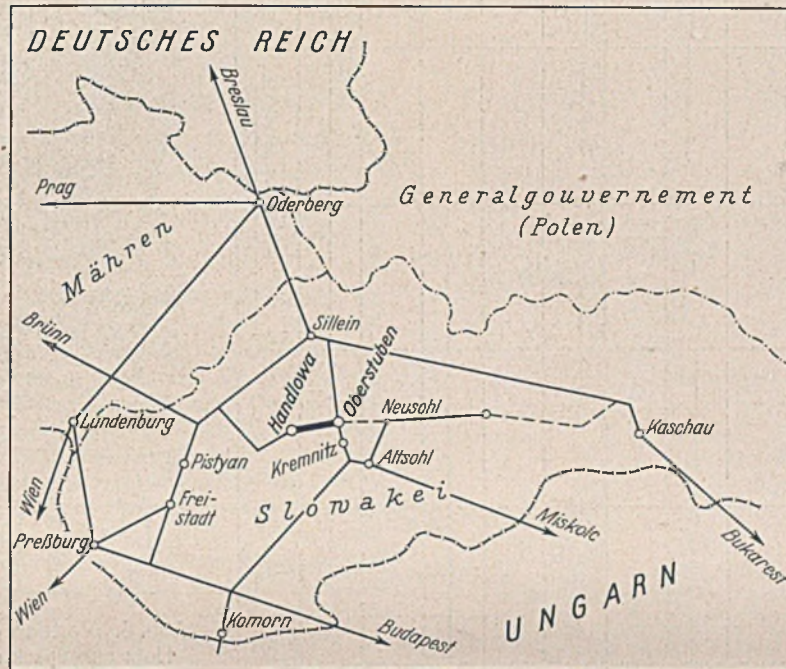


Abb. 1. Übersichtsplan.

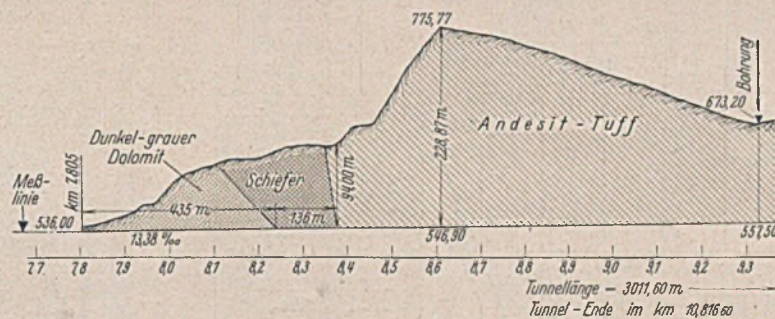


Abb. 2. Südwestliche Seite des Braltunnels, geologischer Längsschnitt.



Abb. 3. Firstbruch im Richtungsstollen bei km 8,325.

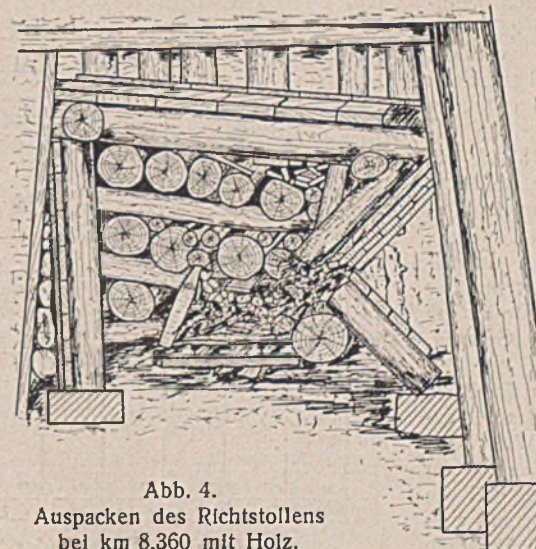


Abb. 4. Auspacken des Richtstollens bei km 8,360 mit Holz.

erscheinungen, die schnell anwuchsen. Die 50 cm dicken Kappenrundhölzer der Kronenpölung brachen in 24 Stunden, der First des Stollens senkte sich um 1 cm in der Stunde, die Sohle hob sich um das gleiche Maß. Man war deshalb gezwungen, den Stollen erneut mit Holz zu füllen, die Auspackung wurde bis zum 20. August rückwärts auf 18 m Länge (bis km 8,3397) durchgeführt. So waren in einem Monat des Ringens mit dem Wasserdruck 35,3 m des Stollens wieder verlorengegangen. Die Auspackung des Stollens erforderte 70 m³ Rundholz, 4 m³ Schnittholz und 11 m³ Steine sowie etwa 8000 Häuerstunden. Der Fortschritt des Vortriebes ist aus Abb. 5 zu ersehen, in die auch die Stollenquerschnitte eingezeichnet sind.

Gemauerter Richtstollen.

Das weitere Vortreiben des gepölzten Stollens wurde unter diesen Umständen als aussichtslos angesehen, man entschied sich vielmehr, einen gemauerten Stollen auszuführen. Am 30. August wurde mit dem Ausbruch für den gemauerten Stollen angefangen. Der Stollen wurde aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel (350 kg/m³) in kurzen, 1,20 bis 1,70 m langen Ringen ausgeführt. Mit dem Aufbruch wurde oberhalb des zusammengestürzten Stollens begonnen. Nach der Versicherung des Firstes mußte das Packholz aus dem zusammengestürzten Stollen entfernt werden. Das war eine sehr mühsame Arbeit, aber es gab keinen anderen Weg, als das Holz Stück für Stück herauszupacken (Abb. 6 u. 7). Der heikelste Teil beim Vollausbruch war immer der First, der 2 bis 4 Tage dem Drucke von oben ausgesetzt war. Trotzdem die Wände, die nicht verschalt waren, keine Spur von Druck oder Schub zeigten, mußte der First immer nachträglich verspreizt werden (Abb. 8). Als Schalung des Firstes wurden zuerst 5 cm dicke Bohlen, dann Rundhölzer von 10 cm Durchm., schließlich von 20 cm Durchm. verwendet, die in der Mitte noch unterfangen werden mußten. Abb. 5 zeigt den täglichen Fortschritt und den gesamten Holzverbrauch des gemauerten Stollens. Allerdings war die Leistung wohl dadurch beeinträchtigt, daß keine gelernten Maurer verwendet wurden, weil die Häuer beschäftigt werden mußten. Im ganzen wurden 19,20 m Stollen gemauert, von km 8,337 bis km 9,3562. Der letzte Ring, an dem 5 Tage lang in drei Schichten gearbeitet wurde, war nur 0,80 m lang. In diesem Ring kam nicht nur der Druck von oben, sondern auch der Längsschub zur Geltung. Es sank hier nicht nur der First, sondern auch die Brust hielt nicht. Bevor das Sohlengewölbe und die Widerlager ausgemauert waren, sank der First schon so tief, daß die Mauerung unterbrochen werden mußte, um den Ausbruch

nachzunehmen. Der Gesamtverbrauch von Holz stieg auf 7,50 m³ auf 1 m Stollen, d. h. das Neunfache des durchschnittlichen Verbrauches. Der große Holzverbrauch war der beste Beweis dafür, daß es nicht möglich war, den Stollen weiter auszubauen. Alle Bemühungen, auf irgendeine Art vorwärts zu kommen, waren vergeblich.

In der Nacht vom 21. auf den 22. Oktober war die Brust am Ende des gemauerten Stollens voll verschalt. Nunmehr wurde der letzte Versuch gemacht, links neben dem Gewölbe des Stollens nach oben hin aufzubrechen. Zu diesem Zwecke wurde aus der Brustschalung eine ungefähr 30 x 30 cm weite Öffnung herausgehauen. Durch diese Öffnung drang sofort eine ganz weiche, teigartige Masse hervor, die wie aus

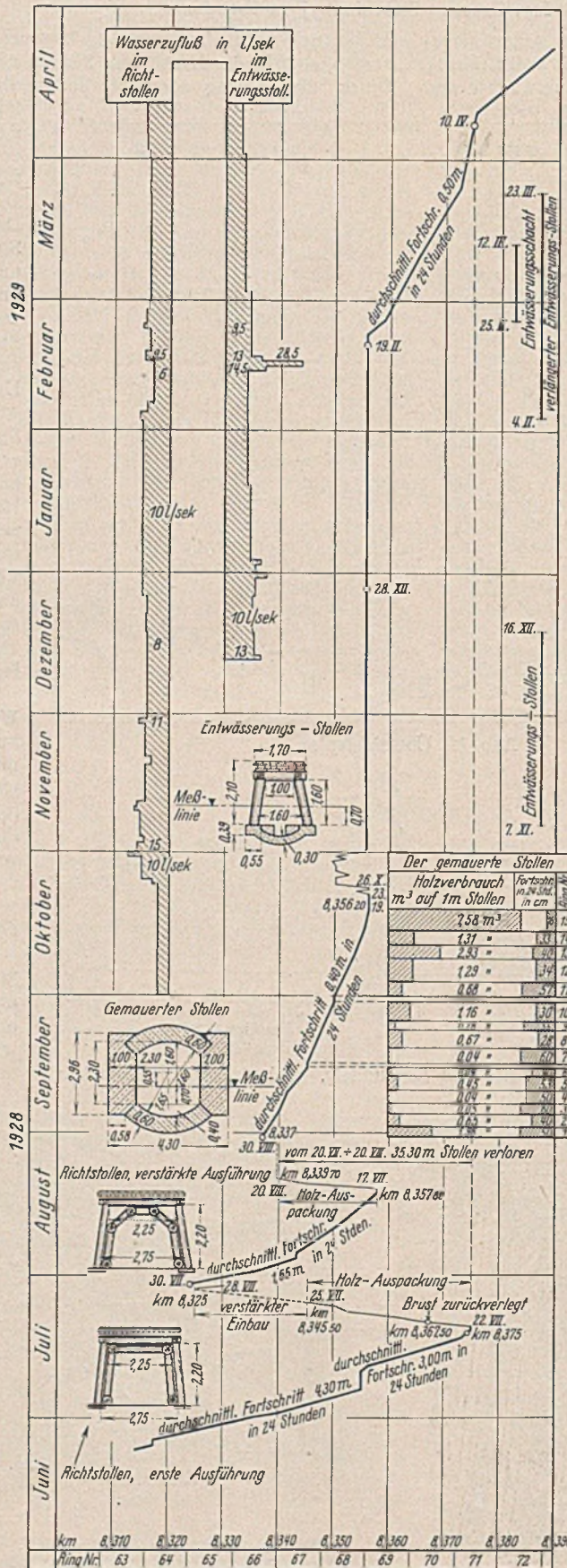


Abb. 5. Vortrieb der Stollen.

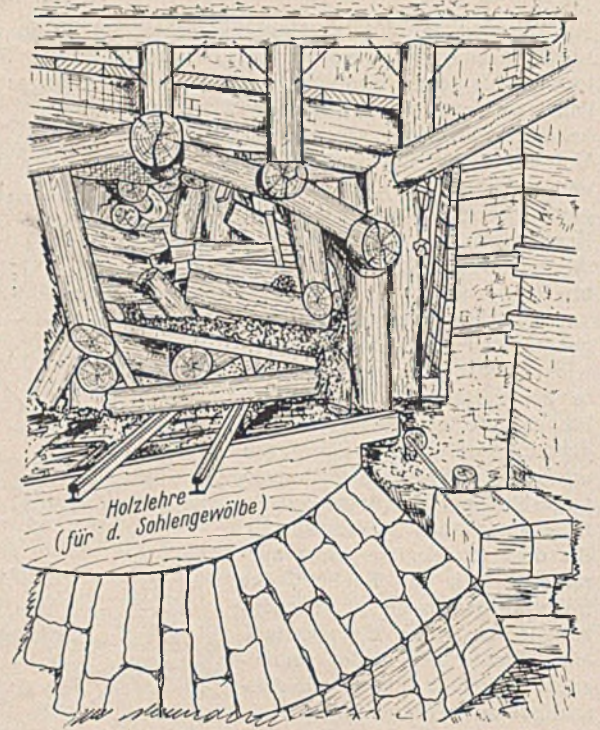


Abb. 6. Vortrieb des gemauerten Stollens in dem mit Holz ausgepackten gezimmerten Stollen (km 8,345).

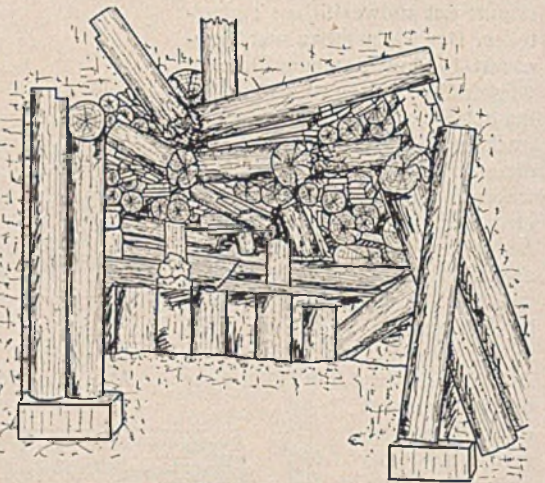


Abb. 7. Zusammengebrochener Richtstollen bei km 8,355, aufgenommen während des Vortriebes des gemauerten Stollens.

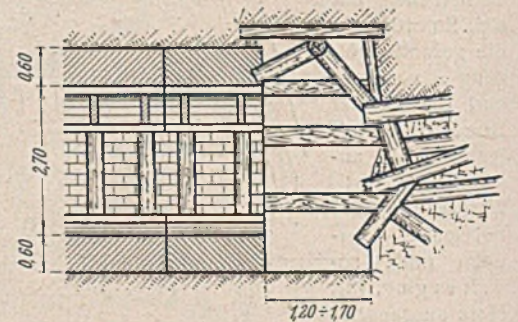


Abb. 8. Vortrieb des gemauerten Stollens (km 8,337 bis 8,3562), Längsschnitt.

einer Ziegelpresse langsam herausgedrückt wurde. Durch die Masse drang einige Male ein starker Wasserstrahl hindurch. In der Hoffnung, daß es gelingen würde, auf diese Weise die Hauptwasseradern anzuschneiden, wurde der herausgepreßte Boden ununterbrochen fortgeschafft. Das Wasser zeigte sich aber nicht, vielmehr nahm der Zustrom an Boden im Laufe des Tages immer mehr zu, so daß er nicht mehr bewältigt werden konnte. Die Öffnung in der Brust wurde deshalb wieder geschlossen und die Stollenbrust mit Hilfe des noch nicht entfernten Schalungsgerüsts des Stollens (der Lehrbogen und Ständer) und durch den Einbau einer aus Rundholz gebildeten Querwand erneut verspreizt und gesichert.

Schon am folgenden Tage, dem 23. Oktober, begann trotz der verschalteten Brustfläche aus dem Stollen ein breiartiger Boden herauszuquellen, der sich langsam auf der Sohle des Stollens mit einer Geschwindigkeit von etwa 0,60 m/min bewegte (Abb. 9). Gegen 10 Uhr vormittags drang Wasser durch die aufgeweichten ausgepreßten Schichten und spritzte in einem ungefähr 5 m langen Strahl heraus. Sofort füllte sich der Stollen mit breiigem Schieferboden, so daß er innerhalb einer

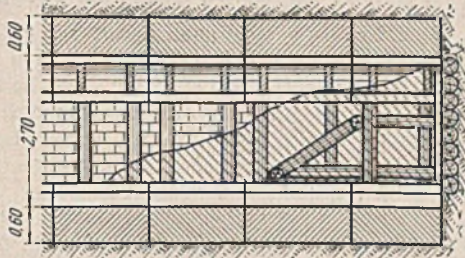


Abb. 9. Bodeneinbruch bei km 8,356, am Ende des gemauerten Stollens am 23. Oktober 1928, so daß er innerhalb einer

Minute auf 10 m Länge voll geschlossen war. Am luftseitigen Ende des Stollens flossen nun 6 l/sek Wasser ab. Der Boden wurde sofort abgefahren, und zwar in einer Gesamtmenge von 17 m³, die in 10 Arbeitsstunden bewältigt wurde. Es stellte sich heraus, daß die Verschalung unberührt geblieben war. Nach kaum 2 Stunden begann der Gebirgsdruck von neuem. Aus der Verschalung wurde wieder weicher Boden herausgepreßt, und zwar ungefähr 1 m³ in einer Stunde. Trotzdem der Boden in Bewegung war, war er doch so zähe, daß er mit Pickeln gelöst werden mußte. Nach weiteren 24 Stunden war die Stollenbrust wieder freigelegt. Kurze Zeit darauf hörte man anhaltendes Donnern im Gebirge, das den Eindruck erweckte, als ob aus großer Höhe Steine in stehendes, tiefes Wasser fielen. Nach etwa einer Stunde brach an der Stollenbrust Wasser in größerer Menge — etwa 10 l/sek — durch. Der Stollen füllte sich mit breiartigem Schiefer, in der Luft bildete sich Nebel und ein fauliger Geruch verbreitete sich. Das nun ununterbrochen abfließende Wasser gab aber wenigstens die Hoffnung, daß der Druck allmählich nachlassen würde. Deshalb strebte die Bauleitung ständig an, auf jeden Fall das Wasser frei fließen zu lassen (Abb. 10).

Zu diesem Zeitpunkt (am 25. Oktober 1928) wurde die Ausführung des ausgeschriebenen Tunnelbauloses einer Arbeitsgemeinschaft der Ingenieure Krullis-Jachymek & Schwarz übertragen.

Entwässerungsstollen.

Das weitere Vortreiben des Stollens erschien nicht durchführbar, solange der Wasserzudrang nicht nachließ. Um das Abfließen des Wassers und damit die Herabminderung des Druckes zu beschleunigen, wurde in Aussicht genommen, das Wasser, das man vor allem an der Grenze zwischen Schiefer und Andesit vermutete, durch zwei Entwässerungsstollen anzupapfen und abzuleiten. Die beiden Stollen wurden symmetrisch auf beiden Seiten der zukünftigen Tunnelachse vorgesehen (Abb. 11), und zwar außerhalb des Tunnels, damit sie als endgültige Entwässerungsleitungen bestehen bleiben konnten. Da nach der Schichten-

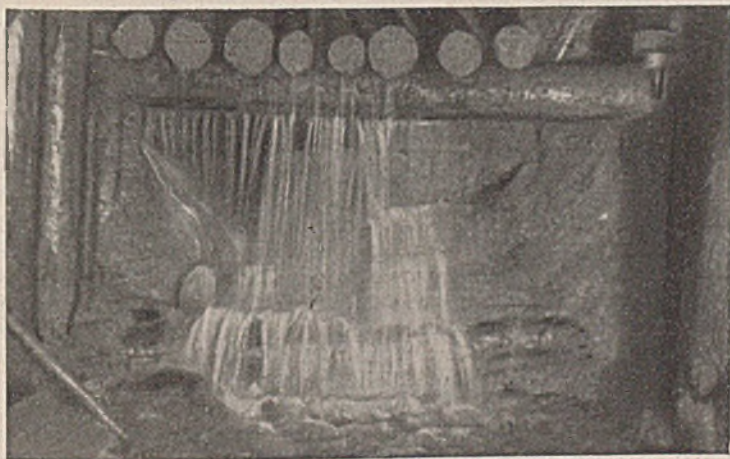


Abb. 10. Das Wasser am Ende des gemauerten Stollens im November 1928.

neigung anzunehmen war, daß auf der rechten Seite der Andesit eher erreicht werden würde, wurde der Stollen auf der rechten Seite zuerst in Angriff genommen; der Stollen auf der linken Seite ist dann später gar nicht mehr ausgeführt worden. Der ausgeführte Stollen zweigt in km 8,3466 unter 60° von der Tunnelachse ab, biegt dann um und führt in einem Abstände von 15 m auf 14 m Länge gleichlaufend zur Tunnelachse weiter, um dann nochmals umzubiegen und bei km 8,375 wieder in die Tunnelachse einzumünden. Auf diese Weise blieb zwischen dem endgültigen Tunnelrohre und dem Entwässerungsstollen ein genügend breiter Streifen unberührten Gebirges stehen. Mit dem Ausbruch für den Entwässerungsstollen wurde am 7. November begonnen, die ersten 3 m des Stollens wurden im Anschluß an den gemauerten Stollen ebenfalls gemauert, dann wurde nur Zimmerung verwendet (Abb. 5).

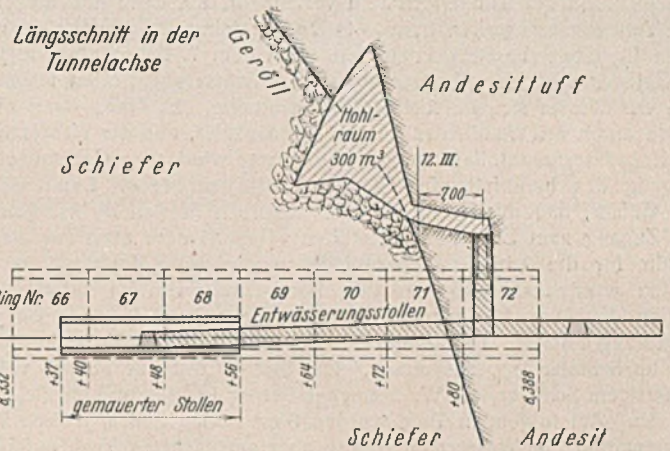


Abb. 11a. Längsschnitt.

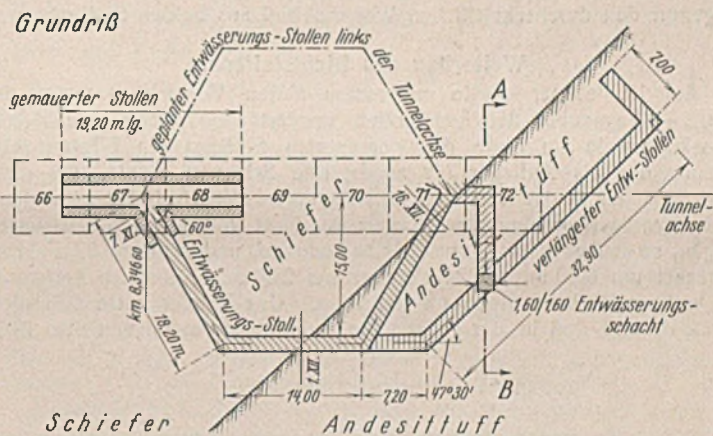


Abb. 11b. Grundriß.

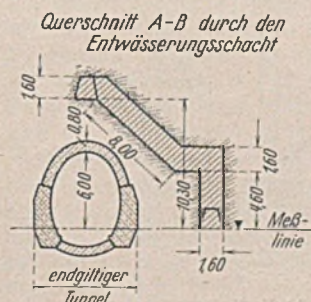


Abb. 11c. Querschnitt A-B.

Abb. 11a bis c. Entwässerungsstollen.

Am 1. Dezember wurde die Andesitgrenze erreicht. Es ergab sich, daß der Andesit nur ganz geringe Mengen Wasser führte. Im Andesituff gelang der Vortrieb ohne irgendwelche Schwierigkeiten. Hier und da wurden Wasseradern von 1 bis 3 l/sek Ergiebigkeit angetroffen, deren Druck mit der Zeit nachließ. Am 15. Dezember wurde eine Quelle von 13 l/sek angeschnitten, deren Wassermenge später zurückging. Am folgenden Tage wurde die Schiefergrenze in der Nähe der Tunnelachse wieder erreicht. Nunmehr drang von oben Wasser ein, das den Schiefer aufweichte. Es bildete sich im Schiefer ein Hohlraum und der Stollen begann nachzugeben, obwohl er hier stark gepölzt war. Schließlich mußte am 22. Dezember die Arbeit verlassen und der Entwässerungsstollen auf 5 m Länge ausgefüllt werden. In diesem Augenblick brachte der Richtstollen 8 l/sek und der Entwässerungsstollen 10 l/sek Wasser. Der Zweck des Entwässerungsstollens, die Herabminderung des Wasserandrangs, wurde also nicht erreicht, vielmehr brachte der neue Stollen neues Wasser. Wenigstens aber wurde dank den Entwässerungsstollen der Andesituff aufgeschlossen, in dem der Rest des Tunnels vorgetrieben werden mußte. Weiterhin gab er die Gewißheit, daß tatsächlich schon am 18. Juli 1928, dem Tage des ersten Zusammenbrechens des Richtstollens, die Grenze zwischen Schiefer und Andesit erreicht worden war.

Neuer Versuch im Richtstollen.

Nunmehr wurde am 28. Dezember ein erneuter Versuch gemacht, die zusammengebrochene Strecke des Richtstollens zu überwinden. Zu diesem Zwecke wurden im strömenden Wasser an der Stollenbrüst Schienen zum Auffangen des Firstes vorgetrieben. Die Arbeit mußte aber bald wieder abgebrochen werden, weil durch die unvermeidlichen Erschütterungen sich der Wasserabfluß verstopfte und dadurch die Gefahr einer Druckbildung entstand.

Verlängerter Entwässerungsstollen.

Da nun weder über den Richtstollen noch über den Entwässerungsstollen weiterzukommen war, wurde versucht, den Entwässerungsstollen an der Stelle, wo er zur Tunnelachse hin zurückbog, in der alten Richtung gleichlaufend zur Tunnelachse zu verlängern, um dann abzubiegen und die Tunnelachse weiter bergwärts zu erreichen. Der Vortrieb gelang ohne irgendwelche Schwierigkeiten. Seit dem 7. Februar wurde jedoch nach jeder Sprengung im verlängerten Entwässerungsstollen festgestellt, daß das Wasser sich im Richtstollen verstopfte. Es drang dann stellenweise durch die Wände des gemauerten Stollens, und der Wasserandrang im Entwässerungsstollen wuchs. Auch war wieder im Gebirge die Bewegung des herabfallenden Gesteinschuttes zu hören. Damit entstand die Gefahr, daß durch einen neuen Einbruch in den Richtstollen auch der Zugang zum Entwässerungsstollen versperrt oder auch nur die Luftzufuhr für die Arbeiter unterbrochen wurde. Die Vorgänge im Richtstollen wurden deshalb sorgfältig beobachtet. Um im Entwässerungsstollen den Weg für das Wasser freizumachen, wurde dann die Stein-ausfüllung entfernt. Daraufhin brach am 14. Februar die linke Stollenseite, die im Schiefer lag, zusammen. Der Stollen war auf einmal voll von breiartigem Schiefer, die Wassermenge betrug 14 l/sek und im Richtstollen 6 l/sek. Am folgenden Tage wurden 6 m³ Boden und 28,8 l/sek Wasser ausgeworfen, die Wassermenge ging aber am nächsten Tage auf 13 l/sek zurück. Das dauernde Schwanken der Wassermengen in beiden Stollen bewies, daß der Wasserabfluß durch Verstopfungen behindert war (Abb. 5 zeigt nur den durchschnittlichen Wasserabfluß aus beiden Stollen).

Weiterbau des Richtstollens.

Am 19. Februar wurde mit einem neuen Versuch — es war der vierte — begonnen, den Richtstollen vorwärts zu treiben. Zu diesem Zwecke wurde am Ende des gemauerten Stollens ein I-Träger eingebaut, der als Auflager für zugespitzte Schienen diente, die dicht nebeneinander in das Geröll vorausgerammt wurden (Abb. 12). Auf diese Weise wurde im strömenden Wasser der First voll mit Schienen unterfangen, so daß es gelang, vorwärts zu kommen, und zwar am 22. Februar zunächst um 0,50 m, am 24. Februar um 2,50 m. Auf diese Art wurde die erste gefährliche Stelle überschritten. Das Wasser hatte sich nicht verstopft und floß in der ganzen Stollenbreite strömend von dem First.

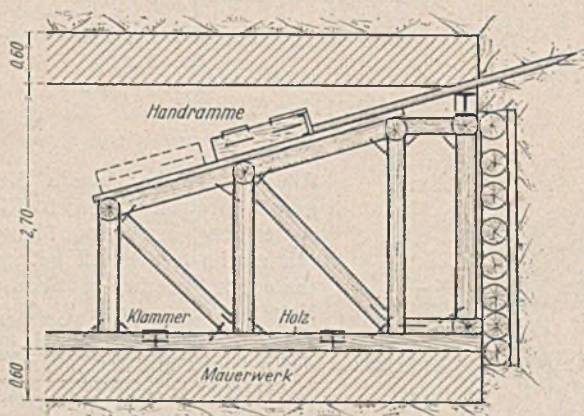


Abb. 12. Vortrieb des Richtstollens vom gemauerten Stollen aus mit Hilfe vorausgerammter Schienen.

Nach dem Überschreiten der nassen Stelle, aus der das Wasser auch weiterhin ständig abfloß, war der alte zusammengebrochene Stollen, der nun weiter aufgeföhren wurde, völlig trocken. Am 10. April wurde die Stelle bei km 8,375 erreicht, bei der am 18. Juli des vorhergehenden Jahres der Vortrieb eingestellt werden mußte. Das Gestein war hier durch das Wasser aufgeweicht, mit dem bewährten Verfahren der vorausgerammten Schienen wurde aber auch diese Stelle überwunden.

Entwässerungsschacht.

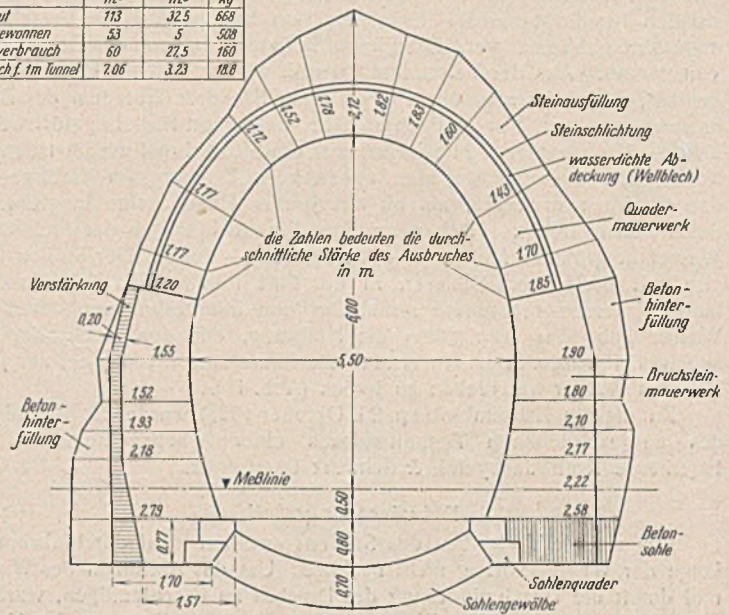
Zu gleicher Zeit mit dem letzten Versuch im Richtstollen, der am 19. Februar begann, war der Aufbruch eines zunächst lotrecht, dann schräg nach oben geföhrenen Schachtes im verlängerten Entwässerungsstollen vorbereitet worden (Abb. 11), mit dem das Wasser wirksamer abgeföhren werden sollte. Mit der Ausführung wurde am 25. Februar

begonnen. Damit wurde an drei Stellen gleichzeitig vor Ort gearbeitet, im Richtstollen, im verlängerten Entwässerungsstollen und im Entwässerungsschacht. Im Entwässerungsstollen und im Entwässerungsschacht kam ständig unter Druck stehendes Wasser, sonst ging die Arbeit aber jetzt glatt vorwärts. Nur war das Wegschaffen des ausgebrochenen Gesteins sehr erschwert, weil in dem beengten Stollen nur ein Plattformwagen zum Aufladen verwendet werden konnte, der von Hand zum Eingang des gemauerten Stollens befördert werden mußte. Erst dort wurde das Gestein in die eigentlichen Förderwagen umgeladen. Im Entwässerungsstollen waren wegen der Beengtheit auch keine Lüftungsröhre vorgesehen, so daß die Abluft der Druckluftgeräte aushelfen mußte. Auch die Abschubzeit mußte in beiden Stollen in gegenseitiger Abhängigkeit geregelt werden. Meistens wurde an allen drei Stellen gleichzeitig gesprengt, wobei die ganze Besatzung ihren Arbeitsplatz verlassen mußte, um im sicheren gemauerten Stollen die Sprengung abzuwarten.

Nach 15 Tagen mühsamer Arbeit im Entwässerungsschacht wurde plötzlich in der Verwerfungsspalte zwischen Schiefer und Andesit ein Hohlraum von ungefähr 300 m³ Inhalt angeschnitten. Seine Wände stiegen schräg hoch und schlossen sich oben in einer Spitze zusammen. Aus den Wänden tropfte etwas Wasser herab. Infolge der weiteren Sprengungen im Stollen löste sich aber im Hohlraum frisches Gestein, so daß nach einigen Tagen der Eingang verschüttet war. Am 26. März wurde die Arbeit im verlängertem Entwässerungsstollen eingestellt, weil bei jedem Abschub sich neue Gesteinsmassen in dem Hohlraum lösten und ein weiterer Fortschritt in der Wasserableitung nicht zu erwarten war.

Rückblickend kann festgestellt werden, daß in der entscheidenden Nacht vom 18. Juli 1928 der Fehler begangen wurde, daß man die

	Baustoffverbrauch für den Ring 71		
	Rundholz m ³	Schnittholz m ³	Eisen kg
Lingebau	113	32,5	668
Wiedergewannen	53	5	528
Gesamtverbrauch	60	27,5	160
Verbrauch f. 1m Tunnel	7,06	3,23	18,8



Massen	Sollbetrag	Istbetrag	Mehrbetrag
Steinschichtung	3,18 m ³	53,00 m ³	49,82 m ³
Wasserdichte Abdeckung	63,08 "	63,08 "	
Gewölbemauerwerk	63,92 "	63,92 "	
Verstärkte Widerlager	94,18 "	122,32 "	28,14 m ³
Betonsäule	78,28 "	25,78 "	7,50 "
Sohlquader	8,61 "	8,61 "	
Sohlengewölbe	27,54 "	27,54 "	
Mehrausbruch			85,46 m ³

Abb. 13. Querschnitt des 8,50 m langen Tunnelringes 71.

wasserführende Felsspalte vor Ort verpözt und damit den Wasserabfluß verstopft hat. Das Wasser wurde so angestaut, sammelte sich anscheinend oberhalb des Stollens an und hat so wohl auch im Gebirge Veränderungen hervorgerufen, die zu einer Erhöhung des Druckes führten. Die Erfahrung aus dem monatelangen Kampf mit dem Druck im Stollen geht jedenfalls dahin, daß nur dann mit einem Nachlassen des Druckes gerechnet werden kann, wenn man dem Wasser stets freien Abzug gewährt. Mit dem Entwässerungsstollen und im Anschluß daran mit dem Entwässerungsschacht sollte dem Wasser freier Abfluß verschafft werden. Abb. 5 zeigt aber in der Darstellung der Abflußmengen, daß auf diese Weise nur neue Wasseradern angeschnitten und die Wasserführung im Richtstollen nicht vermindert wurde. Der Entwässerungsschacht war ein teurer und sehr gewagter Versuch; daß er erfolglos bleiben würde, konnte nicht vorausgesehen werden. Dagegen war der Gedanke durch-

aus richtig, durch Ausbau einer gemauerten Stollenstrecke in dem gefährdeten Stollenabschnitt einen festen Kern und Stützpunkt zu schaffen, der als sicherer Ausgangspunkt für den gefährvollen Vortrieb diene.

Der ursprüngliche Gedanke, den gemauerten Stollen zum Auffangen der ganzen Kappe beim späteren Vollaussbruch zu benutzen, ließ sich nicht durchführen. Versuchsweise wurde ein Ring in dieser Weise ausgeführt, aber das Gewölbe des Stollens hielt den senkrechten Druck von oben nicht aus und der Vollaussbruch mußte doch vollständig mit Sohlenständern unterfangen werden.

In der Übersicht in Abb. 5 ist, worauf oben schon hingewiesen ist, der durchschnittliche Fortschritt des Vortriebes in 24 Stunden und der Holzverbrauch auf 1 m in den einzelnen Ringen des gemauerten Stollens dargestellt. Im Ring 15 ist 189 mal soviel Holz verwendet worden als im Ring 3, 4, 6 und 7, ein Beweis für die bedeutende Erschwerung der Arbeit im letzten Ring, die schließlich zur Einstellung des Vortriebes führte. Einen weiteren Beweis für die außerordentlichen Schwierigkeiten, mit denen in dem gemauerten Stollen zu kämpfen war, liefert der Vergleich des Holzverbrauchs im Ring 15 (7,5 m³ auf 1 m) mit dem Verbrauch für den Ring 71 des Vollaussbruches (7 m³ für 1 m), der an der Übergangsstelle vom Schiefer zum Andesit hergestellt wurde. Der Holzverbrauch im Stollen war größer als in einer schwierigen Strecke des Volltunnels, obwohl der Querschnitt doch viel kleiner ist.

Der genannte Ring 71 des Tunnels (Abb. 13) wurde nach Muster 14 des Normblattes der österreichischen Eisenbahnverwaltung, jedoch mit um 20 cm verstärkten Widerlagern ausgeführt. Der Ausbruch über der Kappe wurde reichlich bemessen, weil man mit erheblichen Setzungen während des Vollaussbruches rechnete. Diese Setzungen traten aber nur im Schiefer ein. Im Andesit blieb der ausgebrochene Querschnitt unverändert stehen und mußte während der Ausmauerung des Ringes mit Steinschlachtung ausgefüllt werden.

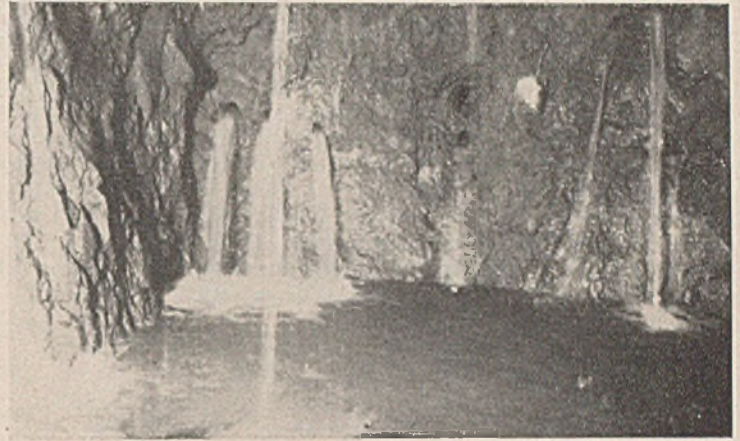


Abb. 14. Wasserzudrang im Andesituff.

Nachdem der Richtstollen die Gefahrstelle bei km 8,375 nach 8 1/2 Monaten überwunden hatte, wurde er im Andesituff weitergeführt. Während des weiteren Vortriebes des Richtstollens haben öfter noch bedeutende Wassermengen die Arbeit behindert, bisweilen auch unterbrochen. Das Wasser spritzte aus den gebohrten Löchern oder aus den Felsenspalten heraus, wobei der Druck mit der Zeit nachließ (Abb. 14). Gefahren sind aber aus dem Wasserzudrang im festen Andesit nicht entstanden. Obwohl später die gesamte aus dem Stollen abfließende Wassermenge im Durchschnitt über 200 l/sek betrug, wurde der Bauplan eingehalten und der Bau des Bral-Tunnels trotz aller Schwierigkeiten fristgemäß im Jahre 1931 beendet.

Der Coulombsche Erddruck aus Hinterfüllung und bei Auflasten, insbesondere Kurzstreckenlasten. Das Einflußlinien-Verfahren bei Erddruck.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur Alfons Schroeter, Beratender Ingenieur, Berlin.

A. Übersicht.

Der angreifende Erdschub aus Kurzstreckenlasten, sogenannten Einzelasten, ist der wichtigste Belastungsfall für Stützmauern. Unzureichende Behandlung gefährdet nicht nur die Stützmauer, sondern mehr noch die Sicherheit der auf der Hinterfüllung stehenden Gebäude, Krane, Gleise usw. und die in oder auf ihnen tätigen Menschen. Wer sich mit diesem Erdschubfall befaßt, muß sich der damit verbundenen großen Verantwortung bewußt sein, besonders, wenn er Lehrgrundsätze aufstellt, die allgemein gültig sein sollen. Dabei ist die einfache und klare Herausstellung der besten Erkenntnisse erforderlich, damit daraus sichere praktische Schlüsse gezogen werden können.

So hat Müller-Breslau¹⁾ den Belastungsfall Kurzstreckenlasten im Rahmen der klassischen Erdschublehre behandelt und damit einen dauerlichen Fehler in Mehrtens Statikbuch²⁾ beseitigt. Für seine Beweisführung schuf er eine Bestätigung durch Versuche, die nach Terzaghi³⁾ „mustergültig und auf die Dauer vorbildlich“ sind. Die Versuche zeigen klar den maßgebenden Einfluß größerer Kurzstreckenlasten vor und hinter der Gleitlinie für unbelastetes Gelände, die hier natürliche Gleitlinie genannt wird. Mehrtens ließ zunächst seine Angabe, daß eine Kurzstreckenlast hinter der natürlichen Gleitlinie ohne Einfluß auf den Erdschub sei, ohne Begründung, auch ohne Bestätigung durch Versuche; die Klarstellungen der Frage durch Müller-Breslau, die dieser durch den Nachweis der Übereinstimmung von Berechnung und Versuch erhärtete, ließ er ohne Erwiderung. Dafür aber brachte er acht Jahre später einen berichtigten Neudruck seines Buches heraus, in dem er den Einfluß von Kurzstreckenlasten hinter der natürlichen Gleitlinie im Sinne Müller-Breslaus behandelt und seine abweichende frühere Auffassung nicht mehr erwähnt⁴⁾. Er versucht in der Neuauflage sogar einen Nachweis, nach dem Kurzstreckenlasten noch weit hinter der Böschungslinie einen Einfluß auf den Erdschub ausüben. Dieser Nachweis geht aber fehl, wie später Krivoschein festgestellt hat⁵⁾. Neuerdings versucht Mund die fehlende Begründung zu der in der ersten Auflage von Mehrtens noch vertretenen Ansicht nachzuholen, leider in Unkenntnis der Tatsache, daß Mehrtens seinen Standpunkt bereits im Jahre 1912 berichtigt hat⁶⁾. Mund entfernt sich dabei weit mehr noch als Mehrtens von dem durch die Coulombsche Fragestellung vorgezeichneten einfachen Wege und über-

geht den Nachweis seiner Fehler, den Mann⁷⁾ und Ohde⁸⁾ einwandfrei geführt haben. Er läßt die Ungültigkeit des Rebhannschen Satzes für Kurzstreckenlasten, auf die Buchwald⁹⁾ schon hinweist, unbeachtet, verkennt die Übereinstimmung der Auflastplatten in den Versuchen von Müller-Breslau mit unspaltbaren Auflasten aus Grundkörpern und verkennt schließlich auch die Wirkung der Formänderungen, nach der die Vorgänge im Hinterfüllungsboden zu beurteilen sind, und besonders der Durchbiegung der Versuchswand, die nach Terzaghi in statischer Hinsicht dieselbe Wirkung hat wie eine nach auswärts gerichtete Bewegung der Stützwand¹⁰⁾. Für die Schlußfolgerungen Mundts fehlt der beständige Versuch; sie werden im Abschnitt C eingehender behandelt.

Mehrtens wäre durch die Versuche von Müller-Breslau, wenn sie ihm vorher zur Verfügung gestanden hätten, gewiß auch schon 1904 auf die Untersuchung der vom Fußpunkte der bewegten Wand ausgelösten Gleitlinien geführt worden und hätte das Pendeln der durch Auflasten erzwungenen Lastgleitlinien um die natürliche Gleitlinie erkannt. Ohne die Kenntnis der späteren Versuchsergebnisse nahm Mehrtens hinter der natürlichen Gleitlinie einen Zustand an, als ob dort nur noch Lastgleitlinien entstehen könnten, die unter dem Wandfußpunkt ins ungestörte Erdreich verlaufen, wo es jedoch keine Auslösung von Gleitlinien durch Wandbewegungen mehr geben kann. Es muß daher vor der auch heute noch anzutreffenden Gepflogenheit gewarnt werden, die hinter einer unter etwa 60° geneigten Gleitlinie stehenden Kurzstreckenlasten außer acht zu lassen oder eine von der Vorderkante eines Gründungskörpers ausgehende unter 60° geneigte Gleitlinie als Lastgrenzlinie anzusehen, über deren Schnittpunkt mit der Mauerrückfläche hinaus kein Erdschub aus der Auflast mehr wirken soll.

Müller-Breslau hat sich mit der annähernden Übereinstimmung der Ergebnisse der Erdschubgrößen aus Berechnung und Versuch begnügt, aber ausdrücklich darauf hingewiesen, daß erstens sich die errechneten Erdschübe kleiner als die gemessenen ergeben haben, und daß zweitens bei der Versuchsauswertung auf die erforderlichen Zuschläge für Reibungsverluste an den Seitenwänden des Versuchskastens vorläufig verzichtet wurde. Als Ausgleich hierfür empfiehlt Müller-Breslau möglichst vorsichtige Annahmen beim Auftreten von schweren Kurzstreckenlasten und weist auf die Tatsache hin, daß dem Reibungswiderstand in der Regel noch ein Haftwiderstand zu Hilfe kommt. Die Sicherheitsrücklage ist aber bei einem Mindestwert, als der Coulombs relativer Größtwert anzusehen ist, zum Ausgleich für die stets bei größeren Nutzlasten zu

¹⁾ Erddruck auf Stützmauern, S. 72. Stuttgart 1906, Alfr. Kröner.

²⁾ Vorlesungen über Statik, S. 291. Leipzig 1904, Engelmann.

³⁾ Erdbaumechanik, S. 305. Leipzig u. Wien 1925, Fr. Deuticke.

⁴⁾ Statik und Festigkeitslehre, Bd. III, 2. Aufl., S. 95. Leipzig 1912, Engelmann.

⁵⁾ Bauing. 1923, Heft 1, S. 13 bis 15.

⁶⁾ Bautechn. 1939, Heft 24, S. 333 bis 336.

⁷⁾ Bautechn. 1938, Heft 29, S. 373.

⁸⁾ Bautechn. 1938, Heft 52, S. 715.

⁹⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1916, Heft 86, S. 566.

¹⁰⁾ Erdbaumechanik, S. 308.

erwartende mechanische Verdichtung und die daraus entstehende Erdschuberrhöhung sehr erwünscht. Vorsichtige Annahmen sind ohnehin erforderlich. Die Grundwerte mit Rücksicht auf die noch nicht voll befriedigende Übereinstimmung von Berechnung und Versuch nach der ungünstigen Seite hin verändert einzusetzen ist aber weniger erwünscht, weil man einheitliche Berechnungsgrundlagen möglichst beibehalten sollte. Deshalb erscheint es empfehlenswerter, das Berechnungsverfahren den Versuchsergebnissen anzupassen und zu prüfen, ob im Rahmen des Näherungsverfahrens von Coulomb alle Möglichkeiten, die einen Größtwert ergeben, auch wirklich erschöpft sind. Die nachstehenden Überlegungen zeigen, daß diese Anpassung nicht nur möglich ist, sondern sich aus der richtigen Deutung der Lehre Coulombs ergibt.

B. Erdschub und Erdschubverteilung nach Einflußlinien, Gleit- und Belastungsbild.

1. Ruheschub und oberer Grenzwert des angreifenden Erdschubes.

Ausgehend von der Betrachtung der natürlichen Böschung, auf der der ungestützte Erdboden herunterrollt, ergibt sich zunächst, daß die Stützmauer das Abrollen des gesamten Hinterfüllungsbodens zwischen Mauer und Böschung verhindert. Sie verhindert also auch das Abrutschen aller bis zur Böschung stehenden Auflasten. Erfüllt die Mauer diese Aufgabe, ohne dabei zu kippen, vorzurücken, sich zu setzen oder durchzubiegen, so befindet sich der Gesamtkell ABN in Ruhe (Abb. 1).

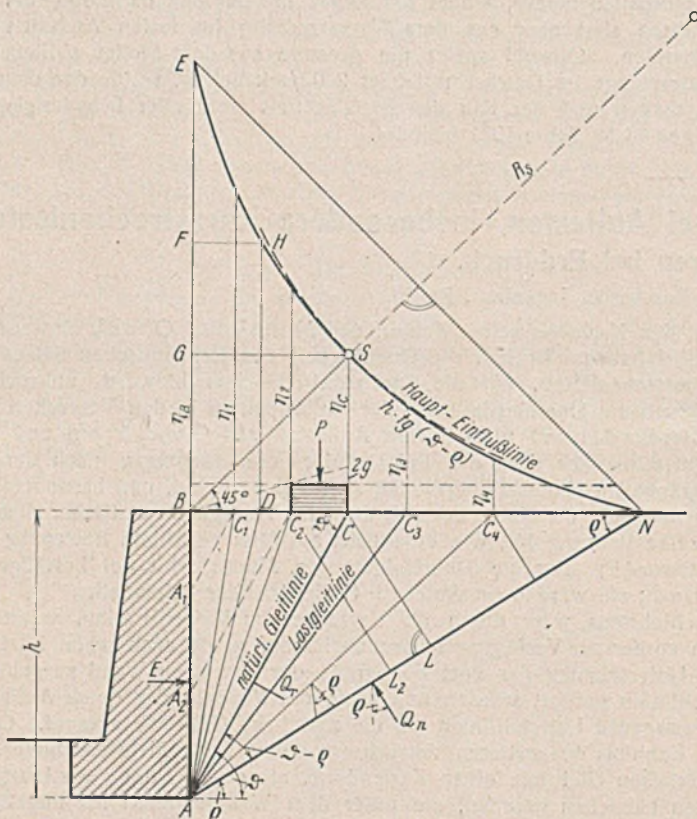


Abb. 1. Haupteinflußlinie für Erdschub, natürliche Gleitlinie, Lastgleitlinien und Belastungsbilder.

Es entstehen weder Gleitlinien noch Reibungswiderstände. Das Gewicht G_n des Gesamtkells zerlegt sich in die Seitenkräfte E_n und Q_n (Abb. 1 u. 2), die rechtwinklig auf AB und AN stehen. Dann ist E_n der Erdschub der Ruhe aus dem Hinterfüllungsboden ABN ¹¹⁾. Er ergibt sich zu $E_n = G_n \cdot \text{tg } \varphi$; mit $G_n = h \cdot \text{ctg } \varphi \cdot \frac{\gamma h}{2}$ ist

$$(1) \quad E_n = \frac{\gamma h^2}{2}$$

Es wird nun angenommen, daß Stützmauern dem großen Erdschub E_n irgendwie ausweichen, daß der Erdschub sich dadurch verringert und diese verringerte Größe dauernd beibehält. Es bilden sich Gleitflächen und auf ihnen abrutschende Erdkeile oder Erdschichten. Sie hinterlassen in der Geländeoberfläche Setzungen, die allmählich nach hinten verschwindend gedacht werden können. Jeder vordere Erdkörperteil eilt dem folgenden etwas voraus. Versuche haben immer wieder gezeigt, daß das Abgleiten schon bei geringem Ausweichen der Wand beginnt.

¹¹⁾ Über Ruheschub s. a. Terzaghi, Erdbaumechanik, S. 187, und Krey-Ehrenberg, Erddruck, Erdwiderstand usw., 5. Aufl., S. 20. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

Der Erdschubverlauf im Gesamtkell ABN läßt sich durch eine Einflußlinie darstellen, und aus dieser lassen sich Erdschub und Erdschubverteilung für Hinterfüllung und Auflasten bestimmen.

Der Gesamtkell ABN sei in unendlich viele Einzelkelle gespalten, die ihre Schneide im untersten Wandpunkte A haben (Abb. 1). Die durch die abgleitenden Einzelkelle entstehenden Reibungswiderstände in den Gleitflächen seien alle gleich groß, und zwar gleich dem Größtwert der inneren Reibung, der gleich dem jeweiligen Böschungswinkel φ der Hinterfüllung gesetzt wird. Der Reibungswiderstand an der Wand ist zwischen Null und φ freigestellt; er wird je nach der Wandglätte, der dauernden Bodenfeuchtigkeit, der Bodenart usw. gewählt. Im folgenden wird zunächst der Grundfall mit lotrechttem Wandrücken, waagerechter Geländeoberfläche und Wandreibungswinkel Null behandelt. Im Gegensatz zum widerstehenden Erdschub, der hier nicht behandelt wird, erhalten die angreifenden Erdschübe den Zeiger a , und zwar der angreifende Erdschub aus Eigengewicht (Hinterfüllung) E_{ag} , der aus Auflast E_{ap} und der aus Eigengewicht und Auflast E_{aq} .

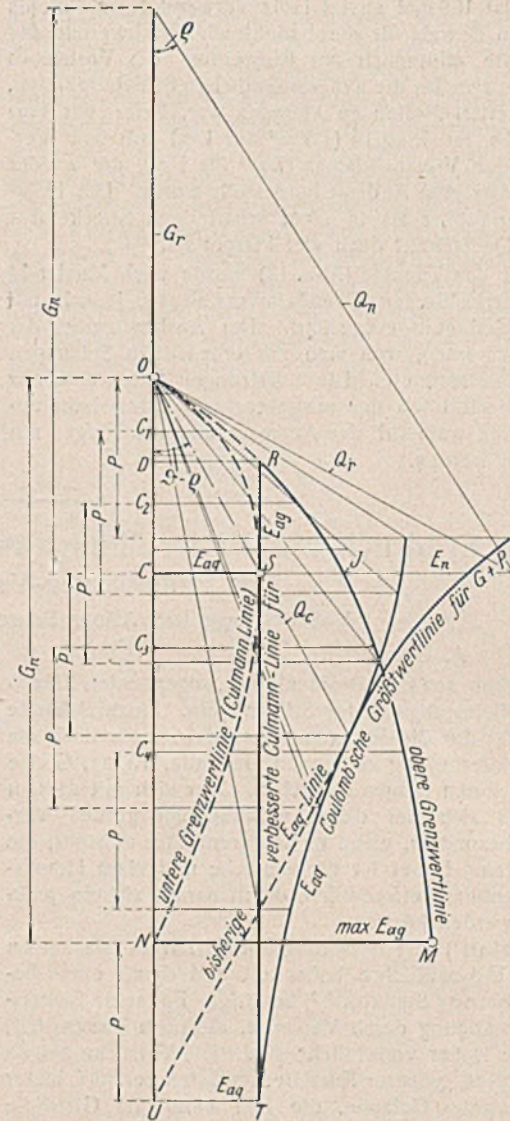


Abb. 2. Kräfteplan, Culmann-Linie, verbesserte Culmann-Linie, Coulombsche Größtwertlinie und obere Grenzwertlinie.

Eine von B nach N wandernde Einzelkelle 1 erzeugt in jedem Standpunkte der Last einen Erdschub von

$$1 \cdot \text{tg} (\vartheta - \varphi),$$

worin φ der Böschungswinkel und ϑ der mit der Laststellung veränderliche Gleitwinkel ist. Werden die Werte $\text{tg} (\vartheta - \varphi)$ über der waagerechten Geländelinie BN in den zugehörigen Gleitpunkten aufgetragen, so ergibt sich die Haupteinflußlinie für den angreifenden Erdschub ESN . In Abb. 1 sind die Einflußordinaten in h -facher Vergrößerung dargestellt, was sich für die weitere Betrachtung als vorteilhaft erweisen wird. ESN ist dann eine Hyperbel mit

$$EB = BN.$$

Rutschen sämtliche Erdkelle dG von B bis N ab und erzeugen hierbei ihren eigenen Erdschub, so entsteht für die gesamte Hinterfüllung der obere Grenzwert des angreifenden Erdschubes¹²⁾

$$\max E_{ag} = g \int \text{tg} (\vartheta - \varphi) dx = gF.$$

Hierin ist x die Abszisse des Geländepunktes; $g = G_n : BN$ ist die an Stelle des gesamten Hinterfüllungsgewichts G_n zu setzende gleichmäßige Einheitslast, denn alle Einzelkelle haben die gleiche Höhe h . F ist der Inhalt der Einflußfläche. Die Haupteinflußlinie des Grundfalles ist im weitesten Sinne die Grundlage für alle Erdschubfälle; sie gilt für jede Auflast, jede Wandneigung und jede Geländegestaltung. Bei h -facher Vergrößerung wie in Abb. 1 ergibt sich F wie folgt

$$\eta = \text{tg} (\vartheta - \varphi) = \frac{\text{tg } \vartheta - \text{tg } \varphi}{1 + \text{tg } \vartheta \cdot \text{tg } \varphi} = \frac{\frac{h}{x} - \frac{1}{n}}{1 + \frac{h}{x} \cdot \frac{1}{n}},$$

worin $h = AB$ und $n = \text{ctg } \varphi$ ist.

¹²⁾ Von der bisherigen Bezeichnung „oberer Grenzwert“ als Kennzeichnung des widerstehenden Erdschubes ist hier abgewichen.

$$F = \int_0^{hn} \frac{nh-x}{nx+h} \cdot dx = \int_0^{hn} \frac{-x - \frac{h}{n} + nh + \frac{h}{n}}{nx+h} \cdot dx$$

$$= \left[-\frac{x}{n} + \left(nh + \frac{h}{n} \right) \frac{1}{n} \cdot \ln(nx+h) \right]_0^{hn}$$

$$= -h + \left(h + \frac{h}{n^2} \right) \ln(hn^2+h) - \left(h + \frac{h}{n^2} \right) \ln h.$$

$$(2) \quad F = h \left[-1 + \left(1 + \frac{1}{n^2} \right) \ln(n^2+1) \right].$$

Wird der Wert der eckigen Klammer mit λ_{\max} bezeichnet, so ergibt sich, weil $g = \frac{\gamma h}{2}$ ist, der obere Grenzwert des angreifenden Erdschubes

$$(3) \quad \max E_{ag} = \lambda_{\max} \cdot \frac{\gamma h^2}{2}.$$

2. Coulombs angreifender Erdschub als unterer Grenzwert.

Wird in Abb. 1 von B aus die 45°-Linie gezogen, so trifft sie den Scheitel S der Einflußlinie, und der gesuchte Gleitlinienpunkt C liegt lotrecht unter S. AC ist die natürliche Gleitlinie und ABC der Coulombsche Erdkeil mit dem Gewicht G_C . Coulombs Hinterfüllungsschub ist dann der untere Grenzwert des angreifenden Erdschubes $\min E_{ag} = G_C \eta_C$.

Da $BC = SC$ ist, muß $\text{ctg } \vartheta_C = \text{tg}(\vartheta_C - \varrho)$ sein. Diese Bedingung ist erfüllt bei $\vartheta_C = 45 + \frac{\varrho}{2}$. Somit ist

$$E_{ag} = \text{tg} \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right) \text{ctg} \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right) \frac{\gamma h^2}{2} = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right) \frac{\gamma h^2}{2}.$$

Dies ist der bekannte Coulombsche Hinterfüllungsschub, also

$$\min E_{ag} = \lambda_{\min} \cdot \frac{\gamma h^2}{2}.$$

Daß der 45°-Strahl von B den Scheitel der Einflußhyperbel trifft und dieser lotrecht über C liegt, läßt sich wie folgt beweisen:

$$\eta = h \cdot \text{tg}(\vartheta - \varrho) = h \cdot \frac{nh-x}{nx+h}, \text{ wie oben} \quad n = \text{ctg } \varrho$$

$$\text{für } \vartheta = 90^\circ \text{ ist } BE = h \cdot \text{tg}(90 - \varrho) = h \cdot \text{ctg } \varrho = hn$$

$$\text{für } \vartheta = \varrho \text{ ist } x = BN = h \cdot \text{ctg } \varrho = hn,$$

somit $BE = BN$. EN hat also eine Neigung von 135°. Daher muß im Scheitel S der Einflußlinie, in dem die Tangente ja zu EN gleichgerichtet ist, notwendig

$$\frac{dy}{dx} = \text{tg } 135^\circ = -1 \text{ sein} \quad y = h \cdot \frac{nh-x}{nx+h}.$$

Es ist also im Scheitel

$$y_S' = h \cdot \frac{(nx+h)(-1) - (nh-x)n}{(nx+h)^2} = -1,$$

woraus

$$x^2 + 2 \cdot \frac{h}{n} \cdot x = h^2$$

$$x = -\frac{h}{n} + \sqrt{\frac{h^2}{n^2} + h^2} \quad x_S = h \left[-\frac{1}{n} + \sqrt{\frac{1}{n^2} + 1} \right]$$

(Coulombscher Größtwert).

Der Scheitel hat also dieselbe Abszisse wie C und liegt somit lotrecht über C.

Für die Ordinate y_S des Scheitels ergibt sich

$$y_S = h \cdot \frac{nh-x_S}{nx_S+h} = h \cdot \frac{h \left(n + \frac{1}{n} - \sqrt{\frac{1}{n^2} + 1} \right)}{h \left(-1 + n \sqrt{\frac{1}{n^2} + 1} + 1 \right)}$$

$$= h \left[\sqrt{1 + \frac{1}{n^2}} - \frac{1}{n} \right];$$

also ist $y_S = x_S$ und $\text{tg } \overline{SBN} = \frac{y_S}{x_S} = 1$ und Winkel $\overline{SBN} = 45^\circ$.

Die Einflußordinaten können aus jeder Tangententafel abgelesen werden. Die Einflußlinie läßt sich aber auch mit Hilfe des Krümmungshalbmessers in S schnell zeichnen, da sich der damit zu schlagende Kreisbogen dem mittleren Drittel der Einflußlinie ESN gut anschmiegt. Der Krümmungshalbmesser wird deshalb nachstehend abgeleitet

$$y = h \cdot \frac{nh-x}{nx+h} \quad y' = h \cdot \frac{-nx-h-n^2h+nx}{(nx+h)^2}$$

$$y' = -h^2 \cdot \frac{1+n^2}{(nx+h)^2}, \text{ daher } y'' = 2h^2 \cdot \frac{(1+n^2)n}{(nx+h)^3};$$

nach der Formel für den Krümmungshalbmesser $R = \frac{(1+y'^2)^{3/2}}{y''}$ wird nun

$$R_S = \frac{\left(1 + h^4 \cdot \frac{(1+n^2)^2}{(nx+h)^4} \right)^{3/2} (nx+h)^3}{2h^2n(1+n^2)}.$$

Da $nx_S+h = -h+nh\sqrt{\frac{1}{n^2}+1}+h = nh\sqrt{\frac{1}{n^2}+1}$ ist, ergibt sich

$$R_S = \frac{\left(1 + h^4 \cdot \frac{(1+n^2)^2}{n^4 h^4 \left(\frac{1}{n^2} + 1 \right)^2} \right)^{3/2} n^3 h^3 \left(\sqrt{\frac{1}{n^2} + 1} \right)^3}{2h^2n(1+n^2)} = \frac{h}{n} \sqrt{2} \sqrt{1+n^2}.$$

$$(4) \quad R_S = h \sqrt{2 \left(1 + \frac{1}{n^2} \right)}.$$

Tafel 1. Scheitelhalbmesser der Haupteinflußlinie und Gleitlinienlage.

ϱ	R_S	BC
25,0°	1,56 h	0,637 h
27,5°	1,59 h	0,607 h
30,0°	1,63 h	0,577 h
32,5°	1,68 h	0,548 h
35,0°	1,73 h	0,521 h

Für die Böschungswinkel von $\varrho = 25^\circ$ bis 35° ergeben sich die nebenstehenden Krümmungshalbmesser R_S und Gleitlinienabstände

$$BC = \text{ctg} \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)$$

für den Grundfall.

Da die Punkte E durch $EB = NB$ und S durch Winkel $\vartheta_C = 45^\circ + \frac{\varrho}{2}$

sowie $BC = h \cdot \text{ctg} \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)$ gegeben sind, kann der Mittelpunkt des Schmiegunskreises mit der Antragung von R_S auf die Verlängerung des Strahles BS leicht bestimmt werden. Mit den anschließenden Linien nach E und N ist dann die Einflußlinie $h \cdot \text{tg}(\vartheta - \varrho)$ mit praktisch genügender Genauigkeit festgelegt. Der Schmiegunskreisbogen und R_S sind in Abb. 1 gestrichelt eingetragen.

Die drei möglichen, auf die Formel $E = \lambda \cdot \frac{\gamma h^2}{2}$ gebrachten Hinterfüllungsschübe lassen sich nun miteinander vergleichen.

Sie sind für fünf übliche Böschungswinkel nach den oben entwickelten Formeln (1) u. (2), die Coulombschen Werte nach den Tafeln von Krey berechnet und in der nebenstehenden Tafel angegeben.

Tafel 2. λ -Werte für Ruheschub, oberen und unteren Grenzwert des angreifenden Erdschubes.

ϱ	E_n	$\max E_{ag}$	$\min E_{ag}$
25,0°	1,0	1,00	$0,406 \cdot \frac{\gamma h^2}{2}$
27,5°	1,0	0,959	$0,369 \cdot \frac{\gamma h^2}{2}$
30,0°	1,0	0,845	$0,334 \cdot \frac{\gamma h^2}{2}$
32,5°	1,0	0,745	$0,301 \cdot \frac{\gamma h^2}{2}$
35,0°	1,0	0,652	$0,272 \cdot \frac{\gamma h^2}{2}$

Daß die oberen Grenzwerte auch auftreten, zeigen Versuche von Terzaghi, dessen Messungsgrößen sich in der Nähe der nebenstehenden Zahlen für $\max E_{ag}$ bewegen¹³⁾. Diese Tatsache wird bei der Ermittlung des Sicherheitsgrades auf alle Fälle zu beachten sein. Grundlage bleibt der Coulombsche Mindestwert. Er wurde so oft durch Versuche mit seiner natürlichen Gleitlinie, besonders von Müller-Breslau, festgestellt und später immer wieder bestätigt gefunden¹⁴⁾, daß er als Naturerscheinung angesehen werden muß. Als Regel gilt, daß ihm die Stützmauer für unbelastete Hinterfüllung mindestens und mit Sicherheit widerstehen muß. Die Zahlen der Tafel 2 zeigen, wie weit der Coulombsche Mindestwert unter den möglichen Werten liegt. Daraus ist zu entnehmen, daß er unter keinen Umständen geringer eingesetzt werden darf. Er entspricht einer bestimmten Wandbewegung, die größer ist als die bei $\max E_{ag}$ eintretende.

3. Das Gleitbild des Coulombschen Erdkeils, seine Belastungs- und Erdschubverteilungsfläche.

Coulombs unterer Grenzwert ist das Ergebnis einer mathematischen Maxima-Aufgabe. Im Gegensatz zu den oben gekennzeichneten kleinsten Keilen des oberen Grenzwertes sind hier um Kleinstkeile anwachsende Kellkörper betrachtet, die ebenfalls ihre Schneide in A haben, aber mit ihrer oberen Grundfläche von Null bei B bis BN bei N anwachsen. In

¹³⁾ Straße 1938, Heft 20, S. 650.

¹⁴⁾ Veröffentlichungen der Deutschen Forschungsges. für Bodenmechanik (Degebo), Heft 7; Hertwig, Bemerkungen über neuere Erd-druckuntersuchungen. Berlin 1939, Jul. Springer.

Abb. 2 sind einzelne dieser Keilgewichte lotrecht und ihre zugehörigen Erdschübe waagrecht aufgetragen. Ihre Verbindungslinie ist die Linie OSN , die mit der Culmann-Linie gleichbedeutend ist. Ihr Größtwert bei S ist mit CS der Coulombsche Mindestwert E_{ag} . Da alle anderen Werte der Culmann-Linie kleiner als CS sind, ist sie für weitere Erdschubangaben nicht verwendbar; sie ist nur geometrischer Ort für E_{ag} . In Abb. 2 ist sie daher gestrichelt gezeichnet. Die Unveränderlichkeit des Coulombschen Mindestwertes ist durch die ausgezogene Tangente in S , die in Abb. 2 verbesserte Culmann-Linie für E_{ag} genannt ist, zum Ausdruck gebracht. Weitere Schlüsse ergeben sich aus den Versuchsaufnahmen, die bisher zu wenig beachtet worden sind. Sie zeigen, daß durch die häufigste Wandbewegung, nämlich durch Kippen um A , aber auch durch Vorschieben und durch gleichzeitige Ausführung beider Bewegungen Gleitlinien gleichlaufend zur natürlichen Gleitlinie AC entstehen (Wandbewegungen A). Im Gegensatz hierzu ergibt sich eine wesentlich steilere natürliche Gleitlinie bei Drehung der Wand um den oberen Wandpunkt B (Wandbewegung B).

Wesentlich sowohl für die Erdschubgröße als auch für die Erdschubverteilung ist die Eigenschaft des natürlichen Erdkeils nach Coulombs Grundlage. Es gibt drei Annahmen, für die der relative Größtwert Coulombs stimmt. Die häufigste Annahme ist, daß der natürliche Gleitkeil ein fester Körper sei, der also etwa aus Leichtbeton besteht. Diese Annahme widerspricht aber der Wirklichkeit und führt zu inneren Widersprüchen, wie weiter unten gezeigt werden wird. Diese Widersprüche werden durch die zweite Annahme, daß nämlich der natürliche Erdkeil zwar nicht fest sei, aber im ganzen abrutsche, nicht beseitigt. Beide Annahmen entsprechen auch nicht den maßgebenden Versuchsbildern, die zeigen, daß die Gleitbewegung gleichlaufend zur natürlichen Gleitlinie vor sich geht, und daß die Bewegungsstriche der Sandteilchen nach hinten kürzer werden, daß die vorderen Sandteilchen also den hinteren vorausseilen. Der natürliche Gleitkörper ist somit nicht als fester Keil, sondern als ein Gleitkörper zu denken, der in unendlich vielen gleichlaufenden Gleitlinien abrutscht. Seine Einflußlinie ist nicht mehr ES , sondern infolge der Gleichheit der Gleitwinkel GS (Abb. 1). Seine Belastungsfläche ist nicht mehr gleichmäßig wie bei $\max E_{ag}$, sondern ein spaltbares Dreieck mit der Spitze in B und der Grundlinie über C , denn die Dreiecksflächen ABC , ABC_2 usw. laufen bei B auf Null aus. Die Grundlinie des Belastungsdreiecks ergibt sich aus $G_C = \frac{BC \cdot 2g}{2}$ zu $2g$, worin g wie oben $G_n : BN$ ist. Dann ist wieder $E_{ag} = G_C \eta_C$ der Coulombsche Erdschub, als ob der natürliche Gleitkörper ein fester Keil wäre. Aus der Verknüpfung von Gleit- und Belastungsbild sowie der Verteilungsfläche ist zu folgern, daß Belastungs- und Erdschubverteilungsfläche einander ähnlich sind. Die Erdschubverteilungsfläche ist bei Wandbewegung A somit ein Dreieck, was mit den Versuchsmessungen und den allgemeinen Erkenntnissen übereinstimmt. Wäre hier der natürliche Gleitkeil fest, so wäre die Belastungsfläche ein unspaltbares Rechteck, das mit der Höhe g über BC steht. Für dieses gilt die Einflußordinate über der Lashinterkante, und es ergibt sich wieder $E_{ag} = G_C \eta_C$. Da aber die Belastungsfläche ein Rechteck ist, wäre auch die Verteilungsfläche ein Rechteck, was aber bei der Wanddrehung um A nicht zutrifft. Die dreieckige Verteilungsfläche des Coulombschen Erdschubes ist also richtig, denn sie ergibt sich folgerichtig aus dem beobachteten Gleitbild mit gleichlaufenden Gleitlinien, der Belastungsfläche und der Einflußlinie und stimmt mit den Messungen überein. Mit diesem einfachen Verfahren kann man somit die Erdschubverteilung und den Erdschubangriffspunkt schnell übersehen und bestimmen.

Coulombs „Prisma des größten Druckes“ ist also für Hinterfüllung bei Wandbewegung A der natürliche Gleitkörper mit gleichlaufenden Gleitlinien. Ein weiteres Prisma größten und gleich großen Druckes aus Hinterfüllung entsteht mit von A ausgehenden Gleitstrahlen bis zur Gleitlinie AD (Abb. 1), denn der Punkt D entspricht im Kräfteplan Abb. 2 dem Punkte R auf der Linie des oberen Grenzwertes, und DR ist gleich CS . Hier bedeuten die von A ausgehenden Gleitstrahlen, daß eine andere Wandbewegung vorliegt als beim Coulombschen Erdkeil ABC . Eine solche, diesen Gleitstrahlen entsprechende Wandbewegung ist die Wanddrehung um die Wandoberkante B (Wandbewegung B). Dies bestätigen die Versuchsbilder von Ohde¹⁵⁾, wenn die oben steil ansetzenden und gekrümmt verlaufenden Gleitbewegungen durch Gleitstrahlen ersetzt gedacht werden. Das Belastungsbild ist ein Rechteck mit der Höhe g wie oben. Die Verteilungsfläche überträgt sich zwar als Rechteck, wird aber im unteren Teil dadurch beeinflußt, daß infolge Auflockerung dieser Teil, also die Keilspitzen beschränkt übertragungsfähig sind. Der Keil nähert sich der Gewölbeform, so daß sich die Verteilungsfläche etwa nach Abb. 3 einstellt und der Angriffspunkt des Erdschubes noch über die halbe Wandhöhe hinausrückt. Daß diese Überlegung richtig ist, bestätigen auch noch die Versuche von

¹⁵⁾ Bautechn. 1938, Heft 13, S. 179, Abb. 33 u. 34.

Mecke¹⁶⁾ mit Wänden, deren Unterteil abtrennbar ist und vorgeschoben werden kann. Sie zeigen den Einfluß der Auflockerung der Erdkeilspitzen auf die Zusammendrängung der Verteilungsfläche und die Verlegung des Erdschubangriffspunktes nach oben. Die endgültig zu wählende

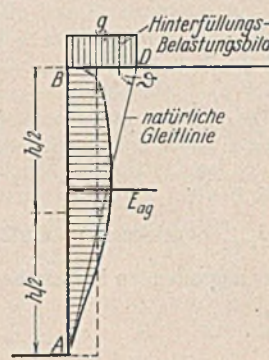


Abb. 3. Erdschubverteilung aus Hinterfüllung bei Wanddrehung um B (Gleitstrahlen von A).

Verteilungsfläche und der Angriffspunkt müssen aus diesen Erkenntnissen heraus im jeweiligen Falle dem praktischen Gefühl des verantwortungsbewußten und entsprechend unterrichteten Bauingenieurs überlassen bleiben, denn in der Praxis, für die diese Zeilen in erster Linie geschrieben sind, steht der Zeitaufwand in keinem erträglichen Verhältnis zum Ergebnis. Größere Fehler können nicht entstehen, wenn beachtet wird, daß der Inhalt der Verteilungsfläche gleich dem Coulombschen Erdschub sein muß. Genauere Entwicklungen der Verteilungsfläche des Hinterfüllungsschubes wurden von Ohde gegeben. Er kommt zu ähnlichen Verteilungsflächen wie die vorstehend auf dem einfachen Wege über das Belastungsbild gefundenen¹⁷⁾, womit dieser Weg nochmals als richtig bestätigt ist.

4. Gleitbild und Erdschub bei Kurzstreckenlasten.

Ist das Gleitbild richtig angesetzter Versuche für den Erdschub aus Hinterfüllung maßgebend, so sind auch die durch eine oder mehrere Auflasten entstehenden Gleitbilder die maßgebende Grundlage für Belastungsbild, Größe und Verteilung des Erdschubes im jeweiligen Falle. Für kleinere spaltbare Auflasten, wie Menschengedränge, ergibt sich dasselbe Gleitbild wie für unbelastetes Gelände, weil durch spaltbare kleinere Lasten keine eigenen Lastgleitlinien erzwungen werden können. Größere Auflasten, wie Kurzstreckenlasten, dagegen erzwingen ihre eigenen Gleitlinien und geben daher dem durch sie abgetrennten Erdkeil ein vom unbelasteten Gleitkörper abweichendes Gleitbild. Der Gleitkörper trennt sich nach den Versuchsgleitbildern stets von der Hinterkante des Grundkörpers aus ab und geht bis zum untersten Bewegungspunkte der Wand. Wird die Kurzstreckenlast durch eine Einzellast ersetzt gedacht, so ist zu beachten, daß diese Einzellast in der Hinterkante des Grundkörpers anzusetzen ist, denn von dort geht die Lastgleitlinie aus, und dieser Ausgangspunkt muß mit dem Lastangriffspunkt übereinstimmen. Mit diesem Vorbehalt kann also von Einzellasten gesprochen werden, denn Einzellasten ohne Grundkörper gibt es im engeren Sinne nicht.

Es ist nun unvorstellbar, daß entsprechend der bisher üblichen Verwendung der Culmann-Linie eine in Abb. 1 von C nach N wandernde Einzellast imstande sein soll, den Hinterfüllungsschub auszuschalten, wenn sie bei N angelangt ist, zumal dort ihr Einfluß selbst Null wird. Ebenso unvorstellbar ist dieselbe Erscheinung beim Wandern der Einzellast von C nach B . Dann ist auch das teilweise Verschwinden des Hinterfüllungsschubes bei einer oder mehreren Lasten zwischen C und N und C und B undenkbar. Im zweiten Fall ist sogar mit einer beträchtlichen Erhöhung des Hinterfüllungsschubes zu rechnen, weil durch Erzwingung mehrerer strahlenförmiger Gleitlinien vor C der Hinterfüllungsschub sich dem oberen Grenzwert nähert. Diese ist gegebenenfalls auch bei der weiter unten behandelten Ermittlung des Sicherheitsgrades zu berücksichtigen. Weiter ist zu beachten, daß sich das Gleitbild mit der

Größe der Last ändert. Es ist offenbar, daß diese Verhältnisse rein mathematisch kaum erfassbar sind und jedenfalls nur in einer Form darstellbar wären, die für den praktischen Gebrauch sicher viel zu umständlich sein würde. Die Betrachtung der gekrümmten Gleitlinien erleichtert hier die Aufgabenlösung. Das im Erddruckbuch von Müller-Breslau

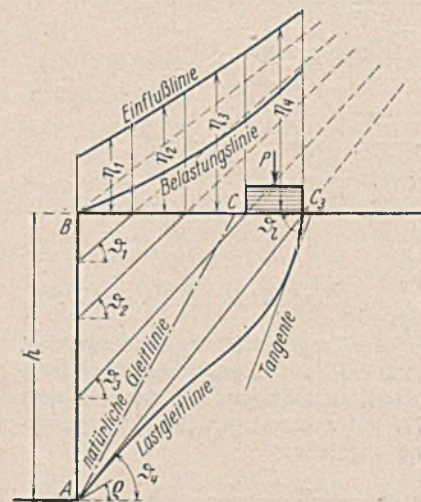


Abb. 4. Gleitbild nach dem Versuch Müller-Breslau mit Einfluß- und Belastungslinie.

¹⁶⁾ DWW 1940, Heft 2, 3 u. 4, S. 50, 80 u. 112.

¹⁷⁾ Bautechn. 1938, Heft 25, S. 335, Abb. 56, für Wandbewegung A ; Heft 37, S. 485, Abb. 64, für Wandbewegung B ; Heft 42, S. 754, Abb. 73, für Vorschleichen der Wand, wodurch die nahezu gleiche Verteilung wie bei Wandbewegung A entsteht.

in Tafel IV, Abb. 103, gegebene Lichtbild der Gleitung bei einer größeren Kurzstreckenlast hinter der natürlichen Gleitlinie zeigt die Veränderung gegenüber dem Gleitbild der Abb. 102 für unbelastetes Gelände. An der Hinterkante der Lastplatten (unspaltbare Auflast) setzt die Lastgleitlinie steil an (Abb. 4), was für die Größe des Lasterdschubes von ausschlaggebender Bedeutung ist, denn die Last und ihre Zerlegung kommen im Gegensatz zu den Sandteilchen der Hinterfüllung bereits dicht unter dem Grundkörper zur vollen Wirkung. Der gesamte Bewegungsvorgang im Hinterfüllungsboden wird von der Lasteinwirkung bestimmt. Die stark gekrümmten Gleitlinien verlaufen so, als ob sie von einem oberhalb des Geländes liegenden Punkte ausgingen; sie gehen nach unten auseinander. Schon dicht hinter der Wandoberkante beginnen sie flacher als die natürliche Gleitlinie. Abb. 4 stellt diese als Tangenten begründet gedachten Gleitlinien dar. Aus diesem Gleitbild ergibt sich dann das angegebene Belastungsbild und die zugehörige Einflußlinie als Zweig der Haupteinflußlinie. Die gekrümmte Lastgleitlinie ist nach dem Versuchsbild wiedergegeben. Wird an ihrem oberen Teil die Tangente (Lastgleittangente) angetragen, so bildet diese mit der Waagerechten den Winkel φ_l (Lasttangente). Hinter der Lastgleitlinie bleibt der Erdkeil AC_3N im unbelasteten Fall in Ruhe. Die zur Last bei C_3 gehörige Einflußordinate ist $\text{tg}(\varphi_l - \rho)$, somit $E_{ap} = P \cdot \text{tg}(\varphi_l - \rho)$. Der von Lage und Größe der Last abhängige Lasttangente Winkel φ_l ist nicht sicher erfassbar, so daß hier eine zur erforderlichen Eindeutigkeit führende Überlegung zu Hilfe genommen werden muß. Diese ergibt

sich aus der Abhängigkeit des Gleitbildes im Hinterfüllungskörper von dem Lastgleitwinkel φ_l . Bei kleiner werdender Last P nähert sich offenbar das Gleitbild dem des unbelasteten Geländes, also des natürlichen Gleitkörpers mit gleichlaufenden Gleitlinien. Der Lastgleitwinkel φ_l wird kleiner; bei $P=0$ ist $\varphi_l = \varphi_c$. Weiter ist an der Einflußlinie in Abb. 4 zu erkennen, daß der durch eine größere Kurzstreckenlast erzwungene Hinterfüllungsschub kleiner als der Coulombsche Erdschub bei unbelastetem Gelände ist. Andererseits wächst der Lastschub über den durch die ebene Lastgleitlinie sich ergebenden Lasterdschub infolge des steilen Ansatzes der gekrümmten Lastgleitlinie hinaus. Aus den bestehenden Abhängigkeiten wird nun bis zum Vorliegen besserer Ergebnisse gefolgert, daß diese Abnahme und Zunahme der beiden Erdschübe aus Hinterfüllung und Auflast sich einander ausgleichen und daß der Gesamterdschub beim Aufstellen von Kurzstreckenlasten praktisch ebenso groß ist, als ob der Hinterfüllungsschub durch Auflasten nicht beeinflussbar, also unveränderlich wäre und der Lastschub sich zusätzlich aus der geradlinigen Lastgleitlinie AC_3 ergeben würde. Für eine Einzellast sowie für eine beliebige Anzahl von Lasten P in beliebigen Stellungen vor und hinter der natürlichen Gleitlinie ist hiernach der Gesamtschub aus der Haupteinflußlinie Abb. 1 zu ermitteln; er ergibt sich zu

$$E_{aq} = E_{ag} + (P_1 \eta_1 + P_2 \eta_2 + P_3 \eta_3 + \dots)$$

oder

$$E_{aq} = E_{ag} + \Sigma P \eta,$$

worin E_{ag} der unveränderliche Coulombsche Hinterfüllungsschub ist.

Bei mehreren Einzellasten wird die Notwendigkeit des unveränderlichen Hinterfüllungsschubes besonders deutlich, denn welcher von den unter jeder Laststellung kleineren Hinterfüllungsschüben sollte wohl gewählt werden? Aus Abb. 4 lassen sich die genannten Abhängigkeiten ablesen. Werden das Gleitbild und der obere Lastgleitwinkel φ_l als richtig angenommen, so ergibt sich eine bestimmte zugehörige Last P aus $E_{ag} + P \eta_3 = E_3 + P \eta_l$ und daher

$$P = \frac{E_{ag} - E_3}{\eta_l - \eta_3}$$

Hierin ist E_3 der Hinterfüllungsschub mit der Lastgleitlinie AC_3 . Ferner ist $\eta_l = \text{tg}(\varphi_l - \rho)$ und $\eta_3 = \text{tg}(\varphi_3 - \rho)$. Die obere Lastgleittangente mit φ_l hat ihren Berührungspunkt mit der gekrümmten Lastgleitlinie in der Tiefenlage des Schwerpunktes des unter dem Grundkörper entstehenden Spannungshaufens. Daraus ergibt sich, daß der Winkel φ_l mit der Lastgröße und der Wirkungstiefe der Last veränderlich ist. Um der Schwierigkeit der Festlegung der gesetzmäßigen Veränderlichkeit, besonders auch bei mehreren Auflasten, aus dem Wege zu gehen, empfiehlt sich die oben gemachte Annahme der Unveränderlichkeit des Coulombschen Erdschubes bei Auflasten, wobei zu beachten ist, daß die in Abb. 4 dargestellte Belastungslinie der Hinterfüllung für die Erdschubverteilung maßgebend bleibt. Eine Bestätigung für die Zulässigkeit dieses Verfahrens bietet die nebenstehende Gegenüberstellung (Tafel 3) der gemessenen Werte von Müller-Breslau (Spalte 5 u. 8) mit den nach vorstehendem Verfahren berechneten Werten (Spalte 3 u. 6), wobei die aus der jeweiligen Lastgleitlinie ermittelten Hinterfüllungsschübe zuzüglich Lasterdschub in Spalte 4 u. 7 angegeben sind.

In den Spalten 6 u. 7 ist E_{ap} mit der jeweiligen Gleitlinie AC' berechnet. Die Gegenüberstellung zeigt, daß sämtliche gemessenen Werte bei belastetem Gelände erheblich größer sind als die mit veränderlichem Hinterfüllungsschub berechneten Erdschübe (Spalte 4 u. 7). Dagegen zeigen die bei jeder Laststellung mit dem unveränderlichen Coulombschen Hinterfüllungsschub errechneten Gesamtschübe eine wesentlich bessere Übereinstimmung. Hierbei ist zu erkennen, daß die gemessenen Werte noch nicht erreicht werden; sie sind noch um einen Zuschlag für Reibungsverlust an den Seitenwänden des Versuchskastens zu erhöhen. Müller-Breslau ermittelte diesen Zuschlag bei Erdschub aus unbelastetem Gelände zu 7%. Dem steht ein Zuschlag zu den berechneten Werten infolge nicht ebener Gleitflächen gegenüber, der bis zu 3,5% bei unbelastetem Gelände beträgt¹⁸⁾. Damit ist durch Versuche die Feststellung bestätigt, daß der Coulombsche Hinterfüllungsschub beim Aufstellen von Einzellasten und sonstigen Auflasten nicht unterschritten werden darf, denn er ist bereits ein Mindestwert¹⁹⁾. Die bisher übliche Überlagerung der Culmann-Linie aus Hinter-

Tafel 3. Vergleich der Erdschübe aus Versuch und Berechnung (nach Müller-Breslau).

Versuch	Lastfall	E_{ag} bzw. E'_{ag}		E_{aq}			
		berechnet mit Gleitlinie AC	berechnet mit Gleitlinie AC'	gemessen	berechnet mit E_{ag}	berechnet mit E'_{ag}	gemessen
1	2	3	4	5	6	7	8
I		112	105	134	306	299	302
II		119	115	135	335	331	332
III		127	91	127	280	240	260
IV		127	89	136	276	238	274
V		127	0	137	194	67	194

¹⁸⁾ Bautechn. 1938, Heft 25, S. 334.

¹⁹⁾ Bautechn. 1940, Heft 13/14, S. 146.

füllung durch eine solche aus Einzellasten sowie die Bestimmung der Lage der Gleitlinie hieraus ist also nicht haltbar. Spalte 4 u. 7 der Lastfälle III bis V bringen dies besonders zum Ausdruck. Zu Spalte 3 u. 4 der Tafel ist zu sagen, daß sich die Verschiedenartigkeit dieser errechneten Werte aus den verschiedenen gemessenen Wandreibungswinkeln ergeben, die auch bei der rechnerischen Ermittlung eingesetzt wurden. Für Fall V ergibt sich die Übereinstimmung der Zahlen in Spalte 6 u. 8 dadurch, daß entsprechend Abb. 4 ein Gleitwinkel in Rechnung gesetzt wurde, der steiler als der Böschungswinkel ist, weil die Auflast hier noch 8 cm von der Böschungskante abtrennt. Das Verfahren mit unveränderlichem Hinterfüllungsschub bringt außer der besseren Versuchsgleichung sehr erhebliche Vereinfachungen, denn mit der Culmann-Linie sind auch alle geometrischen Ermittlungen entbehrlich. Abb. 5 veranschaulicht das Belastungsbild für Erdschub mit Einzellasten und zeigt, daß E_{aq} als Moment eines Kragträgers aufgefaßt werden kann, dessen Eigengewicht Dreieckform hat und dessen Lasten die Einflußordinaten als Hebelarm haben. Dreht sich die Wand um den oberen Wandpunkt B (Wandbewegung B), so ändern sich Belastungsfläche und Hebelarm in Abb. 5 entsprechend den obigen Ausführungen.

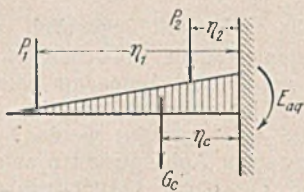


Abb. 5.

Belastungsbild für Hinterfüllung und Einzellasten.

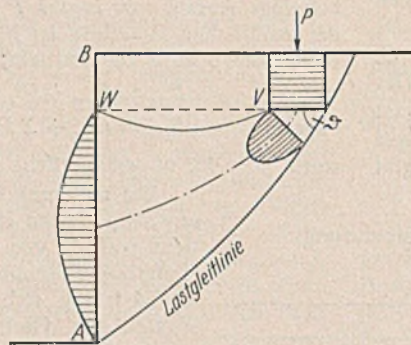


Abb. 6

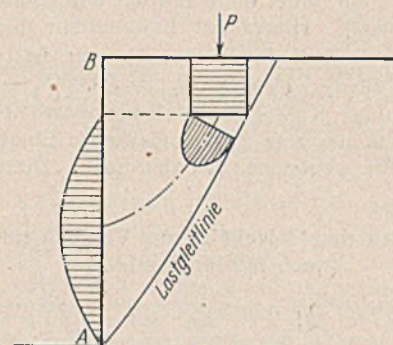


Abb. 7.

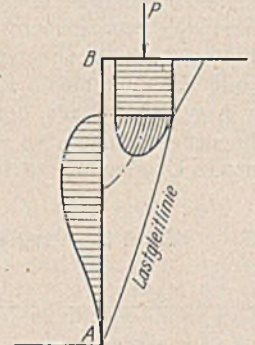


Abb. 8.

Abb. 6 bis 8. Lasterdschubverteilung bei verschiedenen Lastabständen bei Wandbewegung A.

5. Verteilung des Lasterdschubes.

An der Erdschubverteilung aus Kurzstreckenlasten ist die Form der Sohldruckfläche unter dem Grundkörper der Last ausschlaggebend beteiligt, denn sie ist die gegebene Belastungsfläche, die auch während der Bewegung der Wand wirksam ist. Da eine Einzellast im engeren Sinne keine Belastungsfläche hat, kann für sie auch keine Erdschubverteilung ermittelt werden. Es fehlt die wichtigste Grundlage. Mangels dieser Grundlage haben sich bei der Annahme von Einzellasten ohne Grundkörper — wie nicht anders zu erwarten — rein theoretisch die eigenartigsten Verteilungsbilder mit plötzlichen Sprüngen und Schlitzen aus schmalen lichtkegelförmigen Kraftdurchdringungen der Hinterfüllung ergeben, die besonders bei Drehung auf ganzer Mauerhöhe unverständlich sind. Sie widersprechen den natürlichen Vorgängen hauptsächlich wegen der infolge der inneren Reibung des Erdbodens sich weit ausbreitenden Lastverteilung. Es sind Ergebnisse rechnerischer Ableitungen aus nicht oder ungenügend versuchsgemäß angepaßten Voraussetzungen. Das Gleitbild der Abb. 4 zeigt, daß der gesamte abgetrennte Gleitkörper und nicht ein schmaler Büschel für die Lastverteilung in Anspruch genommen ist. Müller-Breslau empfiehlt auf Grund seiner Versuchserfahrung, schließlich selbst die Verteilung des Erdschubes aus größeren Oberflächenlasten bis Oberkante Wand, also über den ganzen Gleitkörper, woraus sich bei Wandbewegung A der Angriffspunkt in halber Höhe ergibt. Sein Gleitbild der Abb. 103 zeigt, wie schon erwähnt, deutlich, daß die Gleitbewegungsstriche hinter der Wandoberkante infolge der Lastwirkung erheblich flacher liegen als bei unbelastetem Gelände, ja sogar hier die flachste Lage haben, die überhaupt vorhanden ist. Dies kommt auch in den obenstehenden Abb. 1 u. 4 zum Ausdruck. Solange nicht andere, mindestens ebenso sorgfältig angesetzte und durchgeführte Versuche wie die von Müller-Breslau vorliegen und diese nicht neue, an ihre Stelle zu setzende Ergebnisse liefern, müssen alle Ableitungen mit anderen Ergebnissen zurückstehen, weil die Voraussetzungen, auf denen sie aufbauen, nicht genügend genau zutreffen. Die Gleitlinientheorie reicht offenbar zur Erklärung dieser Erscheinungen nicht aus.

Daß die Verteilung des Lasterdschubes aus der Lastdruckverteilung unter dem Grundkörper und aus der Wandbewegung und nicht ohne das Zusammenwirken beider Ursachen herzuleiten ist, darüber belehren auch die von Krey²⁰⁾ und Kögler-Scheidig²¹⁾ gegebenen Gleitbilder von einseitigen Sandbewegungen unter Gründungskörpern. Beim Lasterdschub gilt sinngemäß dasselbe, daß nämlich der Boden unter der Last

seitlich ausweicht und einen Auftrieb erfährt²²⁾. Hinter Stützmauern ist die Seite des Ausweichens festgelegt. Festzuhalten ist, daß für die Ermittlung der Erdschubgröße ebene Gleitflächen auch bei Kurzstreckenlasten verwendet werden können, wobei die Krümmung der Gleitlinien durch einen Zuschlag bis etwa 3,5% zu berücksichtigen ist, daß aber für die Ermittlung der Erdschubverteilung bei größeren Lasten die Krümmung der Gleitlinien den Ausschlag gibt.

Für die Erdschubverteilung aus Kurzstreckenlasten sind somit die Sohldruckflächen von Kögler und die Versuchsergebnisse von Müller-Breslau als bisher beste Erkenntnisse maßgebende Grundlagen. Im Sandboden hat die Sohldruckfläche unter starren Gründungskörpern parabolische Form²³⁾. Für Lasten in verschiedenen Abständen hinter der Wand ergeben sich aus diesen Überlegungen die in Abb. 6 bis 8 dargestellten Verteilungsflächen für die Wandbewegung A (Drehung um A). Für die durch die erzwungene Gleitlinie (Lastgleitlinie) abgelenkt zu denkenden Sohldruckspannungen ist in Abb. 6 die Nullspannungsgrenze ein-

getragen. Die Erdschubverteilungsfläche beginnt hier also oben mit Null. In Abb. 7 würde die Nullspannungsgrenze unter der Sohlenwaagerechten auf die Wand treffen. Jedoch ist dem Heranrücken der Sohldruckspannungen an die Wand Rechnung zu tragen, was mit der Verteilung des Erdschubes bis zur Sohlenwaagerechten des Grundkörpers noch ausreichend berücksichtigt ist und in Abb. 8 am deutlichsten zum Ausdruck kommt. Die Sohldruckspannungslinien treffen hier bereits die Wand, so daß die dargestellte Verformung der Verteilungsfläche entsteht.

Ähnliche, der Dreieckform sich nähernde Verteilungsflächen wie in Abb. 8 ergeben sich für die drei dargestellten Fälle bei Wandbewegung B (Drehung der Wand um ihre Oberkante), wie sich aus den oben für die Hinterfüllung angestellten Überlegungen ergibt. Zu beachten ist wieder, daß die durch die größere Last P erzwungene Gleitlinie stets durch den unteren Bewegungspunkt der Wand geht²⁴⁾ und dieser daher auch unterer Grenzpunkt der Erdschubverteilungsfläche sein muß, denn die steilsten Gleitstrahlen müssen ja die nahezu lotrechten und unten wandwärts gekrümmten Lastgleitflächen dicht hinter der Wand ersetzen. Dies gilt für alle Bewegungsarten. Bei anderen Sohldruckflächen, wie z. B. unter biegsamen Gründungsplatten oder bei außermittig und schräg angreifenden Auflasten, ergeben sich sinngemäß die entsprechenden Erdschubverteilungsflächen mit ihren obengenannten berichtigenden Einflüssen²⁵⁾. Da diese sich aus den behandelten Hauptbewegungsarten der Wand herleiten lassen, kann es dem erfahrenen Ingenieur wieder überlassen bleiben, aus den geschilderten Grundlagen die maßgebende, ungünstigste Verteilungslinie und den maßgebenden ungünstigsten Angriffspunkt zu ermitteln. Größere Fehler können auch hier nicht entstehen, da der Inhalt der gefundenen Verteilungsfläche stets gleich dem Erdschub aus der Last sein muß. In der Erdschublehre hat es keinen Sinn, theoretische Verfeinerungsarbeit unter rohen Voraussetzungen zu leisten. Wichtig ist, daß der Weg zum Ergebnis anschaulich, durchsichtig, versuchsgemäß und danach möglichst eindeutig ist, oder, auch anders ausgedrückt, daß gute theoretische Entwicklungen nicht über die mangelnde Eindeutigkeit ihrer Voraussetzungen hinwegtäuschen.

Menschengedrange ist eine kleinere spaltbare Auflast, die eigene Gleitlinien nicht zu erzwingen vermag. Belastungs- und Verteilungs-

²²⁾ Kögler-Scheidig, S. 177. — Veröffentlichungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Heft 4. — Erlenchbach, Über das Verhalten des Sandes usw. Berlin 1936, Springer.

²³⁾ Kögler-Scheidig, S. 77 u. f.

²⁴⁾ Mit Ausnahme des Falles, bei dem die Lasten P dicht hinter einer schrägen Rückwand des Stützkörpers stehen.

²⁵⁾ Schroeter, Über Erddruck aus waagerechten Seitenkräften. Bautechn. 1940, Heft 22/23, S. 264.

²⁰⁾ Krey-Ehrenberg, Erddruck usw., 5. Aufl., S. 269 bis 272, Abb. 144 bis 146. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

²¹⁾ Kögler-Scheidig, Baugrund und Bauwerk, 2. Aufl., S. 177, Abb. 187 u. 188. Berlin 1939, Wilh. Ernst & Sohn.

fläche sind bei Wandbewegung *A* rechteckig. Reicht die Auflast *p* bis *C*, also bis zur natürlichen Gleitlinie, so erstreckt sich die Verteilung über die ganze Höhe *h* (Abb. 9). Reicht sie bis zu einem vor *C* liegenden Zwischenpunkt, so gibt die Gleichlaufende zur natürlichen Gleitlinie an der Wand die untere Grenze der Verteilung des Erdschubes an (Abb. 10). Ist die Wand um *B* drehbar anzunehmen, so entsteht eine Verteilung über die ganze Wandhöhe, jedoch etwa dreieckig mit der Grundlinie oben (Abb. 11). In den Fällen der Abb. 9 u. 11 bleibt das hinter *C* und *D* befindliche Menschengedränge ohne Einfluß auf den Erdschub, denn es erzwingt keine Gleitlinien und stört daher nicht den Ruhezustand des stehenbleibenden Gleitkeils. Im Falle der Abb. 10 ist der Einfluß auf die Lage der natürlichen Gleitlinie außerdem praktisch ohne Bedeutung, so daß diese in jedem Falle beibehalten werden kann.

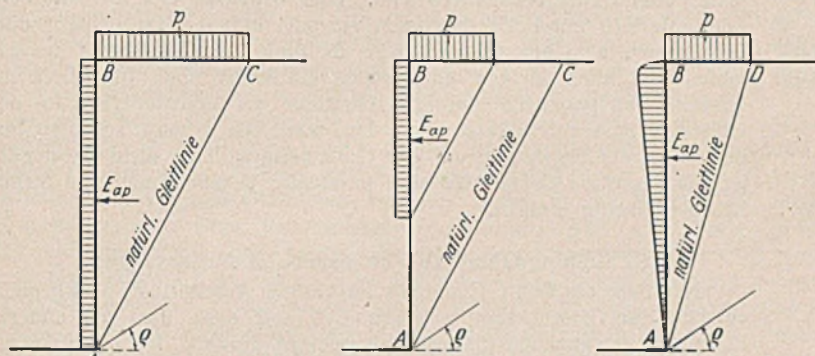


Abb. 9. Wandbewegung *A*.
Abb. 10. Wandbewegung *B*.
Abb. 9 bis 11. Lasterdschubverteilung bei Menschengedränge.

Die gleichförmige Ersatzlast für Fahrdammlasten bis *N* (Abb. 12) setzt sich aus einzelnen Kurzstreckenlasten zusammen, und diese erzwingen Gleitstrahlen bis zur Böschungslinie. Da das Belastungsbild ein Rechteck ist, ist auch die Verteilung des Erdschubes für die Wandbewegung *A* rechteckig anzunehmen, für die Wandbewegung *B* dagegen in Form eines Dreiecks mit untenliegender Spitze. Für die Erdschubgröße ist die Haupteinflußlinie der Abb. 1 maßgebend. Es ist erkennbar, daß wie bei Brückenhauptträgern auch bei Erdschubermittlungen die Einflußlinie für die ungünstigste Lastaufstellung zu benutzen ist. Bei Ufermauern an Ladestraßen und bei Brückenwiderlagern, bei denen Fahrdammlasten unmittelbar hinter der Mauer auftreten, sind daher die größten Radrücke entsprechend der Haupteinflußlinie dicht hinter der Mauer aufzustellen. Abb. 12 zeigt das Gleitbild und die überlagerten Verteilungslinien für eine Straßenstützmauer mit Geh- und Fahrbahnlasten. Sie ergeben sich nach den oben beschriebenen Entwicklungen aus der Wandbewegung *A*. In Abb. 12 ist I die Verteilungslinie für den Erdschub aus Hinterfüllung, II für Menschengedränge, III und IV für Dampfwalzenradlasten und V und VI für Lastwagenradlasten. Die Einflußlinie entspricht der Haupteinflußlinie *GSN* in Abb. 1, jedoch ist die Gleitlinie *Ab* in Abb. 12 nicht die natürliche Gleitlinie, sondern eine von der Last *P* erzwungene Lastgleitlinie. Aus der Einflußlinie ergibt sich der Erdschub zu

$$E_{aq} = E_{ag} + p l \eta_a + P(\eta_b + \eta_c) + P'(\eta_d + \eta_e).$$

Hierin ist E_{ag} wieder der Coulombsche Erdschub aus Hinterfüllung.

Außer mittig angreifende Lasten mit ihren unsymmetrischen Sohldruckflächen und Lasten mit waagerechten Seitenkräften sind, wie erwähnt, bereits vom Verfasser behandelt²⁵⁾, wobei auch die Verteilungsflächen kurz besprochen worden sind. Die Verteilung des Erdschubes über den Wandrücken wird nach den hier entwickelten Gesichtspunkten genauer festgelegt.

6. Sicherheitsgrad.

Die Haupteinflußlinie in Abb. 1 ermöglicht eine genauere Herleitung des bei der Stützmauerbemessung anzusetzenden Sicherheitsgrades. Er ist für Hinterfüllungs- und Lastschub getrennt zu betrachten, denn der Hinterfüllungsschub hat einen oberen Grenzwert und der Lasterdschub keinen unteren. Es ist mindestens erforderlich, sich gegen den oberen Grenzwert des Hinterfüllungsschubes an der natürlichen Gleitlinie zu sichern. Nach Abb. 2 ergibt sich $s_{ag} = \frac{CJ}{CS'} = 1,8$, also ein höherer Wert als der übliche von 1,5. Wird für Lasterdschub 1,5 beibehalten, so zeigt sich, daß der mindestens anzusetzende Sicherheitswert des Gesamterdschubes mit dem Verhältnis der Erdschübe aus Hinterfüllung und Auflasten veränderlich ist. Ist $E_{ap} : E_{aq} = n$, so ist $E_{aq} = (1+n)E_{ag}$ und $1,8 E_{ag} + 1,5 n E_{ag} = (1,8 + 1,5 n) E_{ag}$; somit ist der Mindestsicherheitswert $s_{aq} = \frac{1,8 + 1,5 n}{1 + n}$. Für verschiedene Verhältnisse $n = E_{ag} : E_{aq}$ von 0 bis 1,5 ergeben sich die folgenden s_{aq} -Werte:

$n = 0,0$	$0,25$	$0,50$	$0,75$	$1,0$	$1,25$	$1,50$
$s_{aq} = 1,8$	$1,74$	$1,70$	$1,67$	$1,65$	$1,63$	$1,62$

Die häufig schon ausgesprochene Forderung nach Erhöhung des Sicherheitswertes von 1,5 auf mindestens 1,8 und 2 ist also berechtigt. Eine größere Anzahl von größeren und überwiegend ständigen Kurzstreckenlasten, die bis zur Böschungslinie stehen, kann, wie erwähnt, eine weitere Erhöhung erforderlich machen, weil die obere Grenzwertlinie nach hinten bis zu ihrem Größtwert ansteigt und damit das Verhältnis der beiden möglichen Erdschübe aus Hinterfüllung von 1,8 auf 2,65 wächst; der Lastschubanteil fällt. In wichtigen Fällen dieser Art wird also der Mindestsicherheitsgrad nach den vorstehenden Gesichtspunkten zu er-

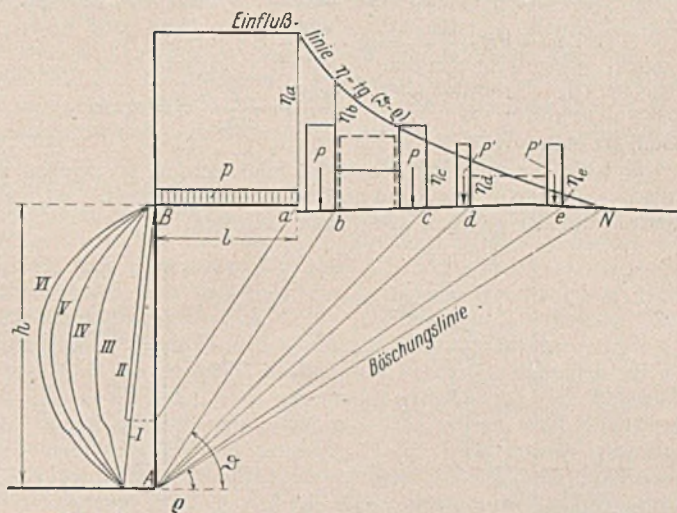


Abb. 12. Einflußlinie, Gleit- und Belastungsbild sowie Erdschubverteilung einer Straßenstützmauer.

rechnen sein. Der größte erforderliche Sicherheitsgrad entsteht bei starren und unverschieblichen Wänden, wie Tunnel- und Kellerwänden, aber auch bei vielen Brückenwiderlagern, denn hier besteht die Möglichkeit des Auftretens des oberen Grenzwertes $\max E_{ag}$ und des Ruhedruckes E_n , wodurch das Verhältnis der Hinterfüllungsschübe auf $\max E_{ag} : E_{ag} = 2,6$ und $\frac{E_n}{E_{ag}} = 3,7$ anwachsen kann. Wie die obige Tafel 2 zeigt, ist s_n hier bei steiler Böschung am größten.

7. Wandreibung, geneigte Wandrücken, geneigtes und unebenes Gelände.

Der Fall: Waagerechtes Gelände, lotrechter Wandrücken und Wandreibung gleich Null ist hier als Grundfall bezeichnet. Wird für den Wandreibungswinkel nicht $\delta = 0$, sondern einer der beiden anderen üblichen Werte $\varrho/2$ oder $\varrho/3$ gewählt, so ändert sich die Lage der natürlichen Gleitlinie so wenig, daß diese Änderung auf das Ergebnis praktisch keinen nennenswerten Einfluß hat und vernachlässigt werden kann. Der Erdschub mit Berücksichtigung der Wandreibung δ kann also nach Abb. 13 aus dem für $\delta = 0$ ermittelten Werte E_0 wie folgt errechnet werden:

$$E_\delta = E_0 \cdot \frac{\sin(R - \delta + \vartheta - \varrho)}{\sin(R - \vartheta + \varrho)}$$

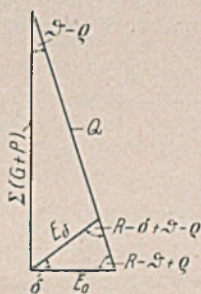


Abb. 13. Krafteck für Hinterfüllung und Last.

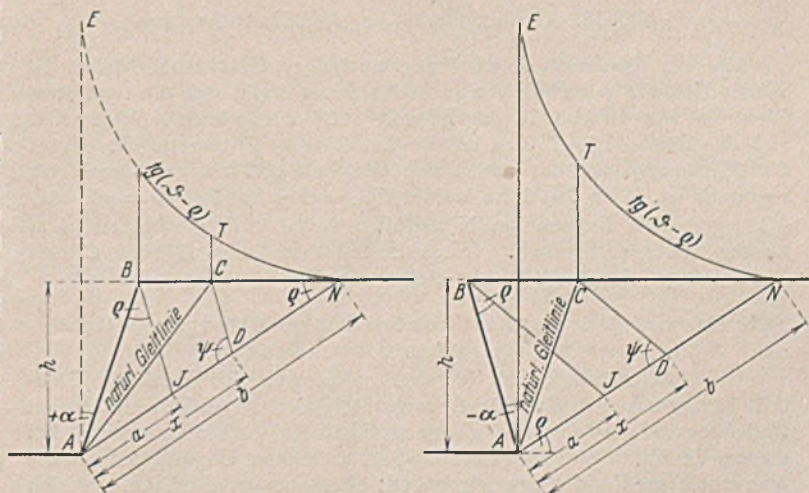


Abb. 14.

Abb. 15.

Abb. 14 u. 15. Gleitlinienbestimmung bei geneigten Rückenflächen; Haupteinflußlinie.

Die Seitenkräfte sind:

$$E_l = E_\delta \cdot \sin \delta; \quad E_w = E_\delta \cdot \cos \delta.$$

Der Grundfall, jedoch mit geneigten Wandrücken, wird am einfachsten nach Abb. 14 und 15 behandelt. Es ist stets bei $\delta = 0$ die Wandrückenlänge $AB = AD$ und der Winkel der Stellungslinie $\psi = 90^\circ \pm \alpha$, worin $+\alpha$ die Wandvorneigung und $-\alpha$ die Wandrückneigung ist. Damit ist C und die natürliche Gleitlinie festgelegt und $E_{ag} = G \eta_C = G \cdot \operatorname{tg}(\varphi_C - \rho)$. Der Beweis, daß $AB = AD$, lautet wie folgt:

$$\psi = 90 + \alpha, \text{ also } \sin \psi = \cos \alpha; \text{ mit } AB = h/\cos \alpha \text{ ist:}$$

$$a = AB \cdot \frac{\sin \rho}{\sin \psi} = h \cdot \frac{\sin \rho}{\cos^2 \alpha}$$

$$AD = x = \sqrt{ab} = \sqrt{\frac{h \cdot \sin \rho}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{h}{\sin \rho}} = h/\cos \alpha.$$

Somit ist $AB = AD$.

Soll die Wandreibung h berücksichtigt werden, so ergeben sich die Erdschubseitenkräfte genügend genau wie oben rechnerisch oder aus dem Kräfteck mit der gleichen natürlichen Gleitlinie.

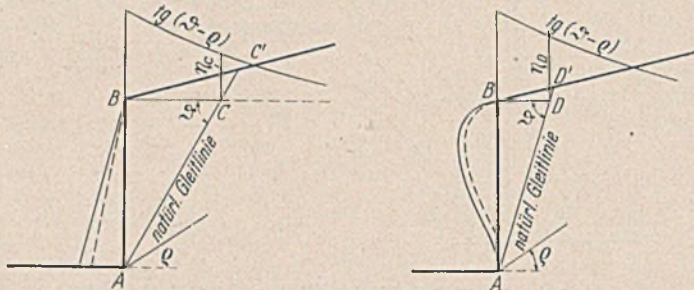


Abb. 16. Wandbewegung A.

Abb. 17. Wandbewegung B.

Abb. 16 u. 17. Natürliche Gleitlinie und Erdschubverteilung bei Wandbewegung A und B für ansteigendes Gelände.

Geländeneigung wirkt wie eine spaltbare Auflast auf der Waagerechten. Die natürliche Gleitlinie bei waagerechtem Gelände wird in ihrer Lage praktisch ebenfalls nicht nennenswert beeinflusst. In Abb. 16 ist AC die natürliche Gleitlinie des Grundfalles. Die Einflußordinate bleibt η_C , für den Gleitkörper ABC' entsteht der Erdschub $E_{ag} = G \eta_C$, worin G das Gewicht von ABC' ist. Die Einflußordinate steht also nicht über C' , sondern über C , wodurch der kleine Fehler bei der Wahl der natürlichen Gleitlinie wieder ausgeglichen ist. In Abb. 16 u. 17 sind für Wandbewegung A und B die natürlichen Gleitlinien und Verteilungsflächen angegeben. Die gestrichelte Verteilungslinie in Abb. 17 entspricht der waagerechten Geländeoberfläche.

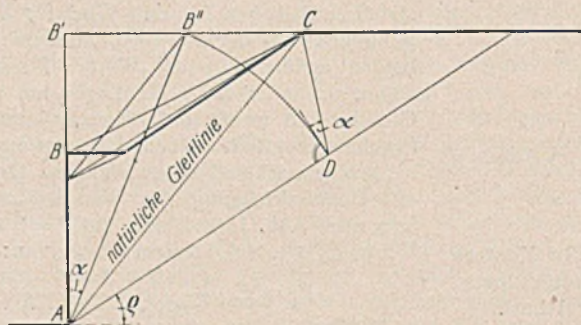


Abb. 18. Gleitlinienermittlung bei Geländesprung.

Mit der üblichen Verwandlung un stetiger Geländeoberflächen in ebenes Gelände mit Hilfe von Ersatzdreiecken ergibt sich die natürliche Gleitlinie wie in Abb. 18 angegeben. AB'' wird gleich AD gemacht und der Winkel $B'AB'' = \alpha$ an die Lotrechte in D angetragen, womit der Mündungspunkt der natürlichen Gleitlinie AC auf einfache Weise bestimmt ist. Für $\delta = 0$ ist wieder $E_{ag} = G \eta_C$, und für $\delta = \rho/2$ oder $\rho/3$ ergibt sich hieraus der Hinterfüllungsschub wie gezeigt aus dem Kräfteck oder rechnerisch. Durch Einzellasten hinter B oder C darf dieser Hinterfüllungsschub nicht kleiner werden.

8. Das Ersatzdreieck ist nur bei Hinterfüllung und nicht bei Auflasten verwendbar.

Es ist bisher üblich, auch Kurzstreckenlasten vor der natürlichen Gleitlinie durch ein vor den Wandrücken vorgesetztes Dreieck aus Erdboden ersetzt zu denken und die so erhaltene Linie als Ersatzwandrücken anzusehen. Mit diesem Verfahren wird dem Rebhann-Satz auf seinem Ungültigkeitsgebiete eine scheinbare Rechtfertigung gegeben; es ist aber zu erkennen, daß sich für jede Lastgröße eine andere Gleitlinie ergibt, was gegen den versuchsmäßig bestätigten Grundsatz verstößt, daß die Lastgleitlinie unabhängig von der Lastgröße von der Lasthinterkante zum Wandfußpunkt geht.

Für Lasten hinter der natürlichen Gleitlinie könnte selbstverständlich ebenfalls ein Ersatzdreieck gedacht werden, es wäre hinter dem Wandrücken von der Hinterfüllung abzusetzen, woraus sich dann eine flachere Gleitlinie ergäbe. Auch diese würde nicht nur wieder gegen den genannten Grundsatz verstoßen, sondern auch einen Hinterfüllungsschub ergeben, der kleiner als der Coulombsche Mindestwert ist. Damit ergibt sich, daß der Rebhann-Satz für Einzellasten nicht gilt. Er gilt grundsätzlich nur für die Hinterfüllung, denn für diese gibt er ein Darstellungsverfahren für die Gesetzmäßigkeit der natürlichen Gleitlinie als Naturerscheinung. Oben wurde aber auch gezeigt, daß die Darstellung der natürlichen Gleitlinie, also des Coulombschen Größtwertes, ohne Rebhann-Poncelet einfacher vor sich geht. Der Rebhann-Satz gilt also nicht für Nutzlasten, gleichgültig, ob diese kleine oder größere gleichmäßige Auflasten oder Kurzstreckenlasten sind. Dies bedeutet, daß die natürliche Gleitlinie sich nur bei Erdaufasten vor oder hinter C „aufrichten“ oder „abrüchten“, also um die natürliche Gleitlinie des Grundfalles pendeln kann. Bei allen kleinen und großen Nutzlasten muß die durch die Hinterfüllung gegebene natürliche Gleitlinie als unveränderlich für den Hinterfüllungsschub angesehen werden, weil, wie gezeigt, sonst an Eindeutigkeit der Ergebnisse auf der Größtwertgrundlage nicht zu denken ist. Durch diese Grundsätze sind praktische Vereinfachung und Sicherheit gleichzeitig erreicht.

C. Stellungnahme zu abweichenden Auffassungen.

Nachdem die Lehre Coulombs im vorigen Abschnitt eine allgemeinverständliche Beleuchtung erfahren hat, soll auch der von anderen Forschern gewonnenen Erkenntnisse gedacht werden. Insbesondere soll dabei einiges über die Arbeiten von Mund gesagt werden, in denen immer wieder die von Müller-Breslau bereits widerlegte Mehrtenssche Behauptung von 1904 zu stützen versucht wird, daß Einzellasten hinter der natürlichen Gleitlinie auf den Erdschub keinen Einfluß haben. Diese Bemühungen lassen aber die Versuche von Müller-Breslau außer acht, ohne daß ähnliche oder gar bessere Versuche an ihre Stelle gesetzt würden. Es wäre mindestens zu erwarten gewesen, daß Mund während seiner Bemühungen, schon allein zur Bestätigung seiner Doktorarbeit, auf die er sich bei seinen Behauptungen beruft, durch neue, ebenso richtig angesetzte Versuche wie die von Müller-Breslau sich die unentbehrliche Versuchsgrundlage verschafft hätte, die seinen sehr einschneidenden Behauptungen fehlt. Beim Erdschub handelt es sich um natürliche Vorgänge, deren innere Gesetzmäßigkeiten genau so aus Versuchen zu entnehmen sind wie die natürlicher oder künstlicher Baustoffe, deren Festigkeitseigenschaften nur durch jahrzehntelange Versuchsarbeit so weit erfaßt werden konnten, daß nach ihren Ergebnissen gerechnet und gebaut werden kann. Der richtig angesetzte Versuch hat daher entscheidende Bedeutung. Er allein läßt erkennen, welcher Gedankengang aus der Fülle möglicher Annahmen als maßgebende Grundlage zu gelten hat. Ohne die Beweiskraft des Versuchs kann vielen Gedankengängen ein Schein der Berechtigung zugewiesen werden. Nach den anschaulichen Darlegungen Müller-Breslaus, die durch die praktische Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch ausgezeichnet sind, wird es kaum gelingen, den Nachweis zu erbringen, daß die Hinterfüllung mit einer oder mehreren Einzellasten hinter der natürlichen Gleitlinie denselben Erdschub ergibt wie die gleiche Hinterfüllung ohne die genannte Auflast.

Der Einführung von Lehrgrundsätzen in das Schrifttum, die nicht auf Versuchen beruhen, mit den vorhandenen Ergebnissen einwandfrei ausgeführter Versuche aber im Widerspruch stehen, muß jedenfalls widersprochen werden. Ein solches Verfahren birgt nicht nur Gefahren für die Bauausführung in sich, sondern erschwert auch in Schadensfällen die Urteilsfindung außerordentlich. Mund betont selbst die gute Übereinstimmung von Theorie und Versuch bei unbelastetem Gelände. Die Feststellung dieser Tatsache ist hauptsächlich Müller-Breslau zu verdanken, und seine Feststellungen mit Einzellasten hinter der natürlichen Gleitlinie sind nicht minder maßgebend.

Munds Ausführungen beschränken sich auf den Bewegungsfall A. Im ersten Satze seines Rebhann-Buches²⁶⁾ wird gesagt, daß der Hilfssatz von Rebhann bisher nicht genügend ausgewertet sei. Aus dem Satze sollen neue Verfahren zur Ermittlung des Erdschubes und seiner Verteilung hergeleitet werden, um eine Lücke zu füllen. Diese Lücke war allerdings bereits 1916 durch Buchwald⁷⁾ ausgefüllt, und zwar unter Berücksichtigung der Versuche Müller-Breslaus. Buchwald kennzeichnet die Fälle seiner zahlreichen Anwendungsbeispiele, bei denen der Rebhann-Satz nicht verwendbar ist. Im Abschnitt B habe ich auf das geometrische Hilfsverfahren von Rebhann-Poncelet verzichtet. Das von mir dort gegebene Einflußlinienverfahren, seine leichte Verwendbarkeit für jeden Fall der Lastart, Laststellung und Lastgröße sowie seine einfache Gleitlinienbestimmung machen den nur beschränkt gültigen

²⁶⁾ Dr.-Ing. O. Mund, Der Rebhannsche Satz. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn. — Derselbe, Doktor-Dissertation, Technische Hochschule Karlsruhe.

Rebhann-Satz praktisch entbehrlich und damit auch alle aus ihm gefolgerten geometrischen Linien und Ableitungen, Deutungsschwierigkeiten und Auseinandersetzungen. Munds Bemühungen erscheinen als ein Versuch, dem Rebhann-Satz weit über seine Verwendbarkeit hinaus Gültigkeit zu erzwingen. Dies zeigt schon die Einführung des Begriffs vom „verlorenen“ Widerlager und von den Lasten, die „in den Untergrund gehen“. Da das Einflußlinienverfahren für Erdschub vom Rebhann-Satz unabhängig ist, kann man mit ihm die Deutungsweise Munds von anderen Gesichtspunkten aus nachprüfen.

Munds Rebhann-Buch²⁰⁾ bringt auf S. 9 den „Versuch einer gemeinverständlichen Deutung“ des Rebhann-Satzes. Danach soll die Stützmauer das eine und der Erdkörper ACL der Abb. 1, S. 506, das andere Widerlager des natürlichen Gleitkörpers sein. Bekanntlich ist nach Rebhann rein geometrisch $\triangle ABC = \triangle ACL$. Mund versucht, dem Dreieck ACL eine statische Bedeutung zu geben, derart, daß es Erd- und andere Auflasten unmittelbar in den Untergrund, also auf die Böschung AL zu übertragen hat, ohne den natürlichen Gleitkörper und die Stützmauer zu beanspruchen. Demgegenüber steht die genauere Feststellung des Abschnitts B, S. 506, wonach der Erdkeil ACN bei unbelastetem Gelände gerade noch in Ruhe gehalten wird. Ruhezustand bedeutet, daß keine erzwungenen Gleitlinien auftreten. Ist CLN nur Erdauflast, die auch wegfallen kann, dann müßte der Erdkörper ACL auch ohne CLN Widerlagereigenschaft haben. Es ist aber zu erkennen, daß er hierzu nicht imstande ist, denn LC ist steiler als die natürliche Böschung und stürzt ohne CLN zusammen. Es ist selbstverständlich, daß das Gelände hinter C nicht steiler als die natürliche Böschung sein darf. Damit ist die Annahme, daß die Gleichlaufende LC zur Stellungslinie grundsätzlich Widerlagerbegrenzung sei, hinfällig. Richtig ist vielmehr nach Abschnitt B, daß die Stützmauer das eine und der Erdboden hinter der Böschung AN das andere Widerlager für einen Erdkeil ABN ist, der sich durch geringe Wandbewegung in einen abrutschenden Erdkeil ABC und einen gerade noch in Ruhe gehaltenen Erdkeil ACN mit der Schneide in A unterteilt. Das Gewicht des stehenbleibenden Erdkeils geht auch nicht voll, sondern nur mit seiner Seitenkraft Q , die rechtwinklig zur Böschung steht, in den Untergrund. Für die nochmalige Unterteilung des Ruhekeils in Richtung der Stellungslinie LC besteht statisch keinerlei Veranlassung, sie wird auch nicht durch Versuche bestätigt. Oder mit den Worten von Mann²⁷⁾: diese Unterteilung hat keine „physikalische Realität“. Hierauf sagt Mund²⁷⁾, daß auch eine solche „Realität“ nicht vorliege, sondern „nur ein Bild, das einen auf mathematischem Wege gefundenen Grundsatz vergegenständlichen und dadurch dem Verständnis näherbringen soll“. Der Rebhann-Satz ist aber durch die geometrische Darstellung der gleichen Dreiecke ABC und ACL genügend vergegenständlicht und damit längst dem Verständnis nähergebracht. Mit der Vergegenständlichung des Dreiecks ACL als Widerlager ist, wie gezeigt, etwas Unmögliches versucht, der Rebhann-Satz selbst dem Verständnis entfernt und die Coulombsche Lehre verlassen.

Auf S. 13 des Rebhann-Buches ist der Erdschub mit Einzellast behandelt, und zwar mit Hilfe der Culmann-Linie. Diese ist in der zugehörigen Zeichnung für Hinterfüllung ohne und mit einer Last P richtig aufgetragen. Mund stellt nun P in C auf (s. Abb. 1, S. 506) und behauptet, daß wenn P bis C_2 wandert, AC_2 sowohl nach Culmann als auch nach Rebhann die maßgebende Gleitlinie sei, die Last P bei C dann außerhalb des maßgebenden Gleitkörpers liege und daher garnicht oder nur teilweise wirksam sein könne. Es wird hier wieder offenbar, daß Rebhann für Einzellasten überhaupt nicht gilt, denn die Gleichheit der Dreiecke ABC und ACL (Abb. 1) entsteht für jeden Fall nur immer einmal, und zwar bei unbelastetem Gelände. Die Gleichlaufende zur Stellungslinie durch C_2 ergibt ungleiche Dreiecke, trotzdem ist AC die richtige erzwungene Lastgleitlinie für eine Last P in C_2 . Gleiches gilt für die erzwungene Lastgleitlinie AC_3 für eine Last P in C_3 . Die Last P in C ist nun der eindeutigste Belastungsfall, denn hier fallen natürliche und Lastgleitlinie zusammen. Daß diese Last bei C voll und eindeutig zur Wirkung kommt, ist selbstverständlich, auch wenn eine zweite Last P bei C_2 aufgestellt werden würde. Die Culmann-Linien seiner Abb. 7 (Abb. 42 im Handbuch²⁸⁾) hat Mund also willkürlich ausgewertet.

Der nächste Abschnitt des Rebhann-Buches behandelt die Verhältnisse vor der Gleitlinie. Das für die Verhältnisse hinter C Gesagte wird zunächst wiederholt und als nochmalige Beweissicherung hingestellt. Dann wird weiter gesagt, daß es für die Berechnung der Erdschubgröße gleichgültig sei, in welches Ersatzdreieck ein irgendwie geformter und belasteter Gleitkeil verwandelt wird. Daß diese Ansicht nicht stimmt, ist aber oben (S. 512) an Hand der Einflußlinie nachgewiesen. Es ist gezeigt, daß es gerade auf die genaue und sinnmäßige Wiedergabe des Belastungsbildes unter Berücksichtigung des Gleitbildes und der Spalt-eigenschaft der Auflast für die Erdschubermittlung ankommt und damit

der natürliche Zusammenhang zwischen Erdschubgröße und Erdschubverteilung gewahrt, also beides auf dieselbe Grundlage gestellt ist, was bei der willkürlichen, rein geometrisch bedingten dreieckigen Ersatzform nicht beachtet ist.

Auf S. 15/16 des Rebhann-Buches finden sich weitere unverständliche Schlußfolgerungen. Die Überschrift auf S. 15 lautet: „Jede Auflast im Bereich des Gleitkeils, die nicht aus Erde besteht, erzeugt eine steilere Gleitlinie und größeren Erdschub“. Warum die Auflast nicht aus Erde bestehen darf und wie sich die Verhältnisse bei größeren Erdauflasten gestalten, wird aber nicht gesagt, ja die Erdauflast ist überhaupt nicht mehr in diesem Abschnitt erwähnt. Daß die natürliche Gleitlinie als Bezugsgleitlinie und der Erdschub aus unbelastetem Gelände als Bezugs-erdschub angesehen werden sollen, ist zu vermuten. Dann ist aber einmal selbstverständlich, daß jede Auflast vor C den Erdschub E_{ag} vergrößert, andererseits ist es aber falsch, daß Erdauflast keine Vergrößerung dieses Erdschubes erzeugen soll.

Weiter heißt es, daß sich zum Ausgleich für die durch eine Einzellast P_2 eingetretene Lasterhöhung die natürliche Gleitlinie aufrichtet, bis $\triangle ABC_2 = \triangle AC_2L_2$ geworden ist (Abb. 1, S. 506). Da die erzwungene Lastgleitlinie durch den Fußpunkt der Last zum Wandfußpunkt geht, bleibt das Rebhannsche Dreieck AC_2L_2 für jede in C_2 stehende Lastgröße unverändert. Die vorstehende Gleichung stimmt also nicht allgemein, sondern nur für einen bestimmten Sonderfall, nämlich für $P_2 = \gamma(\triangle AC_2L_2 - \triangle ABC_2)$. Die allgemeine Anwendung des Rebhann-Satzes auf Einzellasten ist also nicht möglich. Mund zeigt ablenkend, wie mit geometrischen Linien der Wert P_2 als Ersatzdreieck gefunden werden kann und wie sich diese entbehrliche geometrische Ermittlung auch noch beweisen läßt. Auf diese Weise entsteht im Rebhann-Buch schließlich die sonderbare Schlußfolgerung, daß, wo auch die Last P_2 zwischen B und C_2 stehe, durch P_2 immer die Gleitlinie AC_2 erzwungen wird, woraus folgen würde, daß zu jedem von A ausgehenden Gleitstrahl innerhalb des natürlichen Gleitkörpers eine bestimmte Einzellast P gehört, die in B am größten und in C gleich Null wäre. Für eine Last P unmittelbar hinter P ist dann der Größtwert so groß wie das größte Rebhannsche Dreieck, nämlich $\gamma AB L_B$, worin BL_B die von B ausgehende Stellungslinie ist. Alle überschießenden Lastbeträge und auch alle weiteren hinter der jeweils zu der bestimmten Last gehörigen Lastgleitlinie und C stehenden Lasten werden von Mund dem Untergrund zugewiesen; sie verschwinden und erzeugen keinen Erdschub mehr. Von der Bedingung, daß für jede Last P die von ihrem Fußpunkte ausgehende und zum Wandfußpunkt A gehende Lastgleitlinie maßgebend ist, ist also abgewichen. Eine verhältnismäßig kleine Last P kann danach dicht hinter B stehen und hat doch nur eine Lastgleitlinie, die dicht vor C mündet; sie hat also eine viel zu kleine Einflußordinate. Coulombs Grundgesetz vom Prisma größten Druckes ist nicht beachtet. Zusammen mit der willkürlichen Abschreibung gegebener Lastwerte entstehen zu kleine Lasterdschübe, die mit einer gewissenhaften Erdschubermittlung aus Kurzstreckenlasten nicht zu vereinbaren sind.

Weiter wird auf S. 10 des Rebhann-Buches behauptet, die Einrechnung der gleichmäßigen Auflast p über dem ganzen Erdkeil mit $\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}$ sei eine willkürliche Annahme Müller-Breslaus. Dieser Wert ergibt sich aber für die gesamte Hinterfüllung aus jedem von A ausgehenden Keil, dessen Gewicht $G = \frac{bh}{2} \cdot \gamma$ zuzüglich $P = pb$ ist, woraus sich auf ein-

fachstem mathematischen Wege mit $G + P = \frac{bh}{2} \cdot \gamma'$ der Wert $\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}$ ergibt. Mit γ' kann genau so nach $(\beta - \varrho)$ differenziert werden, wie Coulomb dies mit γ tut. Hat aber die Hinterfüllung das Bodengewicht γ' , so hat es auch das Rebhannsche Dreieck, das sogenannte „verlorene“ Widerlager. Es leuchtet daher ein, daß sich auch sein Gewicht durch p erhöht hat, und daß $G = \gamma' F$ ist, was zu beweisen war. Nach Abschnitt B ergibt sich die Erklärung noch einfacher aus dem gleichmäßigen Belastungsbild g der Hinterfüllung; g wird durch p auf q vergrößert, woraus sich ebenfalls die gleiche Gleitlinie wie ohne Auflast ergibt. Später in seinem Aufsatz „Der Trugschluß des erweiterten Rebhannschen Satzes“²⁹⁾ sagt Mund selbst: „Durch Änderung des Raumgewichts allein kann sich keine andere Lage der Gleitlinie ergeben.“ So wäre zu folgern, daß Mund von seinem Vorwurf, den er 1936 in seiner Doktorarbeit ohne Ausnahme allen einschließend Rebhann machte, 1938 wieder abgekommen sei. Jeder wird aber erstaunt sein, gleich danach zu lesen, daß hier doch noch ein Trugschluß bestehen soll, nämlich, daß „die Wirkung dieser Höherlegung einfach vernachlässigt, also die mit steigender Auflast wachsende Verdrehung gegenüber der dem wirklichen Gelände entsprechenden maßgebenden Gleitlinie nicht beachtet wird“. Demgegenüber ist aber unverkennbar, daß bei γ' nicht mit Geländeerhöhung, sondern nur mit Gewichtserhöhung gerechnet wird. Von Ver-

²⁷⁾ Bautechn. 1939, Heft 24, S. 335.

²⁸⁾ Handb. f. Eisenbetonbau, Bd. IV, 4. Aufl., S. 42. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

²⁹⁾ Bautechn. 1939, Heft 24, S. 336, linke Spalte unten.

drehung mit Bezug auf die natürliche Gleitlinie kann hier und auch bei gleichmäßiger Geländeerhöhung keine Rede sein. Ebenso verwunderlich ist der folgende Satz, nach dem durch Verdrehung der Gleitlinie nach hinten „Lasten in das Gleitkeilgewicht einbezogen werden, die erst unterhalb des betrachteten Wandabschnitts zur Wirkung kommen“. Da nach Coulomb nur die vom Wandfußpunkt *A* ausgehenden Gleitkeile bis zur Böschungslinie zu betrachten sind, müssen auch alle auf diesen Keilen stehenden Lasten über dem Punkt *A* zur Wirkung kommen. Gleitkeile, deren Auflasten erst unterhalb des Punktes *A* zur Wirkung kommen, gibt es nach Coulomb nicht. Somit ist auch der von Mund zwei Seiten vorher aufgestellte „Grundsatz 3“ zurückzuweisen.

Daß die genannten Schlußfolgerungen fehlgehen, daran können auch Abb. 1 u. 2 in dem obengenannten²⁹⁾ Aufsätze Munds nichts ändern. Die Gegenüberstellung der Abb. 1a u. 1b ist praktisch unbedeutend. Nach Abschnitt B, S. 508, ist die Verteilungsfläche des Erdschubes aus einer kleinen spaltbaren Auflast (Menschengedrange) ein Rechteck. Steht diese Auflast unmittelbar hinter der Mauer, so beginnt das Verteilungsrechteck auch am Mauerkopf und reicht bis zum Schnittpunkt der durch das Auflastende gelegten Gleichlaufenden zur natürlichen Gleitlinie mit der Wand. Die von Mund gewählten Beispiele sind insofern unklar, weil sie den praktisch häufigsten Fall mit Fußpunktangabe nicht behandeln. Dies betrifft hauptsächlich seine Abb. 2a u. 2b. Er läßt hier den ihm noch unbekanntem Einfluß der Spaltbarkeit unbeachtet, von dem jedoch schon bei Buchwald⁹⁾ die Rede ist. Nach der Art der Behandlung des Falles mit größerer gleichmäßiger Auflast ist zu vermuten, daß es sich um eine spaltbare Auflast handelt. Zur richtigen Behandlung dieser Aufgabe ist der unterste Wandbewegungspunkt unentbehrlich; er ist ja in praktischen Fällen immer gegeben. Da die Auflast in größere Einzellasten auflösbar ist, entsteht für jede Last das Coulombsche Prisma größten Druckes durch die vom Mauerfußpunkt ausgehenden Gleitstrahlen entsprechend Abb. 1 meines Aufsatzes. Durch dieses erzwungene Gleitbild entsteht für die Hinterfüllung ein rechteckiges Belastungsbild und deshalb auch ein rechteckiges Verteilungsbild über die ganze Höhe der Stützmauer. Das Belastungsbild der Auflast ist durch diese selbst als Rechteck gegeben.

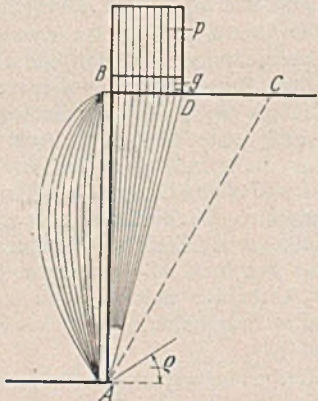


Abb. 19. Gleit-, Belastungs- und Verteilungsbild bei größerer spaltbarer Auflast, dicht hinter der Mauer, Wandbewegung A.

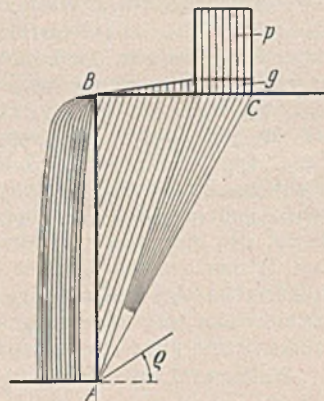


Abb. 20. Gleit-, Belastungs- und Verteilungsbild aus größerer spaltbarer Auflast bei C.

Das Verteilungsbild entsteht daher ebenfalls aus der Rechteckform, wird aber entsprechend meiner Abb. 8 infolge der Lastlage unmittelbar hinter der Mauer nach oben verformt. Dabei ist $E_{aq} = E_{ag} + pF$, worin F die über der Laststrecke stehende Einflußfläche ist. Das Erdschubverteilungsbild ergibt sich entsprechend Abb. 19 mit einem Erdschubangriffspunkt über der halben Wandhöhe. Die nur mit Hilfe der Gleitlinien ermittelte Erdschubverteilung ist also zu günstig, abgesehen davon, daß die von Mund angegebene Verteilung auch zu günstig gegenüber den bisher üblichen ist. Auch hier zeigt sich wieder die Gefährlichkeit Mundscher Verfahren, denn diese ergeben ein nahezu umgekehrtes Verteilungsbild als das eben entwickelte. Der Erdschubangriffspunkt liegt nicht im unteren, sondern näher dem oberen Wandmittelpunkt, und an einen zugespitzten Auslauf der Verteilungsfläche bis Wandoberkante ist nicht zu denken. Mund bringt im Handbuch²⁹⁾, S. 125, Abb. 169, aus der Praxis ein Erdschubverteilungsbild für Hinterfüllung mit Einzellasten, das dem meiner Abb. 18 nahekommt und zu dem Mundschen Verteilungsbild (Abb. 2b) in seinem letztgenannten Aufsatz²⁹⁾ im umgekehrten Verhältnis steht. Aus Abb. 170 im Handbuch ist dann klar zu erkennen, daß nach Abfangung der der Mauer nächststehenden Last durch einen Kragarm der nach oben anschwellende Buckel der Erdschubverteilungsfläche verschwunden ist. Wie soll sich der Belehrung suchende Leser nun aus diesen Widersprüchen zurechtfinden?

Die sprunghaften und gezackten, schlitzartig unterbrochenen Verteilungsflächen der Abb. 3, 4 u. 5²⁹⁾ sind die oben bereits gekennzeichneten Unmöglichkeiten. Dasselbe gilt für die folgenden Abb. 6 u. 7. Die lichtkegelartige Durchdringung der Hinterfüllung durch Auflastkräfte ist unmöglich. Wird die sofort unter der Last beginnende Lastverteilung und die Inanspruchnahme des ganzen unter der Last abrutschenden Erdkeils, also der natürliche Vorgang, berücksichtigt, so entsteht an Stelle der viel zu günstigen Mundschen Lasterdschubverteilung seiner Abb. 6 und 7 die Verteilungsfläche gemäß nebenstehender Abb. 20 für spaltbare größere Auflast oder gemäß meiner Abb. 7 für unspaltbare Auflast. In letzterer Abbildung ist die Verteilungsfläche für Hinterfüllungsschub weggelassen; sie ist entsprechend den Ausführungen zu Abb. 4 dreieckig wie bei unbelastetem Gelände, während sie in Abb. 19 rechteckig und in Abb. 20 trapezförmig ist, wie sich aus den jeweils erzwungenen und begründeten Tangentengleitlinien und den daraus entwickelten Belastungsbildern ergibt.

Schließlich gibt Mund²⁹⁾ noch Abb. 9 mit der Behauptung, daß sie eine Lasterdschubverteilung nach Müller-Breslau sei. Er irrt auch hier, denn es handelt sich um das bekannte Differenzenverteilungsbild von Krey³⁰⁾. Die weitestgehende Auswertung der Versuche von Müller-Breslau ist in der hier vorliegenden Arbeit durchgeführt mit dem Ergebnis, daß alle lichtkegel- oder scheibenartigen Lastgleitbilder keine richtige Lasterdschubverteilung ergeben. Mit Abb. 19 u. 20 ist gezeigt, daß für Hinterfüllungs- und Lasterdschub ein gemeinsames Gleitbild entstehen muß, wie aus Abb. 4 hervorgeht.

Endlich sei noch richtiggestellt, daß der Einfluß einer nach hinten wandernden Last nicht plötzlich verschwindet, wie Mund²⁹⁾ bei seiner Abb. 9 behauptet, sondern, wie die Haupteinflußlinie meiner Abb. 1 zeigt, ganz allmählich auf Null ausläuft, und daß, wenn der Einfluß Null ist, P auch theoretisch ∞ sein kann, ohne daß sich aus dieser Erwähnung irgend etwas Abtrügliches für die von Mund angegriffenen Richtstellungen seiner Gegner ergibt.

D. Zusammenfassung.

Die ausschlaggebende Bedeutung richtig angesetzter Versuche wurde herausgestellt. Diese Herausstellung soll eine Anregung geben, den von Müller-Breslau in seinem Erddruckbuch aufgestellten Versuchsplan restlos durchzuführen und ihn auf die Klärung der Wirkung mehrerer Kurzstreckenlasten³¹⁾, verschiedener Wandbewegungen und die in vorliegender Arbeit entwickelten Zusammenhänge zu erweitern. Hierzu gehören die unter Berücksichtigung der Spaltbarkeit und Unspaltbarkeit der Auflasten dargelegten Beziehungen von Gleit- und Belastungsbild einerseits und Belastungsbild und Erdschubverteilung andererseits, denn die unmittelbare Ableitung der Erdschubverteilung aus der Ermittlung von Gleitlinien bei Auflasten erweist sich als unbefriedigend und steht mit den bisherigen Versuchsergebnissen nicht in Einklang. Bei Kurzstreckenlasten spielt die Sohldruckverteilung unter dem Lastgrundkörper offenbar eine ausschlaggebende Rolle. Sie erfaßt den gesamten von der Last abgetrennten Gleitkörper. Aus der grundlegenden Annahme einer unendlichen Zahl vom Wandfußpunkt strahlenförmig ausgehender Gleitkeile ergibt sich die Haupteinflußlinie über der Waagerechten durch die Maueroberkante. Durch sie konnte veranschaulicht werden, daß es einen oberen und unteren Grenzwert des angreifenden Erdschubes gibt, und daß besonders bei Kurzstreckenlasten Hinterfüllungsschübe entstehen können, die zwischen beiden liegen. Ihr Verhältnis zueinander und zum Ruheschub wurde zahlenmäßig nachgewiesen. Die bisherige Verwendung der Culmann-Linie bei Kurzstreckenlasten erweist sich als nicht haltbar; sie ist nur ein geometrischer Ort für den Hinterfüllungsschub unter den Coulombschen Gleitkeilvoraussetzungen, die in vorliegender Arbeit besonders eingehend behandelt sind. Die übliche Einsetzung von Hinterfüllungsschüben, die kleiner sind als der Coulombsche Mindestwert bei Kurzstreckenlasten, wie er sich bei Verwendung der Culmann-Linie ergibt, wurde auch an Hand der Versuche von Müller-Breslau als nicht zulässig nachgewiesen. Damit fällt die bisherige Art der Gleitlinienermittlung bei größeren Auflasten. An ihre Stelle tritt die Haupteinflußlinie des Grundfalles ohne Wandreibung. Mit ihr und der gegebenen einfachen Gleitlinienermittlung lassen sich alle übrigen Fälle mit geneigten Geländeoberflächen und Wandrücken ohne und mit Wandreibung leicht und übersichtlich behandeln. Die Irrwege und Gefahren, die sich aus der Nichtbeachtung der versuchstechnischen Grundlagen ergeben können, sind aufgezeigt. Sie lehren, daß die Forderung nach amtlichen Richtlinien oder auch Normenvorschriften für erdstatische Berechnungen immer dringender wird.

³⁰⁾ Erddruck, Erdwiderstand usw., S. 96 ff., Abb. 65a bis 66a.

³¹⁾ Insbesondere die Frage, ob es hierbei einen unteren Grenzwert für Lasterdschub gibt und welche Erdschubverhältnisse nach Beendigung der zugrunde gelegten anfänglichen Wandbewegungen sowohl bei unbelasteter als auch bei wiederholt belasteter Hinterfüllung vorliegen.

Alle Rechte vorbehalten.

Rollschütze für große Durchflußweiten.

Von Dr.-Ing. Max Lafer, Duisburg.

Der Entwurf von Rollschützen ist bei dem heutigen Stand der technischen Entwicklung auch bei großen Stützweiten nicht mehr von besonderer Bedeutung, solange eine entsprechende Wassertiefe und damit eine ausreichende lotrechte Schützbauhöhe zur Verfügung steht. In den letzten Jahren jedoch hat es sich als vorteilhaft herausgestellt, die Wasser- und Eisabführung der Wehre möglichst lange nur mit Hilfe von Aufsatzklappen zu regeln und nur in vereinzelt Fällen den ganzen Schützkörper anzuheben. Das bedeutet, daß die für den eigentlichen Schützkörper verbleibende lotrechte Bauhöhe auf das Maß h in Abb. 1 beschränkt wird. Andererseits vergrößert sich die waagerechte Schützbauhöhe a in Abb. 1 mit wachsender Stützweite des Wehres. Je kleiner das Verhältnis der lotrechten Schützbauhöhe h zur waagerechten Schützbauhöhe a sich gestaltet, um so größer ist die Gefahr, daß der Schützkörper nicht mehr genügend steif gegen lotrechte Durchbiegung und Verdrehung ist. Es kann dann der Fall eintreten, daß ein solches Schütz beim Über- oder Unterströmen in Schwingungen gerät, wobei besonders die Drehungsschwingungen zu beachten sind, da hierdurch das im allgemeinen nur für ruhende Lasten aus Wasserdruck und Eigenlast bemessene Schütz zusätzliche Kräfte aus Drehmomenten aufnehmen muß, die besonders beim Unter- oder Überströmen der Schütze durch Sog- und Stoßkräfte des strömenden Wassers erzeugt werden. Es sind zahlreiche Fälle bekannt, in denen die unzweckmäßige Ausbildung des Schützkörperquerschnitts bei Wehrstützweiten über 30 m zu starken Schüttschwingungen führte, so daß nachträglich durch Einbau von Verstärkungen die Steifigkeit des Schützkörperquerschnitts erhöht werden mußte¹⁾.

Im folgenden sollen die wichtigsten Rollschützarten auf ihre Eignung für große Stützweiten bei beschränkten lotrechten Bauhöhen untersucht werden.

1. Das gewöhnliche Rollschütz mit waagerechten Hauptträgern (Abb. 1).

Vorteile: Solange die Bauhöhe h so groß ist, daß die Unterkante des unteren Hauptträgers des Schützes nicht in das Unterwasser taucht, oder von der Sog- oder Stoßwirkung des unter dem Schütz hindurchschließenden Wasserstrahles nicht getroffen wird, bietet dieses Rollschütz viele Vorteile.

Die Durchbildung ist entwurfsmäßig und werkstatentechnisch einfach. Im Gewicht ist das Schütz leichter als die übrigen bekannten Rollschütze. Durch Anpassung der Hauptträgerhöhe a an den Verlauf des Feldmoments aus dem Wasserdruck ist es möglich, die Schützbauhöhe a nach den Pfeilernischen zu allmählich zu verringern und dadurch mit kleinen Pfeilernischen und kürzeren Pfeilern auszukommen.

¹⁾ Dr. Müller, Schwingungsuntersuchungen an unterströmten Wehren. Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin, Heft 13, Berlin 1933.

Nachteile: Kommt jedoch der untere Hauptträger in den Bereich des strömenden Wassers, so besteht die Gefahr, daß beim Unterströmen des Schützes Drehungsschwingungen angefacht werden. Daher ist es nötig, den untersten waagerechten Riegel möglichst hoch anzuordnen. Da aber der obere waagerechte Riegel, um Raum für die umgelegte Aufsatzklappe zu lassen, um ein gewisses Maß unter dem Klappendrehpunkt angenommen werden muß, würde bei einer geringen Bauhöhe h auch nur ein kleiner lotrechter Abstand zwischen den beiden Hauptträgern verbleiben. Jede Verminderung dieses Hauptträgerabstandes bringt aber eine Verringerung der Verdrehungssteifigkeit des Schützes mit sich. Da außerdem bei großen Stützweiten auch die Hauptträgerhöhe a groß wird und damit dem strömenden Unterwasser große Angriffsflächen geboten werden, ist es im allgemeinen nicht möglich, bei großen Stützweiten und beschränkten lotrechten Bauhöhen h das gewöhnliche Rollschütz anzuwenden.

2. Das Dreigurtschütz (Abb. 2).

Vorteile: Es ist ohne weiteres aus Abb. 2 ersichtlich, daß bei einer genügend großen Neigung der Hauptträger dem unter dem Schütz hindurchströmenden Wasser wenig Angriffsmöglichkeit geboten wird, und daß ausreichend Raum für die umgelegte Klappe bleibt. Auch die Verdrehungssteifigkeit des Dreigurtschützes ist wegen der Spreizung der Hauptträger an der Stauwand günstig, solange das Verhältnis $h:a$ nicht zu klein wird. Ein weiteres Vorteil, besonders gegenüber dem gewöhnlichen Rollschütz besteht darin, daß in der Wehrnische die Rollenlaufwagen günstig zu beiden Seiten des rückwärtigen Zuggurtes angebracht werden können.

Zur Frage der Verdrehungssteifigkeit des Dreigurtschützes ist des öfteren behauptet worden, daß es im Vergleich zu gewöhnlichen Rollschützen bis zu fünfmal so steif gegen Verdrehungen ist. Das kann jedoch nur auf Rollschütze alter Bauart zutreffen, die keinen rückwärtigen lotrechten Verband zwischen den unterwasserseitigen Gurten des oberen und unteren Hauptträgers haben. Werden jedoch derartige Rollschütze mit einem rückwärtigen Verband und mit Querversteifungen versehen, so bilden sie, ähnlich wie das Dreigurtschütz, ein räumliches Fachwerk, das bei gleichen Stützweiten und Wassertiefen im allgemeinen einen dem Dreigurtschütz wenigstens gleichwertigen Verdrehungswiderstand hat. Das Ergebnis einer Vergleichsberechnung, die diese Annahme bestätigt, ist weiter unten bei Behandlung des Trapezschützes angeführt.

Nachteile: Die Schräglage der Hauptträger hat zur Folge, daß ihre Füllstäbe länger werden als bei waagerechten Trägern, und daß die von den Füllstäben aufzunehmende Querkraft mit wachsender Trägerneigung zunimmt. Da es außerdem aus baulichen Gründen nicht möglich ist, die Hauptträgerhöhe nach den Wehrenden zu entsprechend der Abnahme des

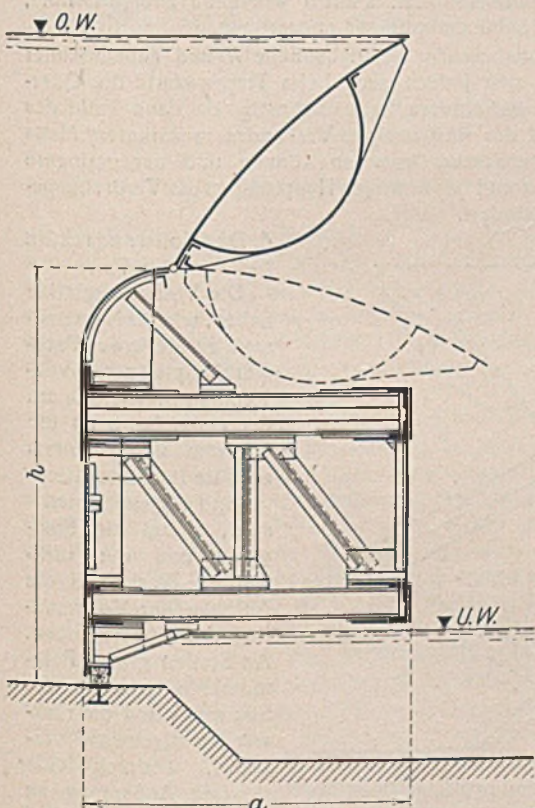


Abb. 1. Gewöhnliches Rollschütz.

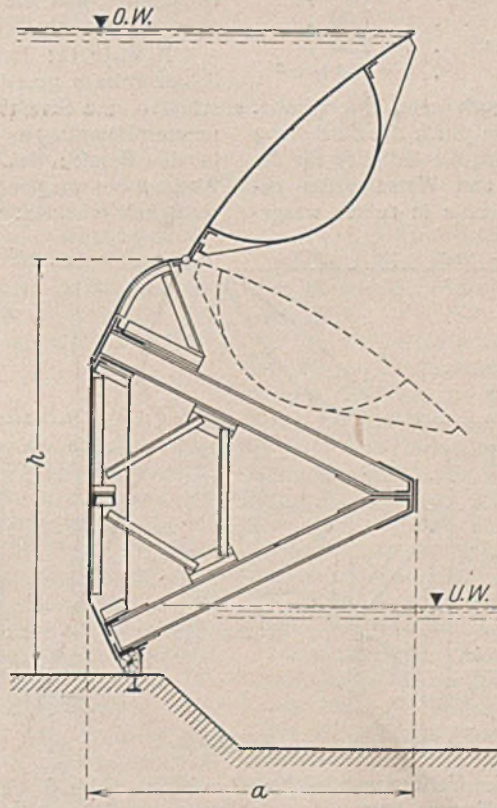


Abb. 2. Dreigurtschütz.

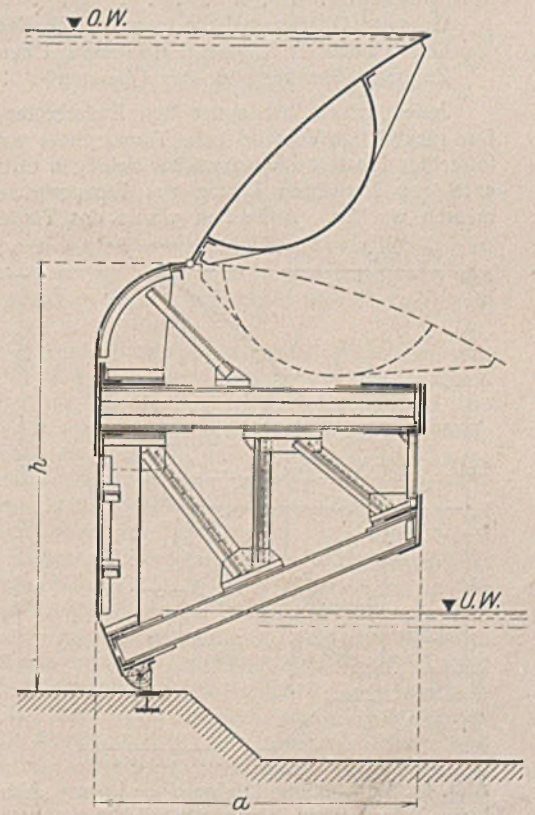


Abb. 3. Trapezschütz.

Feldmoments allmählich zu verringern, ist es verständlich, daß das Dreigurtschütz mehr Gewicht erfordert als das gewöhnliche Rollschütz. Schwierigkeiten bereitet oft der Entwurf und die werkstattechnische Ausbildung der abgeknickten Gurte, besonders bei großen Stützweiten, bei denen die von dem einzigen Zuggurt aufzunehmenden Kräfte sehr groß sind.

Eine Verringerung der lotrechten Bauhöhe h bedeutet eine Verminderung der Steifigkeit in lotrechter Richtung und gegen Verdrehung, außerdem rücken damit der untere schräge Träger und unter Umständen der gemeinsame Zuggurt weiter in das bewegte Unterwasser hinein, was bedeutet, daß bei verringerter Verdrehungssteifigkeit erhöhte Verdrehungskräfte zu erwarten sind.

Aus baulichen Gründen und zwecks besserer Aufnahme etwaiger Verwindungskräfte ist es üblich, das Dreigurtschütz mit der vollen Bauhöhe in die Pfeilernische zu führen. Bei großen Stützweiten, für die eine große Bauhöhe a erforderlich ist, kann hierdurch eine Verlängerung der Pfeilernische und damit der Pfeiler über das sonst notwendige Maß hinaus nötig werden.

3. Das Trapezschild (Abb. 3).

Vorteile: Das Trapezschild vereinigt manche Vorteile des gewöhnlichen Rollschützes mit denen des Dreigurtschützes.

Die Durchbildung ist einfacher als die des Dreigurtschützes, da der obere Hauptträger waagrecht liegt und rückwärts zwei Gurte vorhanden sind, die bei großen Stützweiten die Unterbringung der großen Gurtkräfte erleichtern. Der untere schräge Hauptträger ist ähnlich wie beim Dreigurtschütz dem Einfluß des Unterwassers weitgehend entzogen.

Da es als sicher gelten kann, daß die äußeren Kräfte beim Unterströmen des Schützes im allgemeinen nicht ungünstiger auf das Schütz wirken, als es beim Dreigurtschütz der Fall ist, ist noch die Frage zu klären, ob die Verdrehungssteifigkeit des Trapezschildes, die für die Beurteilung der Schwingungssicherheit von besonderer Bedeutung ist, wenigstens der des Dreigurtschützes gleichkommt, oder ob die oft aufgestellte Behauptung, daß das Dreigurtschild anderen Rollschützen mit zwei Fachwerkhauptträgern in der Verdrehungssteifigkeit um ein Mehrfaches überlegen ist, zutrifft. Zu diesem Zweck wurde für den gleichen Belastungsfall und für die gleichen äußeren Abmessungen ein Wehr einmal als Dreigurtschild und dann als Trapezschild entworfen. Bei jedem Schütz wurde eine gedachte Last von 1 t für 1 m, über die ganze Stützweite gleichmäßig verteilt und in waagerechter Richtung am unteren Stauwandgurt angreifend, angebracht und die Verformung der Schütze nach dem Verfahren der scheinbaren Verschiebungen in einem räumlichen Fachwerk berechnet. Der Lastangriffspunkt am unteren Stauwandriegel ermöglicht, die Verdrehungssteifigkeit und die Biegesteifigkeit in waagerechter Richtung mit Hilfe eines einzigen Lastfalles zu beurteilen. Der Berechnung liegen folgende Annahmen zugrunde:

- Lichte Weite 30,00 m
- Stützweite 31,00 "
- Gesamte Oberwasserhöhe (einschl. Überstau) 7,00 "
- Davon höchster Klappenstau (einschl. Überstau) 2,50 "
- Zulässige Spannung für den Überstau = 1,4 t/cm²

Jedes Schütz hat außer den Endschotten noch neun Querschotte. Der rückwärtige Verband beim Trapezschild wurde durch die Einziehung lotrechter Pfosten und schwacher Schrägen erreicht, die lediglich für die anteiligen lotrechten Lasten aus Eigengewicht und Wasserauflast bemessen wurden. Außerdem wurde das Trapezschild in seiner waage-

rechten Bauhöhe an den Enden eingeschnürt, während das Dreigurtschild mit voller Bauhöhe in die Pfeilernische geführt wurde. Wird das Trapezschild ebenfalls mit voller Bauhöhe in die Pfeilernische eingeführt, was baulich ohne weiteres möglich ist, so würden die Steifigkeitswerte des Trapezschildes im Vergleich zu den unten angegebenen Zahlen noch eine Verbesserung erfahren.

Die Steifigkeit des Trapezschildes kann ohne großes Mehrgewicht auch durch eine Verstärkung des rückwärtigen lotrechten Verbandes gesteigert werden. Um seinen Einfluß zu ermitteln, wurde die Verformung eines Trapezschildes ohne rückwärtigen Verband ebenfalls ermittelt.

Auf Grund dieser Voraussetzungen wurden die Verformungen in Schützmitte berechnet. Die erhaltenen Werte sind in Abb. 4, 5 u. 6 eingetragen. Abb. 4 zeigt das Trapezschild ohne rückwärtigen Verband und mit Einschnürungen an den Enden, Abb. 5 das Trapezschild mit rückwärtigem Verband und mit Einschnürungen an den Enden, Abb. 6 das Dreigurtschild ohne Einschnürung der Hauptträger an den Wehrenden.

Verformung	Trapezschild ohne rückw. Verband mit Einschnürung	Trapezschild mit rückw. Verband mit Einschnürung	Dreigurtschild ohne Einschnürung
Verdrehung der Stauwand . . .	4' 36"	1' 44"	1' 35"
Größte waagerechte Verschiebung am unt. Stauwandgurt	3,95 mm	2,54 mm	2,75 mm

Es ist demnach offensichtlich, daß die Steifigkeit des Trapezschildes mit rückwärtigem Verband selbst bei einer Einschnürung an den Schützenden der des Dreigurtschildes praktisch gleich ist, und daß sie, falls der volle Schützquerschnitt, so wie er in Wehrmitte vorhanden ist wie beim Dreigurtschild, bis in die Pfeilernischen hinein durchgeführt wird, sogar der des Dreigurtschildes überlegen sein kann. Die eingangs erwähnte angebliche Überlegenheit der Steifigkeit des Dreigurtschildes kann also nur auf Fachwerkrollschütze ohne rückwärtigen lotrechten Verband zutreffen.

In lotrechter Richtung wird die Steifigkeit des Trapezschildes sich von der des Dreigurtschildes nicht viel unterscheiden, da die Stauwand gleich hoch ist und die Mitwirkung der Aufsatzklappe bei beiden Wehrarten die gleiche ist. Zwar sind beim Dreigurtschild die Gurte an der Stauwand etwas mehr gespreizt. Dafür hat das Trapezschild noch einen zusätzlichen rückwärtigen Verband, der einen gewissen Ausgleich bringen wird.

Das Einschnüren des Schützquerschnitts an den Pfeilern zur Erzielung geringerer Pfeilerlängen ist bei dem Trapezschild baulich etwas leichter auszubilden als beim Dreigurtschild. Es besteht aber auch die Möglichkeit, den vollen trapezförmigen Querschnitt in die Pfeilernischen einzuführen und die Schützlaufrollen, ähnlich wie beim Dreigurtschild, ober- und unterhalb der Schützauptträger anzuordnen.

Nachteile: Bei abnehmender Schützbauhöhe h und zunehmender Schützbreite a gestalten sich jedoch auch beim Trapezschild die Querschnitts- und Steifigkeitsverhältnisse bald ungünstig, da dann Teile des unteren Hauptträgers und des rückwärtigen Verbandes in stärkerem Maße in den Bereich des Unterwassers kommen können und der geringere Abstand des waagerechten und des schrägen Hauptträgers die Verdrehungssteifigkeit erheblich vermindert.

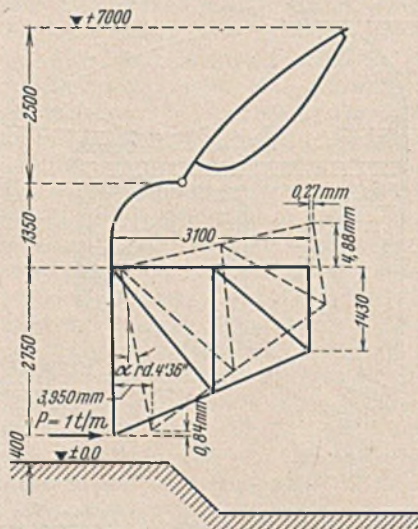


Abb. 4. Verformung infolge $P=1\text{ t/m}$ beim Trapezschild ohne rückwärtigen Verband und mit Einschnürung der Hauptträger an den Wehrenden.

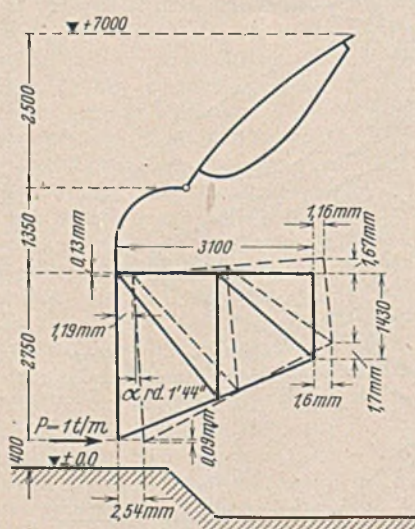


Abb. 5. Verformung infolge $P=1\text{ t/m}$ beim Trapezschild mit rückwärtigem Verband und mit Einschnürung der Hauptträger an den Wehrenden.

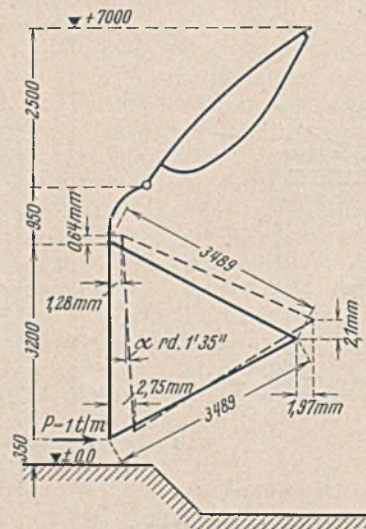


Abb. 6. Verformung infolge $P=1\text{ t/m}$ beim Dreigurtschild ohne Einschnürung der Hauptträger an den Wehrenden.

4. Das Vollwandschild (Abb. 7).

Die Vollwandschilder haben, wie ihr Name besagt, an Stelle der Fachwerkhauptträger vollwandige Bleche, die auf der einen Seite an die Stauwand und rückwärts an eine lotrechte Blechwand angeschlossen sind, wobei die Stauwand und die rückwärtige Blechwand die Aufgabe der Vollwandträgergurte übernehmen. An Stellen großer Feldmomente werden die Stauwand und die rückwärtige Blechwand verstärkt, wodurch eine gewisse Anpassung an den Momentenverlauf ermöglicht wird. Der Querschnitt der Voll-

wandschütze kann dreieckförmig, trapezförmig (Abb. 7), rechteckig oder auch hohlkörperartig sein.

Vorteile: In hydraulischer Beziehung gelten die Vor- und Nachteile der Fachwerkschütze mit entsprechender Querschnittform. Baulich und werkstattmäßig sind die Vollwandschütze als sehr günstig anzusehen. Ihre geschlossene Querschnittsform verhindert das Eindringen und Festsetzen von Geschwemmsel im Schützkörper von Unterwasser her, wodurch die Unterhaltung im Betriebe erleichtert wird. Die Steifigkeit der Vollwandschütze ist in jeder Richtung erheblich größer als die der Fachwerkschütze.

Der äußere Anblick eines Vollwandschützes wirkt im allgemeinen ansprechender als der eines stark gegliederten Fachwerkschützes, das überdies oft durch Geschwemmselrückstände innerhalb des Fachwerks verunreinigt ist.

Nachteile: Der wesentlichste Nachteil der Vollwandschütze ist ihr sehr großes Gewicht, das etwa 10% höher ist als das eines Fachwerkschützes. Dazu kommt noch, daß ein Zusammenziehen des Schützquerschnitts nach den Wehrenden zu zum Zwecke der Verringerung der Nischen- und Pfeilerlänge und zur Verringerung des Schützgewichtes aus baulichen Gründen praktisch kaum möglich ist. Gerade bei großen Stützweiten, bei denen die waagerechte Breite a groß wird, ist jedoch diese Tatsache von Bedeutung.

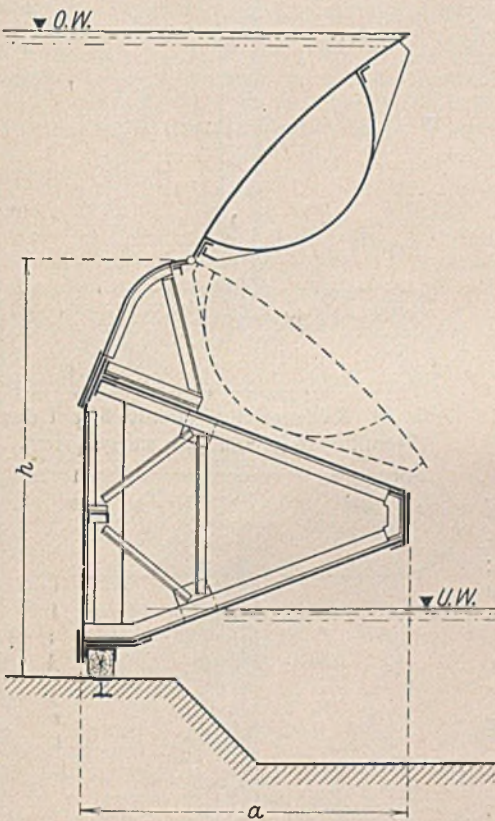


Abb. 7. Vollwandschütz.

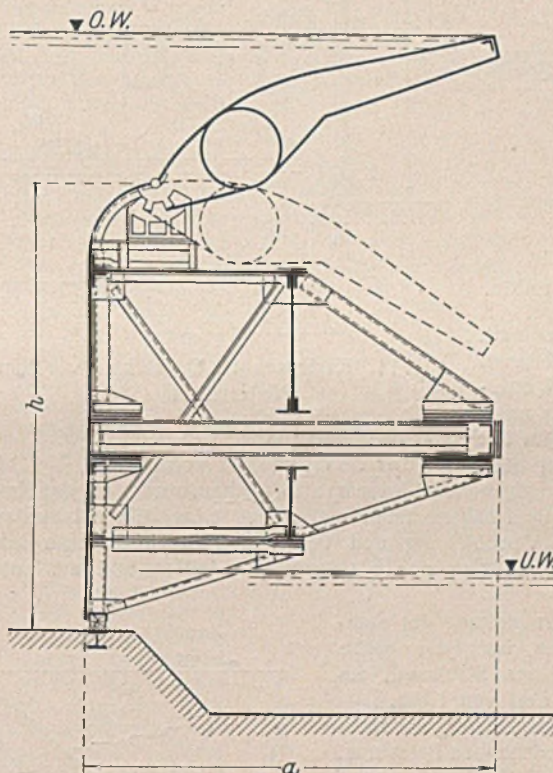


Abb. 8. Kastenschütz.

Wird die lotrechte Bauhöhe h klein, so gilt in hydraulischer Beziehung das gleiche wie bei den Fachwerkschützen, da dann die untere Blechwand stärker in das Unterwasser taucht. Im Falle die Neigung der unteren Wand nicht groß genug ist, können auch Sogkräfte an der unteren Wand beim Unterströmen des Schützes auftreten und Schützwahlungen hierdurch hervorgerufen werden.

5. Das Kastenschütz für große Spannweiten.

Alle vorgenannten Schützbauarten bestehen aus zwei waagerechten oder schrägen Hauptträgern oder vollwandigen Hauptträgerblechwänden, die bei geringer lotrechter Bauhöhe h den Nachteil haben, daß der Abstand der Hauptträger voneinander und damit die Verdrehungssteifigkeit der Schütze gering wird, während andererseits gerade dann die Verwindungskräfte infolge der hydraulischen Kräfte durch tieferes Eintauchen des unteren Hauptträgers in das bewegte Unterwasser zunehmen.

Da alle auf einen Schützkörper wirkenden äußeren Kräfte zerlegt werden können in eine waagerechte Kraft, eine lotrechte Kraft und ein Drehmoment, genügt es, wenn ein Schützkörper aus einem einzigen lotrechten Träger, einem einzigen waagerechten Träger und einem Verdrehungskörper besteht. Wirtschaftlich bildet man den Verdrehungskörper so aus, daß er gleichzeitig zur Aufnahme der lotrechten und waagerechten Kräfte mit herangezogen werden kann. Es ist ferner vorteilhaft, die Höhenlage des einzigen waagerechten Trägers so zu wählen, daß sie mit der Höhenlage der Mittelkraft der äußeren Kräfte aus dem Wasserdruck möglichst zusammenfällt.

a) Das Kastenschütz alter Bauart (Abb. 8).

Zum erstenmal ist dieser Baugedanke im Großwehrbau bei einem Kastenschütz angewendet worden, dessen Querschnitt in Abb. 8 wiedergegeben ist. Dieses Schütz hat eine Stützweite von rd. 42 m. Der lotrechte Träger wird durch die Stauwand, der waagerechte Träger durch einen großen Fachwerkhauptträger und der Verdrehungskasten durch die Stauwand, zwei waagerechte und einen lotrechten Nebenträger gebildet²⁾.

Eigenschaften: Da die Bauhöhe der waagerechten Nebenträger gering ist, können sie nur wenig von dem Wasserdruck, der auf die Stauwand wirkt, unmittelbar übernehmen und in die Auflager leiten, vielmehr geben sie ein Teil dieser Lasten von Schott zu Schott an den Hauptträger ab. Dieses Zusammenwirken der Nebenträger und des waagerechten Hauptträgers ist nicht ohne weiteres einfach statisch zu erfassen. Die Querschotte erhalten dadurch eine etwas umständliche Ausbildung.

Ein weiterer baulicher Nachteil liegt darin, daß die Füllstäbe des Hauptträgers, die aus Pfosten und aus fallenden und steigenden Schrägen bestehen, jedesmal durch die Rückwand des Verdrehungskastens hindurchgeführt werden müssen. Ferner benachteiligt die rechteckige Form des Kastens oben die Absenkbarkeit und günstige Gestaltung der Überfallklappe und schafft an der unteren Wand eine unerwünschte Angriffsmöglichkeit für die Wirbelströmung des Unterwassers. Vorteilhaft ist dagegen, daß an den Enden der waagerechte Hauptträger eingezogen ist, wodurch an Pfeilerlänge gespart wird. Die Verdrehungssteifigkeit leidet dabei nicht, da der Kasten mit vollem Querschnitt in die Nische eingeführt und dort starr an die Endschotte angeschlossen wird.

Dieses Kastenschütz hat den Nachteil eines verhältnismäßig großen Gewichtes, wobei jedoch berücksichtigt werden muß, daß nach dem damaligen Stand der Technik keine andere Schützbauweise wegen der geringen waagerechten Bauhöhe h von rd. 4,7 m bei einer Stützweite von 44,6 m und einer Schützbreite a von rd. 4,4 m in Frage kam. Betrieblich hat sich das Schütz, soweit bekannt, gut bewährt. Trotz einiger Nachteile bei diesem ersten Kastenschütz ist an dem Grundsatz festzuhalten, daß bei beschränkten lotrechten Schützbauhöhen, bei großen Aufsatzklappenhöhen und hohen Unterwasserständen das Schütz mit einem einzigen waagerechten Hauptträger die gegebene Bauart ist, da bei geeigneter Querschnittsgestaltung über dem Hauptträger genügend Raum zum Umlegen der Klappe bleibt und der Hauptträger weniger tief in das Unterwasser taucht als es der Fall ist, wenn zwei Hauptträger vorhanden sind.

b) Das Kastenschütz neuer Bauart.

Diese Erwägungen führten zur Entwicklung eines Kastenschützes nach Abb. 9, 10, 11 u. 12.

Der Schützkörper. Der eigentliche Schützkörper besteht aus dem Verdrehungskasten, dem rückwärtigen Zuggurt, den Querschotten des Kastens und den Pfosten zwischen Verdrehungskasten und rückwärtigem Zuggurt.

Der waagerechte Hauptträger stellt einen Langerschen Balken dar. Der biegesteife Druckgurt wird durch den Verdrehungskasten gebildet, der aus der Stauwand besteht, an die die Kastenwände anschließen. Um Raum für das Umlegen der Klappe zu lassen und um möglichst wenig Bauteile dem Unterwasser auszusetzen, sind die Kastenwände, die an die Stauwand anschließen, schräg, nach dem Unterwasser zu sich gegenseitig nähernd, angeordnet. Während der Verdrehungskasten über die ganze Wehrlänge die gleiche Höhe und Breite beibehält, also mit vollem Querschnitt in die Pfeilernischen geführt wird, ist der rückwärtige Zuggurt bogenförmig abgelenkt (Abb. 10), so daß der Schützkörper in der Wehrmitte die größte waagerechte Baubreite a (Abb. 9) und nach den Pfeilern zu eine erheblich geringere Baubreite a' (Abb. 11) aufweist.

Außerordentlich vereinfacht wird die Durchbildung des Schützes dadurch, daß — entsprechend dem Langerschen Balken — zwischen dem abgelenkten Rückengurt und dem Verdrehungskasten, der statisch gesehen einen biegesteifen Balken darstellt, nur lotrechte Pfosten und keine Schrägen vorgesehen sind. Die Pfosten zwischen dem Rückengurt und der Kastenrückwand sind derartig bemessen und so an die Kasten-

²⁾ Bautechn. 1933, S. 323; Müller-Witte-Odenkirchen, Die eisernen Wehrverschlüsse des Weserwehres bei Dörverden.

querschotte angeschlossen, daß sie das Eigengewicht des Rückengurtes und ihr eigenes Gewicht auf die Querschotte des Kastens übertragen.

Die Aufsatzklappe. Die Ausbildung der Aufsatzklappe als Fischbauchklappe mit Gelenklagern bringt nichts Neues. Dagegen ist die Klappenbreite, entsprechend der Verringerung der waagerechten Schützbreite a nach den Wehrenden zu, ebenfalls nach den Wehrenden zu verringert, und zwar stufenförmig (Abb. 12). Trotz der Abstufung bleibt der eigentliche Schützkörper bei jeder Klappenstellung von der Klappe überdeckt, so daß das überströmende Wasserband niemals den Hauptträger oder andere Teile des Schützkörpers treffen kann.

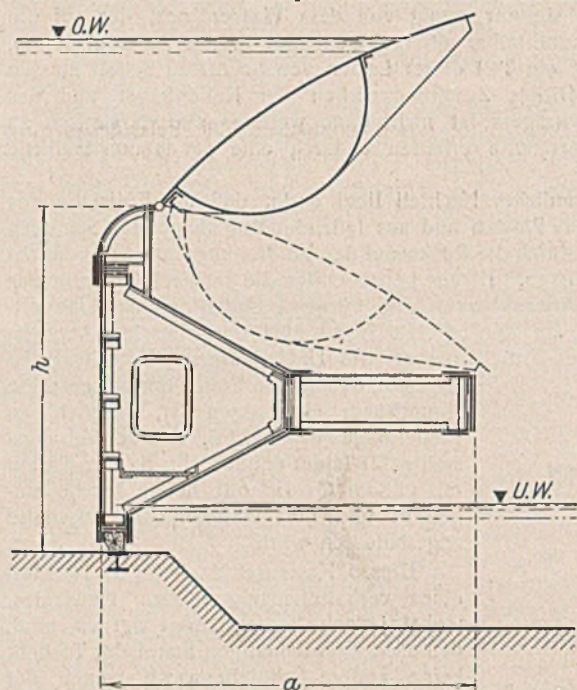


Abb. 9. Kastenschütz. Querschnitt in Schützmitte.

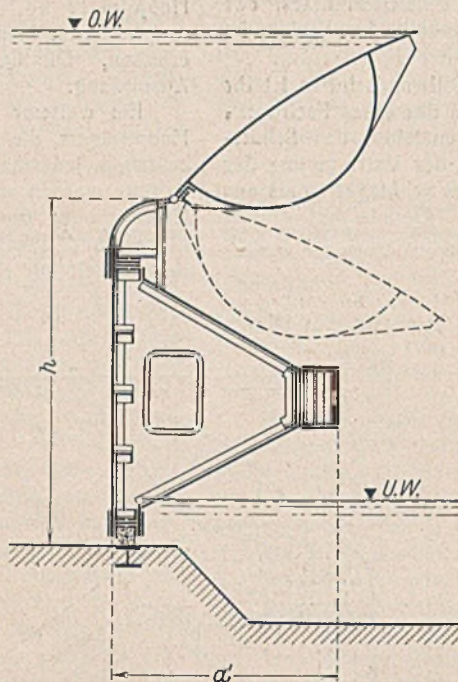


Abb. 11. Kastenschütz. Querschnitt vor dem Pfeilerschild.

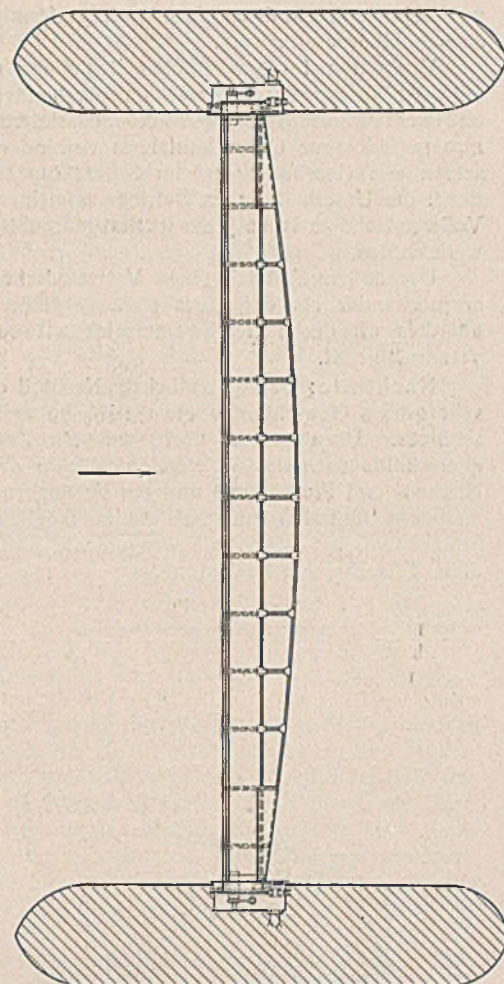


Abb. 10. Kastenschütz. Draufsicht auf den Wehrkörper (Stauklappe weggelassen).

der Überfallstrahl verschiedene Umrißlinien annimmt. Der scharfe Übergang zwischen den verschiedenen Klappenbreiten soll außerdem das überfallende Wasserband reißen und eine Belüftung des Raumes unter der Klappe herbeiführen, der übrigens außerdem noch von den Wehnrissen her belüftet wird.

Berechnung der Steifigkeit im Vergleich mit der des Dreigurtschützes. Um einen Vergleich mit den oben für das Dreigurtschütz angegebenen Werten zu ermöglichen, werden für das Kastenschütz die obengenannten Berechnungsgrundlagen angenommen und folgende Lastfälle unterschieden:

Lastfall 1. Ermittlung der waagerechten Verschiebung und Verdrehung in Schützmitte infolge einer gedachten waagerechten, über die ganze Stützweite gleichmäßig verteilten und am unteren Kastenrande angreifenden Last von 1 t/m.

Lastfall 2. Ermittlung der lotrechten Verschiebung der Stauwand in Schützmitte infolge einer gedachten, über die ganze Stützweite gleichmäßig verteilten und an der Stauwand, am unteren Kastenrande angreifenden lotrechten Last von 1 t/m.

Lastfall 3. Ermittlung der waagerechten Verschiebung des rückwärtigen Gurtes in Schützmitte infolge der tatsächlichen Belastung.

Verformung	Lastfall	Kastenschütz neuer Bauart	Dreigurtschütz
Stauwandverdrehung	1	~ 50"	~ 1' 35"
Größte waagerechte Verschiebung an der Stauwand unten	1	~ 1,44 mm	~ 2,75 mm
Größte lotrechte Durchbiegung der Stauwand	2	~ 1,78 .	~ 1,78 .
Größte waagerechte Verschiebung des rückwärtigen Gurtes	3	~ 22,0 .	~ 38,0 .

Die obigen Berechnungsergebnisse zeigen offensichtlich, daß das neue Kastenschütz eine große Steifigkeit gegen Verbiegung und Verdrehung hat. Dieses Ergebnis konnte bereits auf Grund einfacher Überlegungen vorausgesagt werden, denn die Durchführung des vollwandigen Verdrehungskastens mit dem vollen Querschnitt bis zu den Endschotten in den Pfeilernischen ließ von vornherein auf eine große Verdrehungssteifigkeit schließen. Die überraschend große Steifigkeit in waagerechter Richtung ist durch die sprengwerkartige Wirkung des bogenförmigen rückwärtigen Zuggurtes erklärlich. Das Zusammenziehen der Schützbreite a und der Klappenbreite bringt die Vorteile der Pfeilerverkürzung und der Verminderung der Wasserauflast mit sich.

Die gesamte Schützbreite a in Wehrmitte hat bei dem neuen Kastenschütz etwa die gleiche Größe wie das Maß a bei dem Kastenschütz alter Bauart oder bei den anderen Fachwerkrollschützen. Dagegen ist

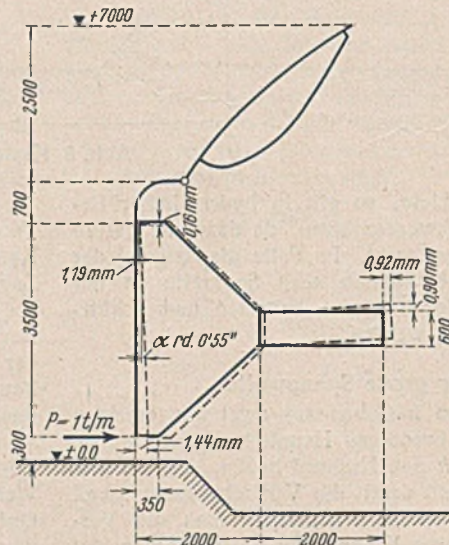


Abb. 13. Verformung infolge $P = 1 \text{ t/m}$ beim Kastenschütz nach Abb. 9.

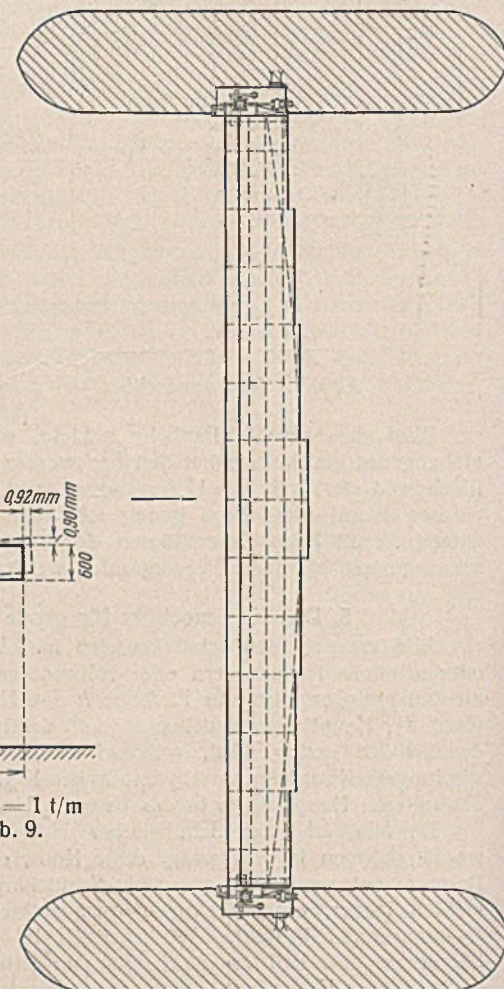


Abb. 12. Kastenschütz. Draufsicht auf die umgelegte Stauklappe.

die waagerechte Breite des Verdrehungskastens des neuen Kastenschützes etwa nur halb so groß wie die waagerechte Baubreite a eines Vollwand-schützes (Abb. 7). Infolgedessen taucht der Verdrehungskasten nur mit einem verhältnismäßig kleinen Querschnittsanteil in das Unterwasser. Der hochliegende Rückengurt und der Fortfall der Hauptträgerschrägen schaffen Voraussetzungen dafür, daß das bewegte Unterwasser dem Schütz wenig anhaben kann. Der Schützquerschnitt ermöglicht es, die Aufsatzklappe sehr weit umzulegen, so daß eine reichliche Wasserabführung über die Stauklappe gewährleistet ist.

Gewichtsmäßig verhält sich das neue Kastenschütz um so günstiger, je größer die Stützweite und je geringer die lotrechte Schützbauhöhe h werden, wobei natürlich bauliche und hydraulische Bedingungen die Grenzfälle bestimmen. Bei großen Stützweiten liegt das Gewicht des Kastenschützes unter dem Gewicht von etwa gleichwertigen Fachwerkrollschützen.

Die Durchbildung des Schützes ist werkstatentechnisch sehr einfach und bietet nach der Inbetriebnahme die Möglichkeit leichter Instandhaltung, da für den Rost und für das Festsetzen von Geschwemmeln weniger Angriffspunkte als bei Fachwerkschützen vorhanden sind.

Vermischtes.

Neunte Holztagung. Die diesjährige Tagung des Fachausschusses für Holzfragen beim Verein Deutscher Ingenieure und beim Deutschen Forstverein findet am 29. und 30. November im VDI-Haus in Berlin statt. Die Vorträge, über die wir berichten werden, behandeln Rohholzfragen, den Holzbau, wobei besonders neuere Bauweisen berücksichtigt werden, den Holzschutz und die Holz Trocknung. Auskunft erteilt die Geschäftsstelle des Fachausschusses, Berlin NW 7, Hermann-Göring-Str. 27 (VDI-Haus).

Bau großer Bewässerungsanlagen in Portugal¹⁾. Bereits im Jahre 1930 wurde in Portugal der Bau großer Bewässerungsanlagen als Mittel zur Förderung der Landeskultur erörtert. Zur Durchführung der notwendigen Vorarbeiten wurden dann die „Junta Autonoma das Obras de Hidraulica Agricola“ unter Vorsitz des ebenso umsichtigen wie tatkräftigen Ingenieurs Trigo de Moraes gegründet. Sofort wurde, unter Beziehung erfahrener italienischer Sachverständiger, mit den umfangreichen Vorarbeiten zur Ermittlung der Wasser- und Bodenverhältnisse

begonnen, die auch jetzt noch neben der Bauausführung weitergeführt werden. 1935 konnte die Junta der Regierung einen umfassenden Plan vorlegen, der bei einem Kostenaufwande von etwa 580 Mill. escudos (49,3 Mill. RM) zunächst die Bewässerung einer Fläche von 110 000 ha vorsah, während ein Gebiet von 400 000 ha voraussichtlich bewässerungs- und kulturfähig sein wird (Abb. 1). Inzwischen konnten weitere große Gebiete in die künftige Bewässerung einbezogen werden, wie z. B. bei Mondego, wo statt der ursprünglich vorgesehenen 18 000 ha nunmehr 60 000 ha bewässert werden können.

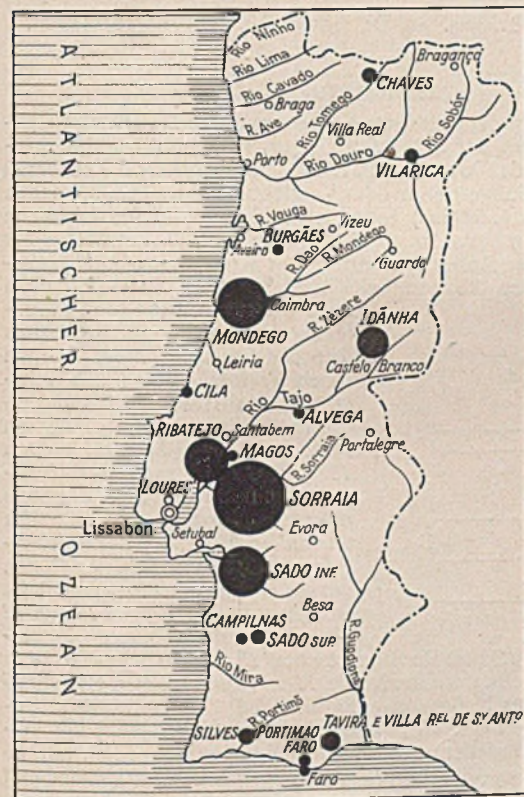


Abb. 1. Bewässerungsgebiete in Portugal.

Von den im Bau befindlichen Sperren sind namentlich zwei Abschlußdämme im Sadotale südlich Lissabon (Abb. 2) und einer am Tago zu erwähnen. Durch sie werden etwa 1500 ha Land mit einem Kostenaufwande von etwa 19,5 Mill. RM, d. h. etwa 1300 RM/ha, bewässert. Sowohl im Sado- als auch im Galotale werden die Staudämme in der durch Abb. 3 veranschaulichten Weise ausgeführt. Wasserseitig wird hier die ganze Dammfäche mit 6 mm dickem Stahlblech auf 10 cm dicker Betonunterlage verkleidet. Für die Staudämme im Sadotale ist folgendes bemerkenswert: 1. wasserseitig 1,5 bis 2,50 m breiter, 2,00 bis 4,50 m tiefer Betonsporn nach vorheriger Verdichtung des Untergrundes durch Zementeinpressung; 2. Verkleidung der wasserseitigen Dammoberfläche mit 7,50 x 2,50 m großen, 6 mm dicken Stahlblechtafeln; 3. wasserseitig 10 cm hohe Betondecklage als Unterlage für die erwähnte Stahlblechverkleidung; 4. darunter eine oben 0,80 m, unten 3 m dicke Abgleichschicht aus Mauerwerk in Zementmörtel; 5. unten 8 m, oben 3 m dicke Felspackung aus wenigstens 70% Blöcken von mindestens

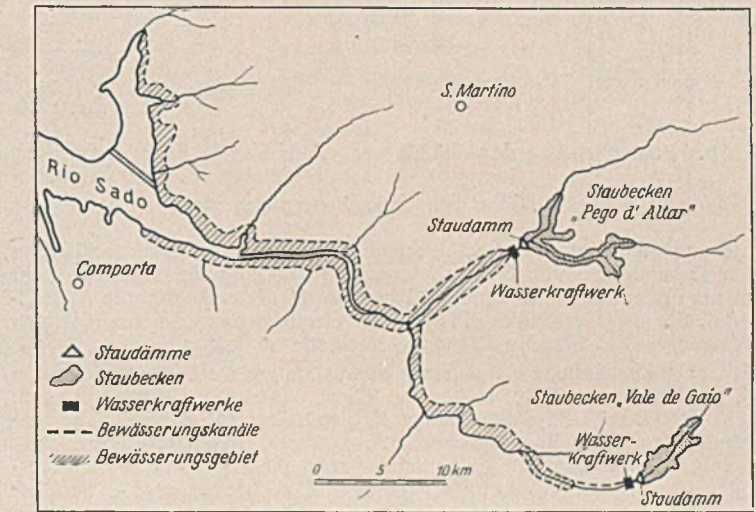


Abb. 2. Staubecken im Sado- und Galotale.

Das im Sadotale durch den Pego di Altar-Damm geschaffene Staubecken hat ein Fassungsvermögen von etwa 80 Mill. m³, wovon 75 Mill. m³ für die Bewässerung von 6000 ha zur Verfügung stehen. Hierfür sind etwa 90 km Verteilungskanäle erforderlich. Das Einzugsgebiet dieses Staubeckens mißt 750 km²; die mittlere Niederschlagsmenge ist zu 558 mm, der Abflußwert zu 0,195 ermittelt worden. Die gesamte Wassermenge wird zur Gewinnung elektrischer Kraft (vom März bis September etwa 5,2 Mill. kWh) genutzt.

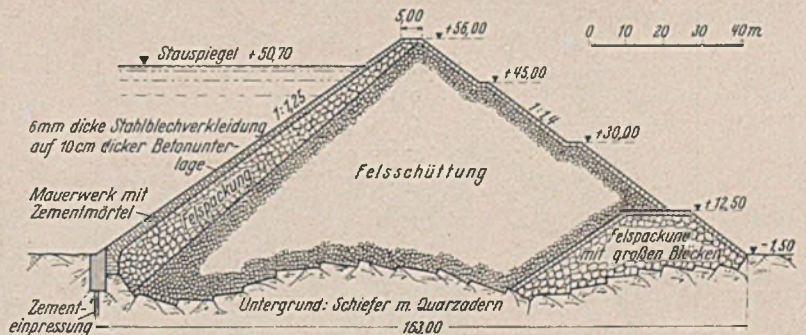
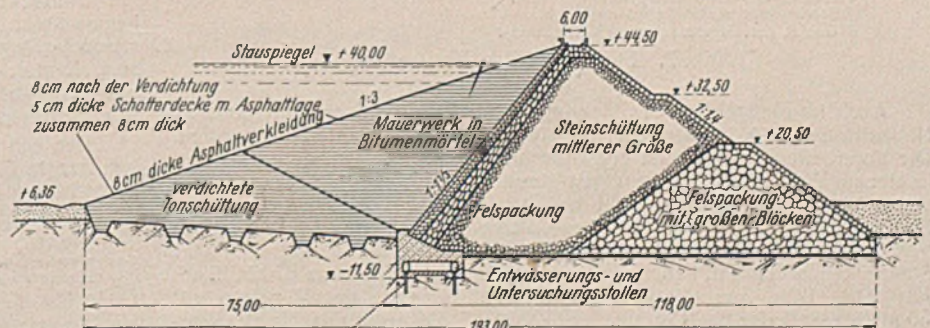


Abb. 3. Staudamm im Sadotale.

Die Ausbildung des im Galotale im Bau befindlichen Abschlußbauwerkes zeigt Abb. 4. Die Erdschüttung wird hier in Lagen von 30 bis 40 cm aufgebracht und mit Schafffußwalzen von 5 bis 6 t Gewicht



durch Zementeinpressung gebildete Wand

Abb. 4. Staudamm im Galotale.

¹⁾ Dr.-Ing. Pietro Vecellio in Ann. Lav. Pubb., März 1940, S. 232 bis 240 mit 13 Abb.

verdichtet. Der gewöhnliche Wasserstand des Beckens liegt bei +40,00, der höchste Wasserstand bei +42 bis +42,5. Die besonderen Merkmale dieses Bauwerkes sind folgende: 1. der wasserseitige Böschungsfuß hat die Form eines Dreiecks mit der Spitze bei +18,50. Diese Art der Ausführung hat man gewählt, um den Fluß vorübergehend umzuleiten; 2. wasserseitig erhält die Erdböschung zum Schutze gegen Aus-

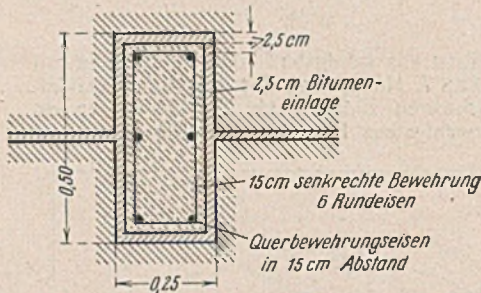


Abb. 5b. Fugendichtung des Widerlagers.

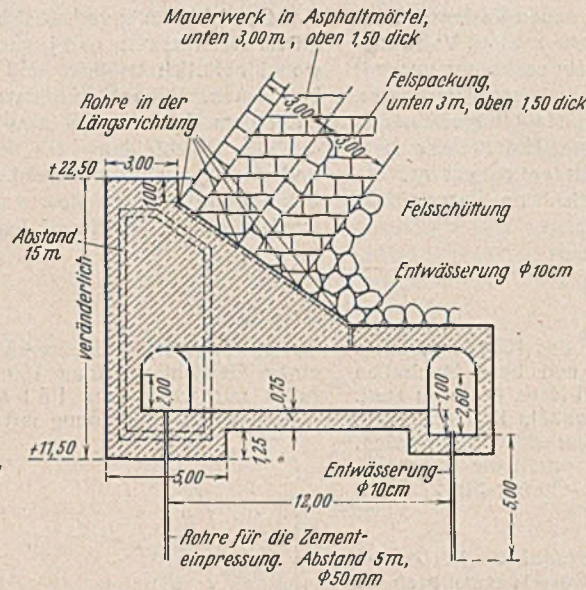


Abb. 5a. Widerlager für die Abdeckschichten der Steinschüttung mit Entwässerungs- und Untersuchungsstollen.

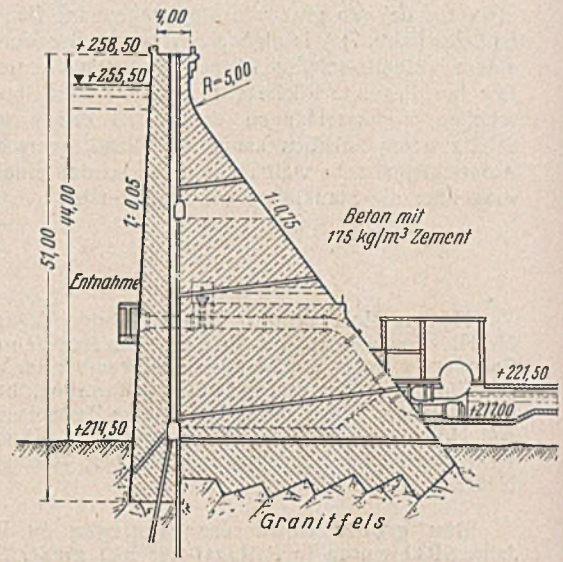


Abb. 6. Staudamm im Ponsulale.

Abb. 5a u. 5b. Einzelheiten des Staudammes im Gaiotale.

waschung eine 5 cm dicke Schotterlage mit doppelter Asphaltdecklage in einer Gesamtdicke von 8 cm; 3. zwischen Erd- und Felschüttung liegt eine am Fuße 3 m, in Kronenhöhe 1 m dicke Mauerwerkschicht in Asphaltmörtel, die nach Ansicht der Planfertiger elastisch genug ist, um etwaigen Bewegungen des Staudammes ohne Nachteile zu folgen.

Der in Kronenhöhe 400 m lange Staudamm (größte Länge in der Sohle 193 m) hat eine größte Höhe von 65 m. Die Felschüttung umfaßt etwa 400 000 m³, die wasserseitige Erdschüttung 155 000 m³. Für die Gründung müssen überdies etwa 250 000 m³ Boden ausgeschachtet werden. Einige bauliche Einzelheiten zeigt Abb. 5. Das Fassungsvermögen des Staubeckens beträgt etwa 60 Mill. m³, wovon etwa 40 Mill. m³ für Bewässerungszwecke verfügbar sind. An Kraftstrom können während der Monate Mai bis Oktober etwa 2,6 Mill. kWh gewonnen werden.

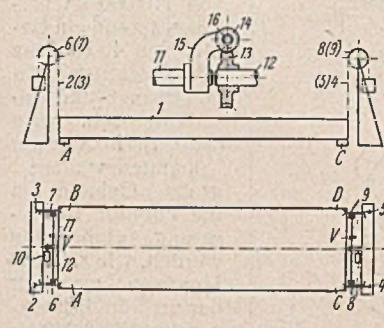
Ein weiteres bedeutendes Bauwerk ist die nur wenige Kilometer von der spanischen Grenze entfernte Talsperre Idanha a Nova am Rio Ponsul, einem rechten Nebenflusse des Tago (Abb. 6). Diese Staumauer hat rechteckigen Grundriß und eine Höhe von 51 m; der Staubeckeninhalt beträgt etwa 70 Mill. m³. Der Untergrund der aus Beton hergestellten Staumauer ist Granit.

der in Beton auszuführenden Staumauer von Ceira werden alle übrigen Abschlußbauwerke in der oben beschriebenen Weise der Staumämme des Sado- und Gaiotales ausgeführt.

Dr.-Ing. und Dr. rer. pol. Haller VDI, Tübingen.

Patentschau.

Vorrichtung zum gleichmäßigen Aufsetzen eines mehrfach unterstützten Hubtragwerks auf seine Stützler, insbesondere für Hubbrücken. (Kl. 19d, Nr. 642 061 vom 19. 7. 1933, Demag AG in Duisburg.) Um Seillängen des Hubgetriebes oder Verziehungen des anzuhebenden Teiles (z. B. eines Brückenträgers) auszugleichen, wird die Antriebswelle jeder Gruppe von Hubmitteln in zwei Teile zerlegt, die mittels einer Verstellvorrichtung unter Aufrechterhaltung der Kraftübertragung gegeneinander verdreht werden können. Der Brückenträger setzt sich dann nach der Herstellung ganz gleichmäßig auf seine Auflager auf. Der Brückenträger 1 ist an den durch Treibscheiben 6 bis 9 bewegten Hubmitteln 2 bis 5 aufgehängt. Zum Antrieb dient ein Motor 10, der über zwei Wellen 11 und 12 je zwei der Treibscheiben und damit zwei der Seile oder Seilgruppen antreibt. Um nun zu erreichen, daß der Brückenträger an den vier Punkten A—D, auf die er abgestützt ist, gut anliegt, ist zwischen den Wellen 11 und 12 eine Verstellvorrichtung V vorgesehen. Auf der Welle 12 sitzt ein Schneckenrad 13, dessen Schnecke 14 in dem seitlichen Rahmen eines mit der Welle 11 fest verbundenen Halters 15 gelagert ist. Während des Hebens oder Senkens der Last steht der selbsthemmende Schneckentrieb für die Wellen 11, 12 still. Liegen beim vorläufigen Aufsetzen des Brückenträgers nicht sämtliche vier Ecken auf, so wird eine Kurbel an den Vierkant 16 der Schneckenwelle gesetzt und eine Verdrehung der beiden Wellen gegeneinander herbeigeführt, so lange, bis die vorher frei im Seil hängende Ecke der Last ebenfalls aufliegt, was am Widerstand des Schneckenrades leicht festgestellt werden kann.



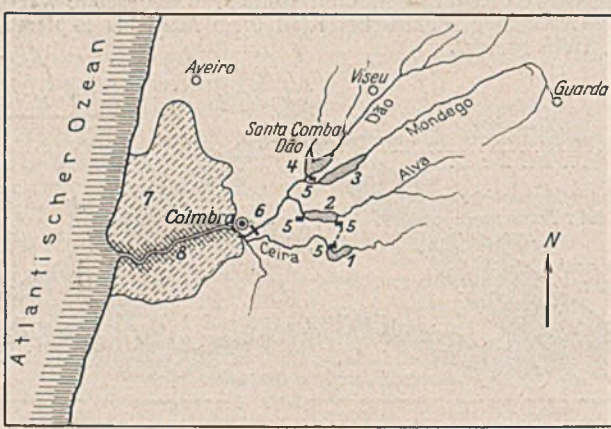
Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Straßenwesen. Ernannt: zum Regierungsbaussessor: Bauassessor bei der Staatl. Bauleitung für die Ostmarkstraße in Regen Karl Müller unter Berufung in das Beamtenverhältnis; zum Regierungsbaurat: Dipl.-Ing. Lebrecht Bley, Dr.-Ing. Woldemar Schilling beim Reichsstatthalter in Niederdonau unter Berufung in das Beamtenverhältnis.

Der mit der Leitung des Straßen- und Flußbauamtes Schweinfurt beauftragte Regierungsbaurat Konrad Haecckel führt fortan die Amtsbezeichnung Bauamtsdirektor.

INHALT: Der Wasserzudrang beim Bau des Bral-Tunnels in der Slowakei. — Der Coulombsche Erddruck aus Hinterfüllung und bei Auflasten, insbesondere Kurzstreckenlasten. — Rollschütze für große Durchflußweiten. — Vermischtes: Neunte Holztagung. — Bau großer Bewässerungsanlagen in Portugal. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.



- 1 Staubecken Ceira-Staudamm 110 m hoch, Beckeninhalte 75 Mill. m³.
- 2 Staubecken Alva-Staudamm 60 m hoch, Beckeninhalte 100 Mill. m³.
- 3 Staubecken Mondego-Staudamm 90 m hoch, Beckeninhalte 350 Mill. m³.
- 4 Staubecken Dão-Staudamm 60 m hoch, Beckeninhalte 120 Mill. m³.
- 5 Elektrische Wasserkraftanlage für jährlich etwa 250 Mill. kWh.
- 6 Entnahme für die Bewässerungskanäle.
- 7 Bewässerungsgebiet, etwa 60 000 ha.
- 8 Gebiet der Urbarmachung (Melioration).

Abb. 7. Flußgebiet des Mondego.

Auch im Flußgebiete des Mondego (Abb. 7) mit seinen drei größeren Nebenflüssen Daó, Alva und Ceira sind bedeutende Bauten vorgesehen. Die Vorarbeiten sind bereits zum Abschluß gebracht. Die wesentlichsten Zahlenangaben dieses großzügigen Bewässerungsplanes sind bei Abb. 7 vermerkt. Zwischen den Staubecken von Ceira und Alva ist ein 10 km langer Stollen geplant, um auf diese Weise den zwischen beiden Becken vorhandenen Höhenunterschied von 70 bis 80 m auszunutzen. Die vier Staubecken zusammen haben ein Fassungsvermögen von etwa 650 Mill. m³. Mit ihrer Hilfe kann die künftige Regelabflußmenge des Mondego mit 50 m³/sek und die bei Coimbra mit 2000 m³/sek ermittelte Hochwassermenge entsprechend geregelt werden. Dem nördlich Coimbra gelegenen Bewässerungsgebiete wird das Wasser durch einen etwa 5 km langen, unter der Stadt hindurchzuführenden Stollen zugeleitet. Abgesehen von