

# DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 17. Juni 1938

Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

## Gestaltung der Widerlager massiver und stählerner Brücken.

Von G. Schaper.

Alle Brücken, welche Bedeutung sie auch haben und wo sie auch immer stehen, müssen Bauwerke sein, die den Regeln guter Gestaltung in ihren Hauptlinien und in den Einzelheiten entsprechen, die die Forderungen bester handwerklicher, baustoffgerechter Ausführung erfüllen und die sich harmonisch in ihre nähere und weitere Umgebung einfügen.

Zur guten Gestaltung gehört es namentlich auch, daß die Überbauten mit den Pfeilern und Widerlagern gut zusammenklängen.

Die Widerlager schließen das Bauwerk seitlich ab und führen es in die Umgebung über. Es ist klar, daß den Widerlagern wegen dieser doppelten Zweckbestimmung eine besondere Rolle im Brückenbauwerk zufällt und daß deshalb diese Bauteile besonders sorgfältig gestaltet werden müssen.

In der folgenden Abhandlung sollen die Regeln, die bei der Gestaltung der Widerlager befolgt werden müssen, erläutert werden. An schlechten Ausführungen soll daneben auch gezeigt werden, welche Formen man unbedingt vermeiden muß.

Die Hauptregeln lassen sich kurz in folgenden Sätzen zusammenfassen:

1. Die Widerlager müssen Formen haben, die mit dem Überbau zusammenpassen und ihn gut abschließen. Dazu ist es notwendig, daß Überbauten und Widerlager in ständiger Abwägung zwischen beiden Bauteilen entworfen werden und nicht, wie es oft geschehen ist und noch geschieht, von zwei Entwurfsverfassern ohne Fühlungnahme miteinander bearbeitet werden. (Folgt 2., rechte Spalte.)



Abb. 1. Gewölbter Durchlaß mit Parallelfügeln.

Unbestritten werden gewölbte Durchlässe am besten durch Parallelfügel, die zu der Achse des überführten Verkehrsweges gleichlaufen, an die Umgebung angeschlossen. Die Flügel müssen so weit geführt werden, daß ihre obere Begrenzungslinie um ein gutes Stück über den Kopf der Böschung hinausreicht. So entsteht ein geschlossenes, ansprechendes und schlichtes Brückenbild.

2. Die Größe der Widerlager muß in gutem Verhältnis zur Größe der Brücke und zu den einzelnen Gliedern der Brücke stehen. Z. B. passen sehr große und massige Widerlager meist nicht zu schlanken stählernen Überbauten.

3. Die Widerlager müssen die Brücken harmonisch in das anschließende Gelände überführen; sie müssen Brücke und Umgebung gut zusammenschließen.

4. Überbauten und Widerlager müssen ineinander übergehen. Dazu ist es nötig, daß die Geländer und Gesimse der Überbauten über die Widerlager ohne Unterbrechung fortgesetzt werden.

5. Die Flügelmauern, die seitlich von den Auflagermauern der Widerlager das Erdreich begrenzen, dürfen nicht als zusammenhanglose Baukörper dastehen, sondern müssen mit den Auflagermauern ein organisches Ganzes bilden.

I. Widerlager von gewölbten Durchlässen und Unterführungen (Abb. 1 bis 6).



Abb. 3. Gewölbter Durchlaß mit gewölbten geneigten Schrägflügeln.

Auch der Abschluß dieses Durchlasses zeigt ein ansprechendes Bild. Eine Bekrönungsmauer faßt die Stirnmauer und die Flügel zusammen. Der Fuß der Flügel springt weit genug gegen den Fuß des Widerlagers zurück. Die Abdeckplatten des Flügels laufen unten gegen eine kleine Mauer, die zur Stirn des Durchlasses parallel läuft.



Abb. 2. Gewölbter Durchlaß mit geraden geneigten Schrägflügeln.

Auch mit Schrägflügeln lassen sich befriedigende Brückenbilder erzielen, wenn man dafür sorgt, daß durch ein gemeinsames Gesims Stirnmauer und Flügel gut zusammengefaßt werden und die Abdeckplatten der Flügel bis dicht unter das Gesims reichen. — Noch besser wäre es gewesen, wenn der Fuß des rechten Flügels ebenso wie der des linken Flügels weiter gegen den Fuß des Widerlagers zurückgesetzt wäre.





Abb. 4. Gewölbte Unterführung mit Parallelfügeln.

Ein Vergleich dieses Bildes mit Abb. 1 zeigt überzeugend, zu welch grotesken Formen architektonische Zutaten führen, die den Zusammenhang mit dem Zweck des Bauwerks verlieren.



Abb. 5. Gewölbte Unterführung mit geraden, geneigten Schrägflügeln.

Die Schrägflügel setzen unorganisch an die Stirnmauer an; sie hätten nach Abb. 2 u. 3 bis unter das Gesims geführt und so weit zurückgerückt werden müssen, daß sie oben nach Abb. 2 u. 3 mit der Stirnmauer endeten.

Noch besser wäre es gewesen, wenn man aus Gründen der Schwierigkeiten des Baues im Betriebe eine Ausführung nach Abb. 1 nicht wählen wollte, die Stirnmauer noch etwas weiterzuführen und bis zur halben Höhe der Stirnmauer reichende, oben waagrecht und im Grundriß rechteckig oder kreisrund begrenzte Mauern anzuordnen, die die Böschung abfangen, wie es in Abb. 6 dargestellt ist.

## II. Rahmentragwerke und ihre Widerlager.

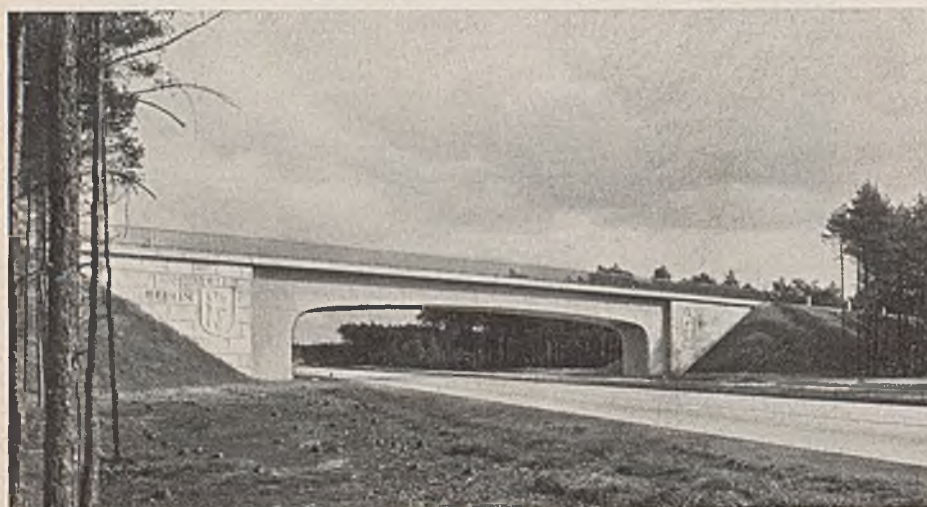


Abb. 7. Eisenbetonrahmen mit Parallelfügeln.

Rahmentragwerke werden am besten durch Parallelfügel, wie hier gezeigt ist, in das anschließende Erdreich übergeführt. Die Oberfläche des Rahmens ist steinmetzmäßig bearbeitet. Die Flügel sind mit Jurakalk verkleidet. Gesims und Geländer sind ohne Unterbrechung über den Rahmen und die beiden Flügel durchgeführt und fassen die einzelnen Bauteile zu einer Einheit zusammen. Die Flügel springen ein Stück vor den Rahmen vor und rahmen zusammen mit dem Gesims das Traggebilde gut ein. Das ganze Brückenbild ist geschlossen und sehr schön.

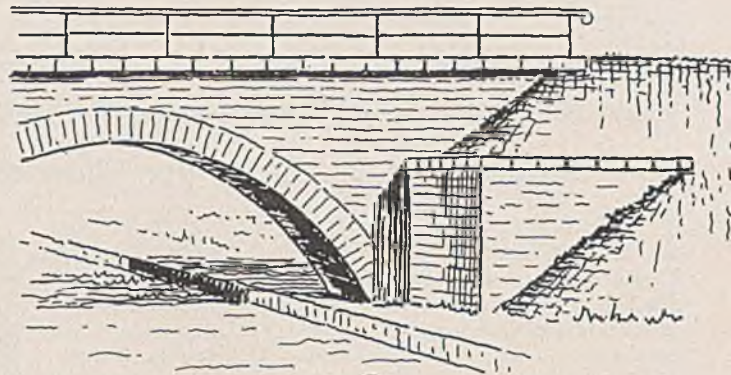


Abb. 6. Gewölbte Unterführung mit besonderen kleinen Seitenmauern.



Abb. 8. Einzelheiten des einen Brückenendes der Abb. 7.

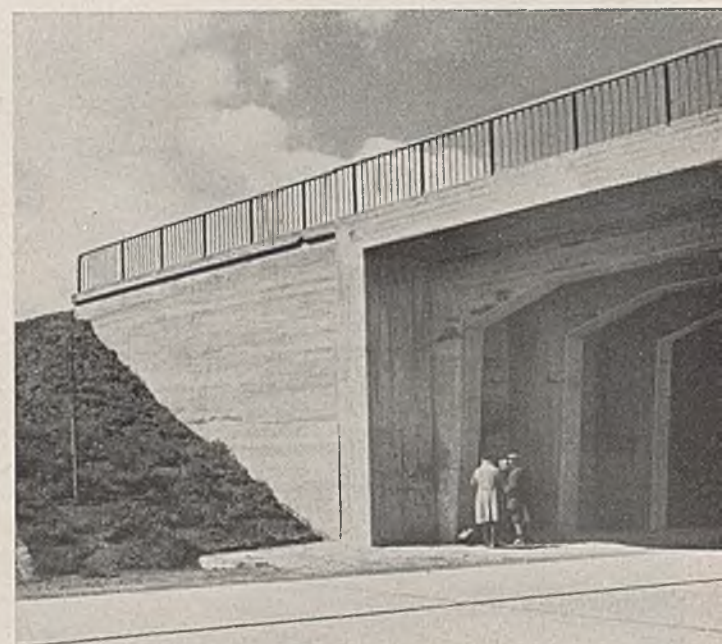


Abb. 9. Eisenbetonrahmen mit Parallelfügeln.

Dies Brückenbauwerk tritt hinsichtlich der guten Gestaltung gegenüber dem Bauwerk in Abb. 8 weit zurück. Das eigentliche Rahmentragwerk ist durch das dicke vorkragende Gesims, das auf beiden Seiten in gleicher Dicke als Stiel heruntergeführt ist, eingerahmt. An die beiderseitigen Stiele schließen sich Parallelfügel an, deren Vorderfläche etwas geneigt ist und die unten etwas vor die Stiele vortreten und oben etwas geneigt sind. Dies bedingt eine unerwünschte Krüpfung des Geländers an der Übergangsstelle zwischen Flügel und Stiel. Das Gesims der Flügel ist dünner als das Gesims des Rahmens. Das Brückenbild ist uneinheitlich und wenig ansprechend.



### III. Die Widerlager der Balkenträgerbrücken.

Schwieriger als bei gewölbten Durchlässen und Unterführungen und bei Rahmenträgern ist der gute Abschluß und der gute Anschluß an die Umgebung bei Balkenträgern, weil diese mit den Widerlagern nicht ein geschlossenes Ganzes bilden wie die gewölbten Durchlässe und Unterführungen und die Rahmenträger. Mit Schräglügeln gelingt eine befriedigende Gestaltung der Widerlager nur bei bestimmten Voraussetzungen. Die besten Brückenbilder erhält man fraglos mit Parallelfügeln. Man sollte daher bei Brücken mit Balkenträgern nach Möglichkeit Widerlager mit Parallelfügeln ausführen.

Besondere Schwierigkeiten entstehen oft bei der einwandfreien Gestaltung der Widerlager schiefer Brücken mit Balkenträgern. An Beispiel und Gegenbeispiel wird im folgenden auch gezeigt, welche Regeln man zu befolgen hat, um zu einer guten Gestaltung der Widerlager solcher Brücken zu gelangen.

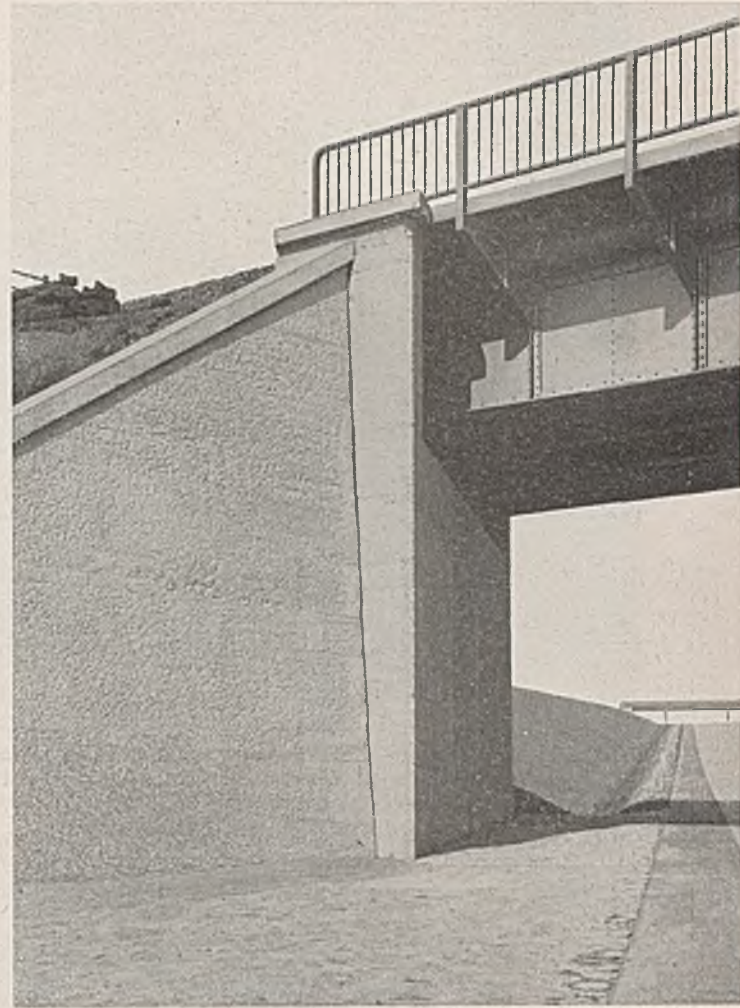


Abb. 11. Brücke mit stählernen Balkenträgern und mit geraden geneigten Schräglügeln.

Die Auflager der stählernen Vollwandträger liegen auch hier hinter Blendmauern. Die Schräglügel, die mit ihrem Fußpunkte gegen die Vorderkante der Auflagermauern zurücktreten und kräftige Abdeckplatten erhalten haben, sind bis dicht unter das Gesims der Blendmauern geführt. Dies Gesims ist um die Ecke gegen den gleich hohen stählernen Randträger des Fußweges geführt. Das Gelände ist ohne Unterbrechung auf die Blendmauer geführt und gut abgeschlossen. Wenn auch bei diesem Bauwerk manches getan ist, um das Widerlager gut zu gestalten, und wenn auch das Aussehen weit befriedigender ist als das der Brücke in Abb. 10, so kann man doch von einer voll befriedigenden Lösung des Anschlusses an die Umgebung nicht sprechen.

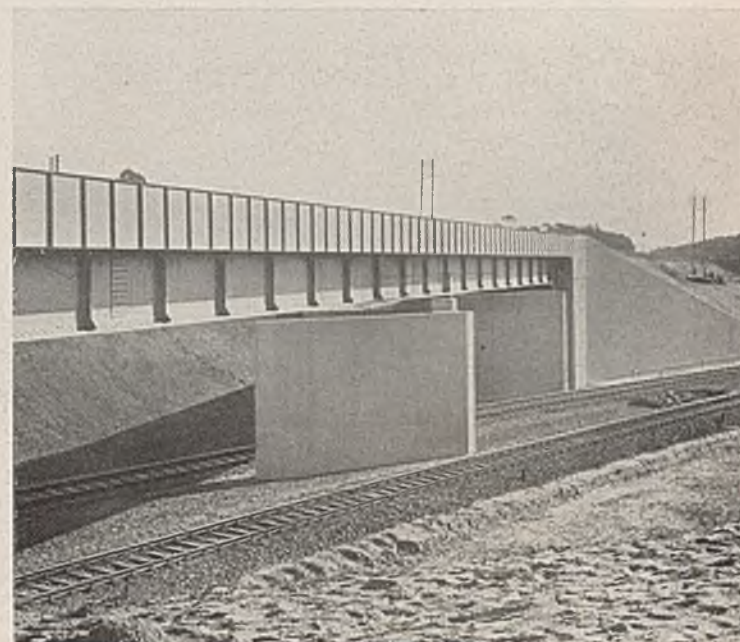


Abb. 13. Brücke mit vollwandigen Stahlträgern und mit kurzen Parallelfügeln, an die sich lange, steile Schräglügel anschließen.



Abb. 10. Eisenbetonbalkenbrücke mit geraden, geneigten Schräglügeln.

Der Balkenträger verschwindet hinter Blendmauern des Auflagermauerwerks. Gegen diese und die Auflagermauern stoßen die Schräglügel. Die Fußpunkte der Flügel fallen mit den Fußpunkten der Auflagermauern zusammen. Der linke Flügel endet rd. 60 cm unter der Oberkante der Blendmauer. Der rechte Flügel ist durch ein Aufsatzstück bis zur Oberkante der Blendmauer geführt. Die Flügel haben keine Abdeckplatten. Die Geländerenden sind häßlich abgehackt. Das ganze Brückenbild ist äußerst unbefriedigend.

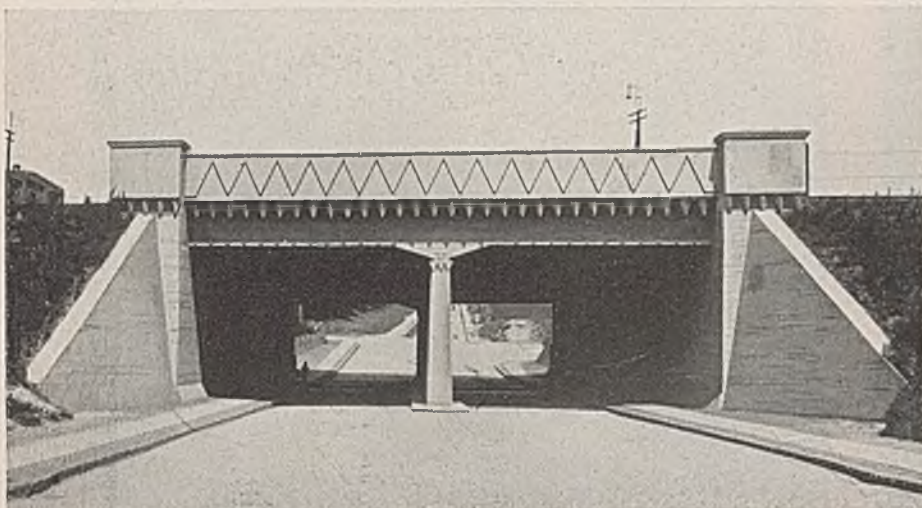


Abb. 12. Eisenbetonbalkenbrücke mit geraden, geneigten Schräglügeln.

An dem unbefriedigenden Anschluß an das Erdreich durch hart an die Auflagermauern anschließende Schräglügel können auch architektonische Zutaten wie bei diesem Bauwerk nichts ändern. Diese Zutaten sind auch nicht geeignet, dem Bauwerk eine geschlossene Einheit zu verleihen. Die oberen Brüstungen erdrücken das Bauwerk.

#### Erläuterung zu Abb. 13.

Die Stahlträger sind am Ende auf einer vor das eigentliche Widerlager kräftig vorspringenden Auflagermauer gelagert, deren Seitenfläche gegen die des Widerlagers zurücktritt. Das Widerlager besteht aus kurzen Parallelfügeln, die bis in die Höhe der Oberkante der stählernen seitlichen Abschlußträger des Überbaues geführt sind, und aus steilen, langen Schräglügeln, die bis zur Oberkante der Parallelfügel geführt sind. Das Bild dieses Brückenendenabschlusses ist befriedigend.





Abb. 14. Brücke mit Überbau aus Walzträgern mit Betonkappen und seitlichen Eisenbetonabschlüssen und mit geraden, geneigten Schräglügeln.

Die Walzträger liegen auf einer vorspringenden Auflagermauer und stoßen mit den seitlichen Eisenbetonabschlüssen gegen das Kammermauerwerk, das in die geneigten Schräglügel unvermittelt übergeht. Das Gelände ist am Brückenende unterbrochen, auf dem Böschungsrande ist es auf drei unvermittelt aus dem Damm hervorragenden Betonklötzen gelagert. Bei diesem Brückenabschluß kann von irgendeiner Gestaltung überhaupt nicht die Rede sein.

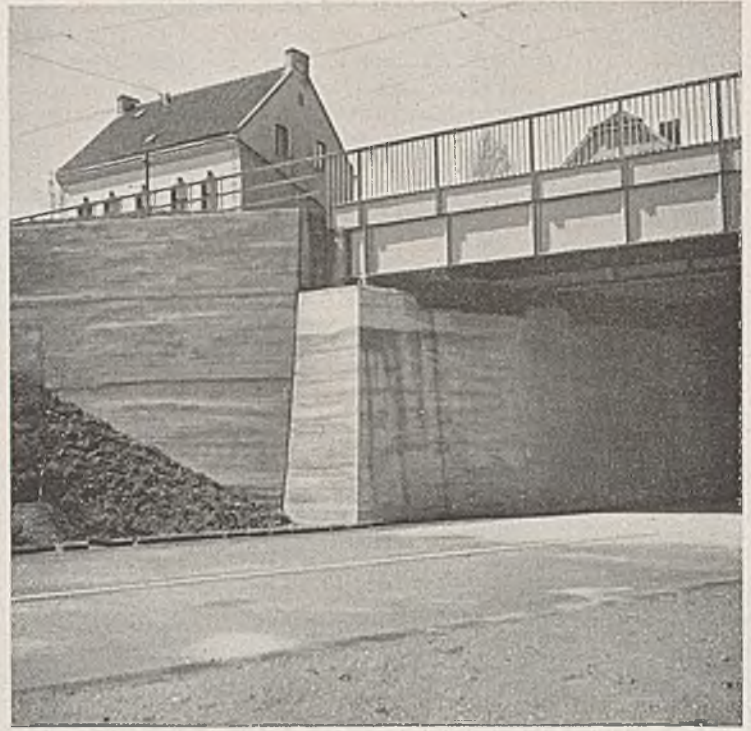


Abb. 16. Brücke mit stählernem, vollwandigem Überbau und mit geraden, geneigten Schräglügeln.

Der stählerne Überbau ist offen gelagert. Die Auflagermauer und der Schräglügel, der an der Hinterkante der Auflagermauer ansetzt, stehen getrennt für sich da. Das Gelände des Überbaues hat senkrechte Füllungslieder, während das anschließende Gelände mit waagerechten Füllungsliedern gebildet ist. Das Bild dieses Brückenabschlusses ist sehr zerrissen und häßlich.



Abb. 15. Brücke mit Eisenbetonplattenüberbau und mit Widerlagern mit geraden, geneigten Schräglügeln.

Dies Brückenende ist grundsätzlich ebenso mißgestaltet wie das Brückenende in Abb. 14. Das Gelände ist aus Holz gebildet und wirkt zu massig. Es ist außerdem auf dem Überbau ohne Grund anders gestaltet als auf dem anschließenden Damm.

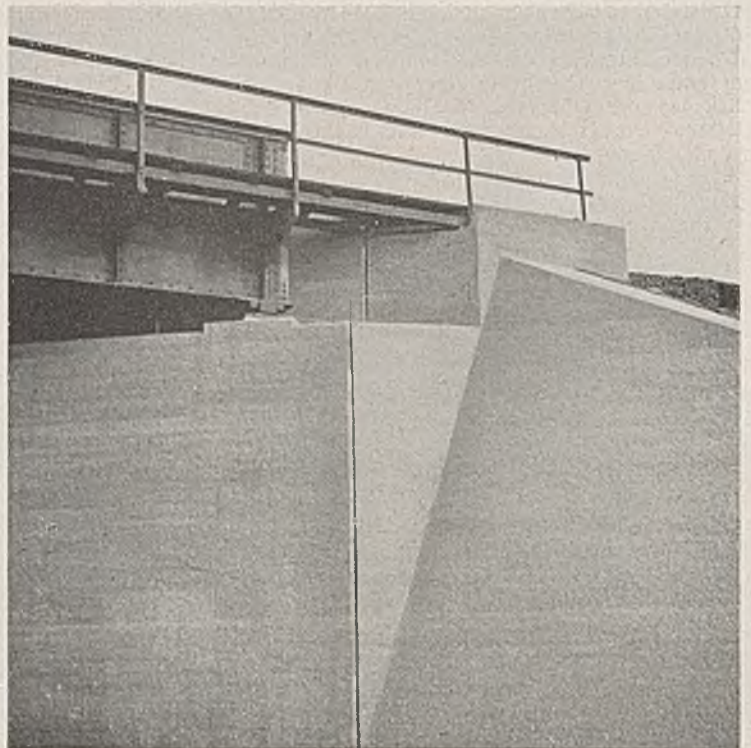


Abb. 17. Schiefe Brücke mit stählernem Überbau und mit Widerlagern mit geraden, geneigten Schräglügeln.

Der stählerne Überbau ist offen gelagert. Die Fußwegkonsolen liegen rechtwinklig zu der Achse des Überbaues. Die vorderen Flächen der Auflagermauer und des Kammermauerwerks laufen parallel zur Achse des unterführten Verkehrsweges, die Seitenflächen parallel zur Achse des Überbaues. Der Schräglügel verläuft vom Fuße der Auflagermauer nach oben über die Ecke zwischen Auflagermauer und Kammermauerwerk und endet unvermittelt in halber Höhe am Kammermauerwerk. Der Abstand der senkrechten Geländerstäbe ist ungleichmäßig. Die spitze Ecke zwischen der Endkonsole des Überbaues und dem Kammermauerwerk ist nicht erfreulich. Das ganze Bild dieses Brückenabschlusses läßt sehr zu wünschen übrig.





Abb. 18. Schiefe Brücke mit stählernem Überbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Der Überbau ist offen gelagert. Die Konsolen des Fußsteiges stehen rechtwinklig zur Achse des Überbaues. Die Vorderfläche des Kammermauerwerks läuft parallel zur Vorderfläche der Auflagermauer. Daher entsteht auch hier zwischen der Endkonsole und dem Kammermauerwerk eine unerfreuliche Ecke. Das Gelände ist nicht gleichmäßig über den Überbau und das Widerlager durchgeführt. Der seitliche Abschlußträger des Fußweges ist nicht so hoch wie das Gesims des Widerlagers. Der Brückenabschluß ist also nicht einwandfrei gestaltet.



Abb. 19. Die gleiche Brücke wie Abb. 18.

An der gegenüberliegenden, spitzen Ecke des Widerlagers mußte für den Durchtritt der Endkonsole eine wenig schöne Aussparung im oberen Teil des Kammermauerwerks vorgesehen werden. Auf dieser Seite ist das Bild noch häßlicher als auf der anderen Seite des Widerlagers (Abb. 18).

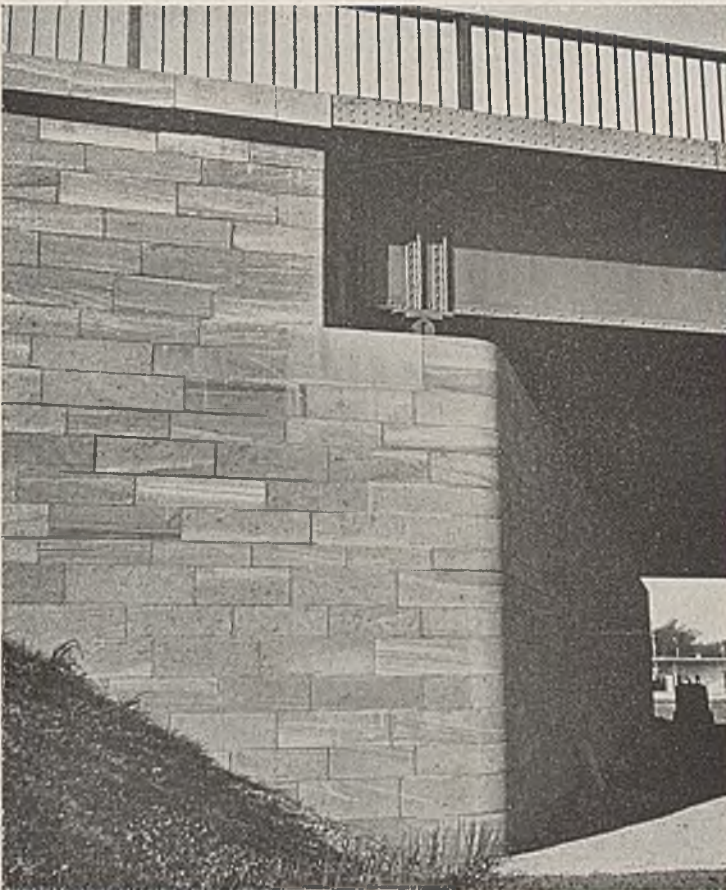


Abb. 21. Schiefe Brücke mit stählernem Überbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Der Überbau ist offen gelagert. Der Fußsteig ist nicht durch seitliche Konsolen gestützt, sondern wird durch kleine Stichträger gehalten\*). Es entstehen deshalb nicht die bei Abb. 18 u. 19 geschilderten Schwierigkeiten, wenn die Vorderfläche des Kammermauerwerks wie hier parallel

\*) Vgl. „Bauliche Ausbildung der Außenseiten stählerner Überbauten“ von G. Schaper, S. 16 u. f. Berlin 1937, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

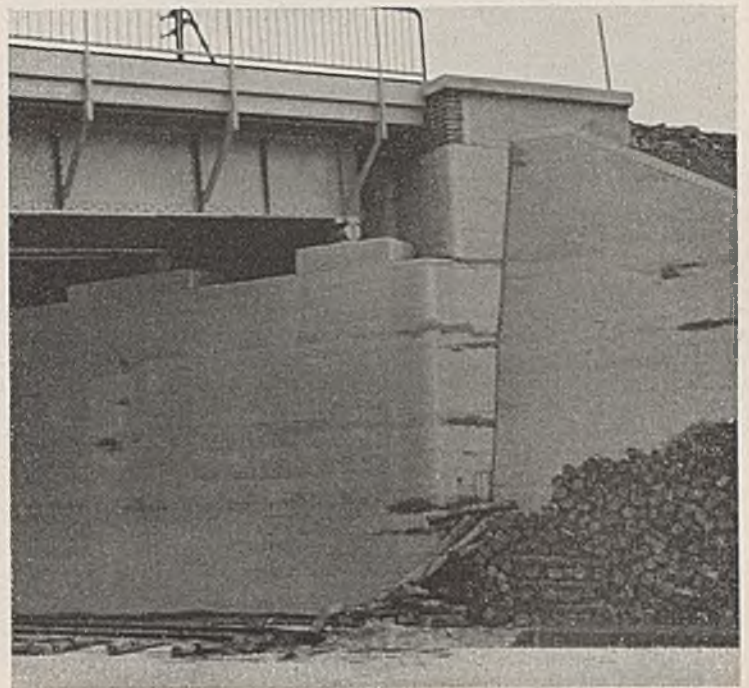


Abb. 20. Schiefe Brücke mit stählernem Überbau und mit Widerlagern mit geraden, geneigten Schrägflügeln.

Bei dieser Brücke ist insofern ein Fortschritt gegenüber den eben besprochenen Ausführungen zu verzeichnen, als die Vorderfläche des Kammermauerwerks zunächst parallel der Endkonsole, die wie die übrigen rechtwinklig zum Hauptträger steht, geführt ist und damit die häßliche Ecke (Abb. 18) vermieden ist. Das Brückenende zeigt aber sonst erhebliche Mängel; das Gelände ist nicht auf das Widerlager hinaufgeführt. Der Abschlußträger des Fußweges und das Gesims des Widerlagers stehen in keinem Zusammenhang. Oben am Kammermauerwerk ist ein Stück aus Ziegelsteinen in das sonst aus Beton bestehende Mauerwerk eingefügt. Der Schrägflügel endet oben unvermittelt 50 cm unter dem Gesims der Kammermauer.

zur Vorderfläche der Auflagermauer geführt wird. Das Gelände ist ohne Unterbrechung gleichmäßig über den Überbau und das Widerlager durchgeführt. Der Abschlußträger des Fußweges und das Gesims des Widerlagers liegen bündig und haben gleiche Höhe. Die Seitenfläche der Auflagermauer findet ihre Fortsetzung im Parallelfügel. Zwischen beiden Bauteilen ist keine senkrechte Fuge, wie z. B. beim Widerlager der Abb. 18, vorgesehen. Solche Fugen lassen sich durch gute Verbindung in den inneren Ecken zwischen Widerlager und Parallelfügel vermeiden. Das Ende dieser Brücke ist einwandfrei gestaltet, seine Schönheit wird noch gesteigert durch die Verkleidung des Widerlagers mit guten Natursteinen.



Ordnet man bei schiefen Brücken die Fußwegkonsolen nicht rechtwinklig zum Hauptträger, sondern parallel zum Widerlager an, so entstehen die bei Abb. 18 u. 19 geschilderten Schwierigkeiten auch nicht. Man kann dann die Vorderfläche des Kammermauerwerks wie in Abb. 21 parallel der Vorderfläche der Auflagermauer anordnen.

Im allgemeinen kann man die Konsolen schiefwinklig zum Hauptträger nur bei Anwendung des Schweißverfahrens anordnen.



Abb. 22. Schiefe Brücke mit stählernem, geschweißtem Überbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Der Überbau ist offen auf einer besonderen hervortretenden Auflagermauer gelagert. Der Fußweg wird von vollwandigen Konsolen getragen, die rechtwinklig zum Hauptträger liegen. Das Kammermauerwerk wurde deshalb zunächst parallel der Endkonsole geführt und dann erst in die Parallele zur Vorfläche der Auflagermauer übergeführt. Die Ausbildung des Brückendes entspricht auch sonst den Regeln einwandfreier Gestaltung.



Abb. 25. Gerade Brücke mit stählernem Überbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Der Überbau ist offen gelagert, die Seitenflächen der Auflagermauer liegen mit den Parallelfügeln bündig. Einwandfreie Ausführung.



Abb. 23. Gerade Brücke mit Eisenbetonplattenüberbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Der Überbau ist versteckt gelagert. Das Brückenbild ist schlicht, einwandfrei und ansprechend.

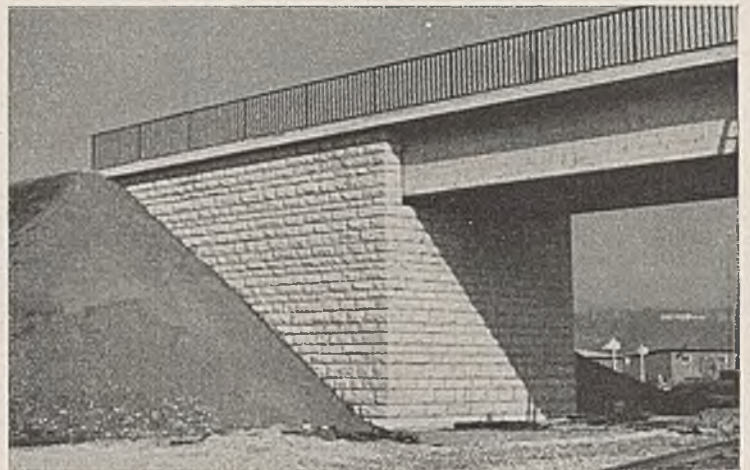


Abb. 24. Gerade Brücke mit Eisenbetonplattenüberbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Hier gilt das bei Abb. 23 Gesagte.

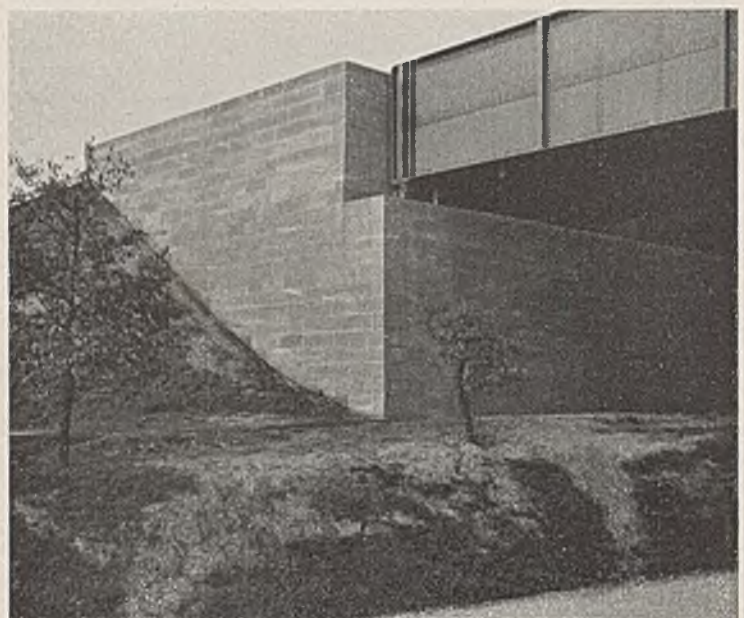


Abb. 26. Gerade Brücke mit stählernem Überbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Der Überbau ist eine Trogbrücke ohne Fußsteige und Geländer. Die Widerlager sind des guten Abschlusses wegen bis in die Höhe der Oberkanten der Hauptträger geführt. Der Überbau ist offen gelagert. Parallelfügel und Auflagermauer liegen bündig. Ruhige, klare und einwandfreie Ausbildung des Brückendes. (Schluß folgt.)



# Die Coulombsche Gleichung für den Scherwiderstand bindiger Böden.<sup>1)</sup>

Von Dr.-Ing. Karl von Terzaghi, Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Untersuchungen über die Standfestigkeit bindiger Böden fußen meist auf der Coulombschen Gleichung

$$(1) \quad \tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi,$$

worin

- $\tau$  die Scherspannung im Augenblick der Gleitung,
- $\sigma$  die Normalspannung in der Gleitfläche,
- $c$  und  $\operatorname{tg} \varphi$  empirische Ziffern bedeuten.

Betrachtet man  $c$  und  $\operatorname{tg} \varphi$  als Festwerte, so kommt man auf Grund einer einfachen und seit langem bekannten Überlegung zur Mohrschen Bruchhypothese und zu dem Ergebnis, daß die Scherflächen bei einem Scherbruch miteinander einen Winkel  $90 - \varphi$  bilden sollten. Die nachfolgende Abhandlung bringt den Nachweis, daß eine solche Überlegung für bindige Böden unzulässig ist und daß es keinen bindigen Boden geben kann, für den der Winkel zwischen den Gleitflächen das Komplement des in der Coulombschen Gleichung enthaltenen Winkels  $\varphi$  darstellt. Aus diesem Grunde ist es auch unzulässig, den Coulombschen Winkel  $\varphi$  als Winkel der inneren Reibung zu bezeichnen. Die wahre physikalische Bedeutung dieses Winkels wird weiter unten erörtert. Der Winkel zwischen den Gleitflächen beträgt angenähert  $90 - \rho$ , worin der Winkel  $\rho$  zum Unterschiede vom Winkel  $\varphi$  in der Coulombschen Gleichung von den Versuchsbedingungen unabhängig ist. Der Wert  $\rho$  steht mit dem Werte  $\varphi$  in gar keinem kausalen Zusammenhang.

Bei sämtlichen folgenden Untersuchungen ist vorausgesetzt, daß die Poren des Bodens vollkommen mit Wasser ausgefüllt sind.

## Porenziffer des Bodens im Augenblick der Gleitung.

Der Ausdruck „Porenziffer“ bedeutet den Wert des Quotienten aus dem Rauminhalt der Hohlräume und dem Rauminhalt der Festsubstanz der Bodenprobe. Jeder Scherversuch beginnt mit einer stufenweisen lotrechten Belastung bei vollkommen verhinderter seitlicher Ausdehnung der Bodenprobe, wobei die Normalspannung auf der künftigen waagerechten Scherfläche bis auf einen Endwert  $\sigma_1$  gesteigert wird. Läßt man jede Laststufe so lange wirken, bis keine weitere Zusammendrückung der Bodenprobe mehr stattfindet, so kann die Beziehung zwischen der Belastung  $\sigma$  je Flächeneinheit der künftigen Scherfläche und der zugehörigen Porenziffer  $\epsilon$  durch eine Kurve  $ab$  (Abb. 1a) dargestellt werden. Der Punkt  $b$  dieser Kurve entspricht dem Endwerte  $\sigma_1$  dieses Belastungsvorganges nach vollkommener Konsolidierung der Probe unter dieser Belastung. Entfernt man sodann die Belastung stufenweise, so bekommt man die Schwellkurve  $bc$  und nach vollkommenem Aufschwellen bei neuerlicher stufenweiser Belastung die Wiederbelastungskurve  $cd$ .

Der Scherversuch kann in jedem durch einen Punkt des Linienzuges  $abcd$  (Abb. 1a) dargestellten Zustande begonnen werden. Er besteht darin, daß man auf die Bodenprobe bei konstant bleibender lotrechter Belastung eine waagerechte Scherkraft einwirken läßt. Steigert man diese Scherkraft bei gleichbleibender Belastung sehr langsam bis zum Bruchpunkte, so ändert sich neuerdings die Porenziffer der Probe. Diese Änderung ist in Abb. 1a für jeden Wert  $\sigma$  durch den lotrechten Abstand zwischen dem gestrichelten Kurvenast, z. B.  $ab, bc$  usw., und dem ihm zugeordneten voll ausgezogenen Ast, z. B.  $a_1 b_1, b_1 c_1$  usw., dargestellt. Die Werte der Scherspannung  $\tau$ , bei denen die Gleitung eintritt, sind in Abb. 1b durch die Ordinaten des Linienzuges  $0bcd$  angegeben.

Bei den Versuchen, deren Ergebnisse in Abb. 1 dargestellt sind,

<sup>1)</sup> Der Aufsatz ist eine gekürzte Wiedergabe des Inhaltes der Vorlesungen, die der Verfasser im Wintersemester 1935/36 an der Technischen Hochschule Berlin über den im Titel genannten Gegenstand gehalten hat. Er ist als Einführung zu einem zweiten Aufsatz gedacht, den der Verfasser über die Verankerung von Hängebrücken in tonhaltigen Böden demnächst in der „Bau-technik“ veröffentlichen wird.

befand sich der hydrostatische Druck  $s$  im Porenwasser des Tones während des ganzen Versuchsvorgangs nahe dem Nullwert. Dieser Umstand ist in Abb. 1a u. b durch das Symbol  $(\sigma)_d$  zum Ausdruck gebracht. Steigert man die Normalspannung  $\sigma$  und den Porenwasserdruck gleichzeitig um den gleichen Betrag  $s$ , so ändert sich den Ergebnissen einschlägiger Versuche zufolge weder die Porenziffer noch der Gleitwiderstand<sup>2)</sup>. Infolgedessen lassen sich die in Abb. 1 dargestellten Beziehungen durch die Substitution

$$(2) \quad (\sigma)_d = \sigma - s$$

verallgemeinern. Der Porenwasserdruck wird im nachfolgenden als Standrohrdruck bezeichnet, da seine Größe durch das Produkt aus dem Raumgewicht des Wassers und der Höhe gegeben ist, bis zu der das Wasser an der Gleitstelle in einem gedachten Standrohr hochsteigen würde<sup>3)</sup>. Der Wert  $(\sigma)_d = \sigma - s$  trägt die Bezeichnung wirksamer Flächendruck oder Korn-zu-Korn-Druck.

Bei ruhendem Porenwasser ist der Standrohrdruck für jeden Punkt der Bodenprobe durch den lotrechten Abstand dieses Punktes vom freien Wasserspiegel bestimmt. Bei strömendem Porenwasser erfordert die Bestimmung des Standrohrdruckes die Kenntnis des Strömungsvorganges. Die Strömung kann entweder bei unverändertem Spannungszustand der Bodenprobe durch die Herstellung eines Gefällunterschiedes (z. B. beim Durchlässigkeitsversuch) oder durch eine Änderung im Spannungszustand der Bodenprobe erzeugt werden. Jede Änderung des Spannungszustandes der Bodenprobe bewirkt nämlich eine Änderung der Porenziffer und mit ihr eine Änderung des Wassergehaltes. Da die bindigen Böden fast ausnahmslos eine geringe Durchlässigkeit aufweisen, gleicht sich die Porenziffer nur langsam einer Änderung des Spannungszustandes an. Infolgedessen ist die Änderung des Spannungszustandes in einem bindigen Boden stets mit einer vorübergehenden Änderung des Standrohrdruckes verbunden. Steigert man z. B. die Belastung der Bodenprobe bei den in Abb. 1a dargestellten Versuchen sehr rasch von einem Werte  $\sigma_0$  auf  $\sigma_1$ , so nimmt die Porenziffer nur langsam von ihrem Ausgangswerte  $\epsilon_0$  auf  $\epsilon_1$  ab. Während dieses Vorganges wird ein Teil der zusätzlichen Belastung  $\sigma_1 - \sigma_0$  je Flächeneinheit durch einen gleich großen Standrohrdruck aufgenommen. Dieser Anteil nimmt mit der Zeit ab und nähert sich allmählich dem Werte Null. Die Gesetze, die diesen Vorgang beherrschen, sind seit langem bekannt<sup>4)</sup>.

## Kohäsion und innere Reibung.

Um die Beziehung zwischen Scherwiderstand und Flächendruck kennenzulernen, wiederholen wir den in Abb. 1 dargestellten Vorgang bei verschiedenen Ausgangsdrücken und bestimmen den bei verschiedenen wirksamen Flächendrücken  $\sigma - s$  auftretenden Scherwiderstand  $\tau$ . Auf diesem Wege bekommen wir die Schaubilder Abb. 2a u. b, die sich von den Schaubildern Abb. 1a u. b nur durch eine größere Zahl der Hysteresisschleifen unterscheiden. In allen Schaubildern geben die Abszissen die wirksamen Flächendrücke an. In Abb. 2a liegen die einer gegebenen Porenziffer, z. B. der Porenziffer  $\epsilon_1$ , entsprechenden Punkte der Hysteresisschleifen auf einer waagerechten Geraden. Die Erfahrung hat nun gezeigt, daß die ihnen entsprechenden Punkte 1 bis 5 im Scherwiderstandsdiagramm Abb. 2b ebenfalls auf einer Geraden liegen, die außerdem dadurch gekennzeichnet ist, daß ihr Neigungswinkel  $\rho$  von der Porenziffer unabhängig ist. Infolgedessen kann man den Scherwiderstand des Tones durch eine Gleichung

$$(3) \quad \tau = f(\epsilon) + (\sigma - s) \operatorname{tg} \rho$$

darstellen. Die Funktion  $f(\epsilon)$  muß eine Spannung enthalten, denn sie hat die Dimension einer Spannung. Nun ist schon seit längerem bekannt,

<sup>2)</sup> Terzaghi, K., Simple tests determine hydrostatic uplift. Eng. News-Rec. 1936, June 18.

<sup>3)</sup> Die Veranschaulichung des Porenwasserdruckes durch das Hochsteigen des Wassers in einem Standrohr wurde bloß zu pädagogischen Zwecken gewählt. Bei der praktischen Anwendung dieses Verfahrens ergibt sich die Schwierigkeit, daß die zur Füllung des Standrohres nötige Wassermenge aus dem Ton in das Standrohr entweichen muß, wobei sich eine empfindliche Störung der hydrostatischen Druckverhältnisse ergibt. Die wirkliche Messung des Standrohrdruckes, der bei Spannungsänderungen im Porenwasser des Tones auftritt, ist bisher nur in der Natur, bei der Belastung von Tonschichten durch Erddämme<sup>4)</sup> und im Laboratorium beim dreiaxigen Kompressionsversuch<sup>5)</sup> gelungen.

<sup>4)</sup> Blémond, C., Direct measuring of internal water pressure in clay. Proc. of the Int. Conference of Soilmechanics, 1936, Vol. I., S. 111 bis 115. Siehe auch Vol. I., S. 229 bis 235.

<sup>5)</sup> Rendulic, L., Ein Grundgesetz der Tonmechanik und sein experimenteller Beweis. Bauing. 1937, Heft 31/32.

<sup>6)</sup> Terzaghi, K., Erdbaumechanik. Wien 1925. — Terzaghi, K., und Fröhlich, O. K., Theorie der Setzung von Tonschichten. Wien 1936, Franz Deuticke.

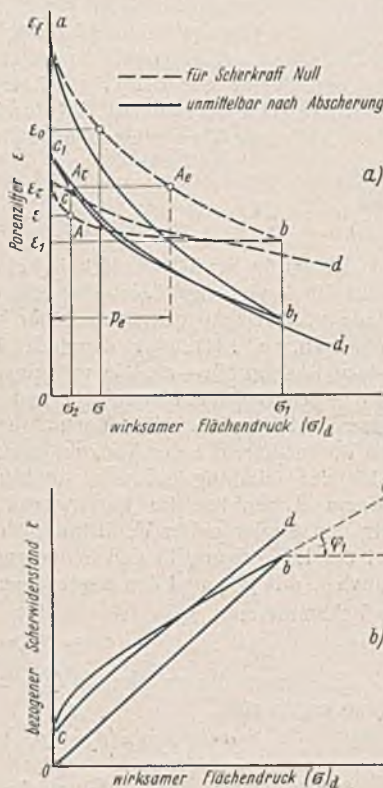


Abb. 1.



daß die Druckfestigkeit eines vollkommen entlasteten Tones mit spannungsfreiem Porenwasser in geradem Verhältnis zum sogenannten äquivalenten Verdichtungsdruck  $p_e$  („equivalent consolidation pressure“) steht<sup>7)</sup>. Dieser Druck  $p_e$  gibt jene lotrechte Belastung je Flächeneinheit an, die man auf die Oberfläche einer waagerechten, an seitlicher Ausdehnung verhinderten Tonschicht anbringen muß, um ihre Porenziffer von dem der Atterbergschen Fließgrenze entsprechenden Wert auf den Wert der Porenziffer der untersuchten Probe zu vermindern. Infolgedessen lag es nahe, zu vermuten, daß auch die Funktion  $f(\epsilon)$  in Gl. (3) den Wert  $p_e$  enthält. Auf Grund dieser Vermutung unternahm M. J. Hvorslev im Laboratorium des Verfassers eine Reihe experimenteller Untersuchungen mit fetten Tönen in durchknetetem Zustande und kam zu dem einfachen Ergebnis, daß der Wert  $f(\epsilon)$  ebenfalls in geradem Verhältnis zum äquivalenten Verdichtungsdruck der Porenziffer steht, die die Probe im Augenblick der Gleitung aufweist. Diese Beziehung läßt sich durch eine Gleichung

$$(4) \quad f(\epsilon) = \kappa p_e$$

darstellen, worin  $\kappa$  einen dimensionslosen Beiwert, den Kohäsionsfaktor, bezeichnet. Der Wert  $p_e$  läßt sich auf kurzem Wege aus dem Druck-Porenziffer-Diagramm des Tones entnehmen. So ist z. B. der äquivalente Verdichtungsdruck für die Porenziffer  $\epsilon_r$ , die der Boden im Augenblick der Gleitung, im Zustande  $A_r$  (Abb. 1a) aufweist, durch die Abszisse  $p_e$  des in gleicher Höhe gelegenen Punktes  $A_e$  des Hauptastes des Druck-Porenziffer-Diagramms gegeben.

Führt man den Wert (4) in Gl. (3) ein, so bekommt man

$$(5) \quad \tau = \kappa p_e + (\sigma - s) \operatorname{tg} \varphi = \tau_c + \tau_r$$

Der erste Teilbetrag  $\tau_c = \kappa p_e$  sei als Kohäsion, der zweite Teilbetrag,  $\tau_r = (\sigma - s) \operatorname{tg} \varphi$ , als Reibungsanteil des Scherwiderstandes und der Wert  $\operatorname{tg} \varphi$  als Ziffer der inneren Reibung des Bodens bezeichnet. Die Werte  $\kappa$  und  $\operatorname{tg} \varphi$  sind Festwerte des Bodens, die von der Vorgeschichte des Bruches unabhängig sind. Der mechanisch wichtigste Unterschied zwischen den Teilwiderständen  $\tau_c$  und  $\tau_r$  besteht darin, daß der erstere für jedes durch einen gegebenen Punkt einer Bodenmasse gelegte Flächenelement den gleichen Wert,  $\kappa p_e$ , aufweist, während sich der letztere mit der am Flächenelement herrschenden, von der Orientierung des Elements abhängigen Normalspannung  $\sigma$  ändert.

#### Physikalische Bedeutung der Werte $\sigma$ und $\operatorname{tg} \varphi$ in der Coulombschen Gleichung.

Wenn man den bezogenen Scherwiderstand  $\tau$  eines bindigen Bodens mit gegebenem Anfangswassergehalt unter gleichen Versuchsbedingungen, jedoch bei verschiedenen Werten der lotrechten Belastung  $\sigma$  je Flächeneinheit der waagerechten Scherfläche bestimmt, so kann das Ergebnis der Versuche in den meisten Fällen mit hinreichender Genauigkeit durch die Coulombsche Gleichung

$$(1) \quad \tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

dargestellt werden. Das Wort „Versuchsbedingungen“ bezieht sich auf die Bauart des Scherapparats, auf die Dauer der Einwirkung der lotrechten Belastung  $\sigma$ , auf die Bodenprobe und auf die Länge des Zeitraumes, der für die Steigerung der Scherkraft vom Werte Null bis zum Bruchpunkte vorgesehen wurde.

Als Beispiel für den ausschlaggebenden Einfluß der Versuchsbedingungen auf die Werte  $c$  und  $\operatorname{tg} \varphi$  in der Coulombschen Gleichung (1) mögen die nachfolgenden Angaben dienen. Ein Schluffton aus dem

<sup>7)</sup> Terzaghi, K., Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele. Handbuch der physischen und technischen Mechanik, Bd IV., 2. Hälfte, Berlin 1931.

Wiener Becken wurde bei einem der Atterbergschen Fließgrenze entsprechenden Wassergehalt homogenisiert, unter einer lotrechten Belastung von  $5 \text{ kg/cm}^2$  bei vollkommen verhinderter seitlicher Ausdehnung konsolidiert und dann durch stufenweise Verringerung der Auflast bis auf Null vollkommen entlastet. Durch diesen Vorgang wurde seine Anfangsporenziffer von 1,3 auf 0,65 vermindert und nahm dann auf 0,77 zu. Mit den so entstandenen Proben mit der gemeinsamen Ausgangsporenziffer  $\epsilon_0 = 0,77$  wurden drei Versuchsreihen mit den gleichen Scherapparaten, jedoch unter verschiedenen Versuchsbedingungen ausgeführt. Diese Bedingungen waren:

a) rasche Steigerung der Belastung auf  $\sigma$  und rasche Steigerung der Scherkraft bei möglichst vollständiger Verhinderung des Wasseraustrittes aus der Bodenprobe, d. h. bei angenähert gleichen Porenziffern  $\epsilon = \epsilon_0 = 0,77$ ;

b) vollkommene Konsolidierung der Probe unter verschiedenen Belastungen  $\sigma$ , sodann rasche Steigerung der Scherkraft bis zum Bruchpunkte („Schnellversuch“);

c) vollkommene Konsolidierung der Probe unter verschiedenen Belastungen  $\sigma$ , sodann äußerst langsame Steigerung der Scherkraft bis zum Bruchpunkte („Dauerversuch“) Standrohrdruck  $s$  im Augenblick der Gleitung nahezu gleich Null).

Die Ergebnisse der drei Versuchsreihen konnten mit hinreichender Genauigkeit durch folgende Gleichungen dargestellt werden:

$$(6) \quad \begin{cases} a) \tau = 0,58 + \sigma \cdot \operatorname{tg} 0^\circ 50' \text{ kg/cm}^2 \\ b) \tau = 0,58 + \sigma \cdot \operatorname{tg} 13^\circ 30' \text{ (Schnellversuch)} \\ c) \tau = 0,18 + \sigma \cdot \operatorname{tg} 24^\circ 0' \text{ (Dauerversuch)}. \end{cases}$$

Wie schon erwähnt, beziehen sich alle drei Gleichungen auf denselben Ton, mit derselben Ausgangsporenziffer  $\epsilon_0 = 0,77$ . Die Untersuchung des gleichen Tones durch M. J. Hvorslev<sup>8)</sup> ergab für die allgemeine Gleichung (5) unter Einführung der im Versuchswege ermittelten Sonderwerte den für jede Ausgangsporenziffer  $\epsilon_0$  gültigen Ausdruck

$$\tau = 0,10 p_e + (\sigma - s) \operatorname{tg} 17^\circ 30'.$$

Der Winkel der inneren Reibung des Tones wies demnach den von den Versuchsbedingungen unabhängigen Wert  $\varphi = 17^\circ 30'$  auf.

Aus den oben mitgeteilten Versuchsergebnissen a) bis c) geht hervor, daß die Werte  $c$  und  $\varphi$  in der Coulombschen Gleichung (1) in hohem Maße von den Versuchsbedingungen abhängen. Der wichtigste Unterschied zwischen den Vorgängen bei den verschiedenen, unter a) bis c) beschriebenen Versuchsbedingungen besteht im Grade der Angleichung der Porenziffer an die während des Versuches erzwungenen Spannungsänderungen. Solange diese Angleichung nicht restlos stattgefunden hat, wird ein Teil der äußeren, auf die Bodenprobe einwirkenden Kräfte durch Spannungen im Wasser (Standrohrdruck  $s$ ) aufgenommen. Nur der Restbetrag entfällt auf die Festsubstanz. Nun kommt jedoch der Wert  $s$  des Standrohrdruckes in der Coulombschen Formel (1) gar nicht vor, denn die Größe  $\sigma$  gibt lediglich den Quotienten aus der gesamten lotrechten Belastung und dem Flächeninhalt der waagerechten Scherfläche an. Infolgedessen verrät sich die Existenz des Standrohrdruckes nur in dem sinnfälligen Einfluß der Versuchsbedingungen auf die Werte  $c$  und  $\varphi$ .

Um die physikalische Bedeutung der Werte  $c$  und  $\varphi$  kennenzulernen, stellen wir das Endergebnis einer Reihe von Scherversuchen einmal durch die unmittelbar aus den Versuchsergebnissen abgeleitete Coulombsche Gleichung (1) und das zweite Mal durch die allgemein gültige Gleichung (5) dar. Auf diese Weise bekommen wir

$$(1) \quad \tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

und

$$(5) \quad \tau = \kappa p_e + (\sigma - s) \cdot \operatorname{tg} \varphi.$$

Es wurde bereits wiederholt betont, daß die Werte  $c$  und  $\varphi$  in Gl. (1) nicht bloß von der Beschaffenheit des Tones, sondern auch in hohem Maße von der Ausgangsporenziffer und von den Versuchsbedingungen abhängen. Gl. (1) gibt demnach bloß die Beziehung  $\tau$  und  $\sigma$  für solche Bodenproben an, die mit einer bestimmten Ausgangsporenziffer  $\epsilon_0$  in den Scherapparat eingebracht und unter gleichen Versuchsbedingungen abgeschert wurden. Die Versuchsbedingungen beeinflussen nicht bloß die Porenziffer, die der Ton bei einer gegebenen Belastung  $\sigma$  im Augenblick der Gleitung aufweist, sondern auch den Standrohrdruck, der in diesem Augenblick im Porenwasser des Tones herrscht. Bezeichnen wir den äquivalenten Verdichtungsdruck der Porenziffer  $\epsilon_0$ , die der Ton bei der Einbringung in den Scherapparat, d. h. bei einer Belastung  $\sigma = 0$  aufwies, mit  $p_{e0}$  und den zugehörigen Wert des Standrohrdruckes mit  $s_0$ , so bekommt man

$$(7) \quad c = \kappa p_{e0} - s_0 \cdot \operatorname{tg} \varphi.$$

Führt man diesen Wert in (1) ein und subtrahiert das Ergebnis von (5) so ergibt sich

$$(8) \quad \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi = \kappa (p_e - p_{e0}) + [\sigma - (s - s_0)] \operatorname{tg} \varphi.$$

<sup>8)</sup> Hvorslev, M. J., Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. Kopenhagen 1937. G. E. C. Gad, Vimmelskaffet 32.



Aus Gl. (7) geht hervor, daß die Größe  $c$  in der Coulombschen Gleichung im allgemeinen aus zwei Teilen besteht, und zwar aus dem einer Porenziffer  $e_0$  entsprechenden Kohäsionswert  $\times p_{e0}$  und aus einem zusätzlichen Reibungswiderstand  $-s_0 \cdot \operatorname{tg} \varphi$ . Der Wert  $\sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$  enthält hingegen nach Gl. (8) nicht bloß einen Reibungswiderstand  $[\sigma - (s - s_0)] \operatorname{tg} \varphi$ , sondern auch einen Teil der von der Orientierung der Schnittflächen unabhängigen Kohäsion. Außerdem geht aus Gl. (8) hervor, daß es gar kein Versuchsverfahren geben kann, das auf dem einfachen Wege über die Coulombsche Gleichung den Wert  $\varphi$  des Winkels der inneren Reibung liefern kann, und zwar aus folgenden Gründen: Jede mit einer Änderung des Scherwiderstandes verbundene Änderung der Belastung ist auch mit einer Änderung der Porenziffer  $e$  verbunden, womit auch eine Änderung des äquivalenten Verdichtungsdruckes  $p_e$  eintritt. Infolgedessen gilt für diesen Fall  $\times(p_e - p_{e0}) \geq 0$  und  $\operatorname{tg} \varphi \geq \operatorname{tg} \varphi$ . Wenn hingegen eine Änderung der lotrechten Belastung von einem Ausgangswert  $\sigma_0$  auf  $\sigma$  keine Änderung der Porenziffer  $e$  erzeugt, d. h. wenn  $p_e - p_{e0} = 0$ , so muß die gesamte Belastungsänderung  $\Delta \sigma = \sigma - \sigma_0$  durch eine gleich große Zunahme des Standrohrdruckes von  $s_0$  auf  $s_0 + \Delta \sigma$  aufgenommen werden, so daß  $s - s_0 \geq 0$  und  $\operatorname{tg} \varphi$  ebenfalls  $\geq \operatorname{tg} \varphi$  ist.

In manchen Veröffentlichungen wurde die Ansicht vertreten, daß der Winkel der inneren Reibung bindiger Böden mit dem Winkel  $\varphi_1$  identisch sei, den die Tangente  $b'b'$  (Abb. 1b) an den Ast  $bc$  des Scherwiderstandsdiagramms mit der Waagerechten einschließt<sup>9)</sup>. Diese Ansicht ist auf den Umstand zurückzuführen, daß die Schwellkurve  $bc$  im Porenzifferdiagramm Abb. 1a im Bereich von  $\sigma_1$  bis etwa  $\sigma_{1/2}$  nahezu waagrecht verläuft. Man hat daher geglaubt, daß der rechte Teil des Astes  $bc$  in Abb. 1b einer Abscherung bei verschiedenen Flächendrücken, jedoch bei gleicher Porenziffer entspricht. Aus Abb. 1a geht jedoch hervor, daß dies keineswegs der Fall ist, denn die Kurve  $b_1c_1$ , deren Ordinaten die Porenziffer für den Augenblick der Gleitung angeben, ist auch im Druckbereich  $\sigma_1$  bis  $\sigma_{1/2}$  sehr steil. Infolgedessen muß die obenerwähnte Ansicht als unhaltbar bezeichnet werden.

#### Einschränkung für die Gültigkeit der Coulombschen Gleichung.

Infolge des ausschlaggebenden, durch die vorausgegangenen Beispiele illustrierten Einflusses der Versuchsbedingungen auf die Werte der in der Coulombschen Gleichung enthaltenen Größen  $c$  und  $\varphi$  hat diese Gleichung nur dann eine eindeutige, physikalische Bedeutung, wenn man durch besondere Symbole die Grenzen für die Gültigkeit der Gleichung zum Ausdruck bringt. Dies geschieht nach dem Vorschlag des Verfassers durch einen Index, z. B.

$$\tau = [c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi]_d \text{ oder } \tau = [c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi]_s.$$

Der Index  $d$  bedeutet die folgenden Bedingungen für die Gültigkeit der Gleichung: gegebene Ausgangsporenziffer  $e_0$ , gegebener Störungsgrad (ungestört oder durchknetet), Standrohrdruck  $s$  bei Versuchsbeginn nahezu gleich Null, Steigerung der lotrechten Belastung der Scherfläche von Null bis  $\sigma$  ohne Überschreitung des Endwertes  $\sigma$ , Anbringung der Scherkraft nach vollkommener Konsolidierung der Probe unter der Belastung  $\sigma$  und restlose Angleichung der Porenziffer an die Scherspannungen, so daß der Standrohrdruck auch im Augenblick der Gleitung nahezu den Wert Null aufweist. Diese Bedingungen werden bei dem schon erwähnten Dauerversuch erfüllt. Das Symbol  $s$  zeigt die gleichen Bedingungen an, jedoch mit folgender Abweichung: Nach vollzogener Konsolidierung der Probe unter der lotrechten Belastung  $\sigma$  wird die Scherkraft so rasch von Null bis zum Bruchwert gesteigert, daß die Porenziffer des Bodens während dieses Vorganges praktisch unverändert bleibt. Die unvollkommene Erfüllung dieser Bedingung wird durch das Symbol  $ds$  zum Ausdruck gebracht.

#### Winkel zwischen den Scherflächen.

Schneidet man aus einem beliebigen im Gleichgewicht befindlichen Körper ein prismatisches Körperelement (Abb. 3) derart heraus, daß zwei Seiten Hauptspannungsebenen darstellen, so besteht zwischen den Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_{11}$  und den an der dritten, beliebig orientierten Schnittebene  $bc$  wirkenden Spannungen  $\sigma$  und  $t$  die durch die Gleichgewichtsbedingungen bestimmte Beziehung

$$(9) \quad \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_{11}}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_{11}}{2} \cdot \cos 2\alpha$$

und

$$(10) \quad t = \frac{\sigma_1 - \sigma_{11}}{2} \cdot \sin 2\alpha.$$

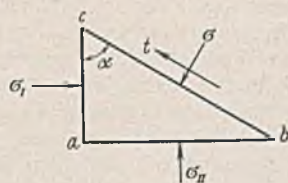


Abb. 3.

Wenn die dritte Schnittfläche  $bc$  (Abb. 3) eine Gleitfläche darstellen soll, so müssen außerdem die Bedingungen

$$\tau - t = 0 \quad \text{und} \quad (\tau - t) = \text{Minimum oder } \frac{d}{d\alpha}(\tau - t) = 0$$

erfüllt sein. Führt man in der zweiten Gleichung für  $\tau$  den Coulombschen Ausdruck (1) ein, so bekommt man

$$(11) \quad \frac{d}{d\alpha}(c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi - t) = 0.$$

Die bisherigen Theorien des Gleichgewichts bindiger Bodenmassen fußen auf der stillschweigenden Annahme, daß der Wert  $c$  in Gl. (1) die gesamte Kohäsion des Materials zum Ausdruck bringe und daß der Wert  $\operatorname{tg} \varphi$  eine vom Werte  $\sigma$  der Normalspannung unabhängige Größe sei. Auf Grund dieser Annahme ergibt sich

$$(12) \quad \frac{d}{d\alpha}(\sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi) = \frac{d\sigma}{d\alpha} \cdot \operatorname{tg} \varphi,$$

und im weiteren Verlauf der Rechnung bekommt man für die Größe  $2\alpha$  des Winkels zwischen den Scherflächen den Wert  $2\alpha = 90 - \varphi$ . Nach den Gleichungen (6) hängt der Wert des Winkels  $\varphi$  in der Coulombschen Gleichung in hohem Maße von den Versuchsbedingungen ab. Infolgedessen müßte auch der Winkel zwischen den Scherflächen für ein und denselben Boden innerhalb sehr weiter Grenzen veränderlich sein, was der Erfahrung widerspricht.

Die Ursache dieses widersinnigen Rechnungsergebnisses ist in Gl. (8) zu lesen. Dieser Gleichung zufolge enthält nämlich der Wert  $\operatorname{tg} \varphi$  ein Glied, das ebenfalls den Wert  $\sigma$  der Normalspannung enthält. Infolgedessen tritt an die Stelle der Gleichung (12) der Ausdruck

$$\frac{d}{d\alpha}(\sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi) = \frac{d\sigma}{d\alpha} \left( \operatorname{tg} \varphi + \sigma \cdot \frac{d \cdot \operatorname{tg} \varphi}{d\sigma} \right).$$

Führt man in Gl. (11) für die Werte  $c$  bzw.  $\sigma$ ,  $\operatorname{tg} \varphi$  und  $t$  die Gleichungen (7) bzw. (9), (8) und (10) ein und führt die Differentiation durch, so bekommt man

$$(13) \quad 2\alpha = 90 - \varphi,$$

d. h. der Winkel zwischen den Scherflächen ist von den Versuchsbedingungen unabhängig und ist gleich dem Komplement des in der allgemeinen Gleichung (3) bzw. (5) enthaltenen Winkels der inneren Reibung  $\varphi$ . Auf diesen wichtigen Umstand hat der Verfasser bereits vor zwei Jahren aufmerksam gemacht<sup>10)</sup>. Selbstverständlich setzt die strenge Gültigkeit der Gleichung (13) eine Struktur voraus, die keine bevorzugten Richtungen aufweist. Da diese Bedingung in der Wirklichkeit bei bindigen Böden niemals streng erfüllt ist, so kann auch Gl. (13) nur als Näherungsgleichung aufgefaßt werden. Eine experimentelle Untersuchung der Abweichungen von dem durch (13) dargestellten Rechnungsergebnis wurde von M. J. Hvorslev durchgeführt<sup>9)</sup>.

#### Experimentelle Bestimmung des Winkels der inneren Reibung $\varphi$ .

Bei dem von M. J. Hvorslev angegebenen Verfahren<sup>9)</sup> geht man von dem Ast  $b_1c_1$  des Druck-Porenziffer-Diagramms Abb. 1a aus. Die Ordinaten dieses Astes geben die Porenziffern an, die der Boden beim Dauerversuch im Augenblick der Gleitung bei verschiedenen Normalspannungen  $\sigma$  aufweist. Um diesen Ast zu bekommen, werden die Bodenproben mit einem der Fließgrenze entsprechenden Wassergehalt in den Scherapparat eingebracht, stufenweise bis  $\sigma_1$  belastet, unter diesem Druck vollkommen konsolidiert und dann bis auf  $\sigma < \sigma_1$  entlastet. Der Scherversuch beginnt erst nach vollkommener Angleichung der Porenziffer an den Endwert  $\sigma$  der Belastung — und die Scherkraft wird sehr langsam von Null bis zum Bruchwert gesteigert. Durch die eben aufgezählten Bedingungen ist das Versuchsverfahren als Dauerversuch gekennzeichnet. Die Bestimmung der dem Ast  $b_1c_1$  entsprechenden Porenziffer geschieht bei jedem Versuch unmittelbar nach dem Eintritt der Gleitung.

Da sich die Porenziffer bei der gebrauchlichen, 2 bis 3 cm betragenden Dicke der Bodenproben innerhalb der Gleitzone wesentlich von der Porenziffer im benachbarten Material unterscheidet, ist es notwendig, die Proben sehr rasch aus dem Scherapparat herauszunehmen und die zur Wassergehaltsbestimmung erforderlichen Teilproben aus der Scherzone herauszuschneiden.

Die Bestimmung des äquivalenten Verdichtungsdruckes  $p_e$  für die dem Ast  $b_1c_1$  (Abb. 1a) entsprechenden Porenziffern erfordert nach Abb. 1a die vorhergegangene Bestimmung des Hauptastes  $ab$  des Druck-Porenziffer-Diagramms (Abb. 1a). Das Endergebnis der Untersuchung besteht in der Kenntnis einer Reihe von Werten des Scherwiderstandes  $\tau$  mit den zugehörigen Werten  $\sigma$  und  $p_e$ . Mit  $s = 0$  (Versuchsbedingung für den Dauerversuch) erhält man aus Gl. (5)

$$\tau = \times p_e + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

oder

$$(14) \quad \frac{\tau}{p_e} = \times + \frac{\sigma}{p_e} \cdot \operatorname{tg} \varphi.$$

<sup>9)</sup> Tiedemann im Handbuch der Bodenlehre, Bd. X. Berlin 1932, Julius Springer.

<sup>10)</sup> Terzaghi, K., The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of sliding. Proc. of the Intern. Conference of Soilmechanics, 1936, Vol. I, S. 54 bis 56.



Trägt man in einem Schaubild (Abb. 4) als Abszissen die Werte  $\frac{\sigma}{p_e}$  und als Ordinaten die zugehörigen Werte  $\frac{\tau}{p_e}$  auf, so liegen die dadurch bestimmten Punkte nach den bisherigen Erfahrungen auch dann auf einer Geraden, wenn sich die Versuchsergebnisse nicht einmal mit roher Annäherung durch die lineare, Coulombsche Gleichung darstellen lassen. Diese Gerade schließt nach Gl. (14) mit der Waagerechten den Winkel  $\varphi$  ein und schneidet auf der Ordinatenachse den Wert  $x$  ab.

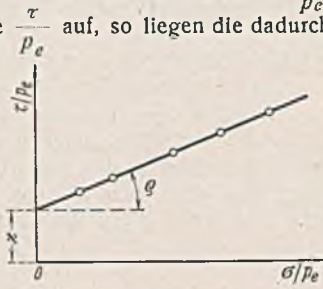


Abb. 4.

#### Beurteilung des Scherwiderstandes bindiger Böden nach Gleitflächen in der Natur.

Bei den älteren Verfahren zur Beurteilung der Standfestigkeit bindiger Bodenmassen in der Natur ermittelte man durch einfache Scherversuche mit Rahmenscherapparaten die Festwerte  $c$  und  $\operatorname{tg} \varphi$  in der Coulombschen Gleichung (1) und nahm dann an, daß der Scherwiderstand des Bodens in der Natur durch die Coulombsche Gleichung eindeutig festgelegt sei. Gegen dieses Verfahren sind folgende Einwände zu erheben:

1. Die Gültigkeit der Coulombschen Gleichung ist dem Text zu Gl. (6) zufolge an die strenge Erfüllung der physikalischen Bedingungen gebunden, unter denen die Werte  $c$  und  $\operatorname{tg} \varphi$  im Versuchswege ermittelt wurden. In der Praxis sind diese Bedingungen in den seltensten Fällen auch nur angenähert erfüllt.

2. Die Scherversuche mit den üblichen Rahmenscherapparaten liefern bloß den Widerstand des Bodens gegen den Übergang vom Ruhezustand in den Gleitzustand (Ruhwert des Gleitwiderstandes). Im Laufe der Gleitung sinkt der Gleitwiderstand auf einen wesentlich kleineren Wert, den Bewegungswert, herab. Das Verhältnis zwischen diesen beiden Werten ist für verschiedene Böden sehr verschieden. Die ersten durch angemessene Korrekturen von den größten Beobachtungsfehlern befreiten Angaben betreffend den Bewegungswert für bindige Böden wurden für

den durchkneteten Zustand 1936 durch M. J. Hvorslev<sup>11)</sup> und für den ungestörten Zustand 1937 durch Tiedemann<sup>12)</sup> veröffentlicht. Bei den Gleitvorgängen in der Natur pflanzt sich die Gleitung aus der Zone gefährlichster Beanspruchung nach den schwächer beanspruchten Bereichen fort (progressiver Bruch). Infolgedessen führt die Berechnung mit den Ruhewerten zu einer Überschätzung des tatsächlich wirksamen Gleitwiderstandes.

3. Beim Schnellversuch wird der Scherwiderstand durch den zum erstenmal von M. J. Hvorslev aufgezeigten Widerstand des Bodens gegen rasche Formänderung (Strukturviskosität) erhöht<sup>6)</sup>. In der Natur kann die für den Schnellversuch kennzeichnende Abscherung bei praktisch unveränderter Porenziffer bei großer Mächtigkeit der beanspruchten Schicht auch dann eintreten, wenn sich die Scherkraft relativ langsam steigert. Bei diesem Vorgang fällt der beim Schnellversuch wirksame Strukturwiderstand größtenteils fort. Infolgedessen wird der Scherwiderstand bei einer Übertragung der Versuchsergebnisse auf die Natur überschätzt.

4. In manchen Fällen der Praxis, z. B. bei der Bemessung der Ankerblöcke für Hängebrücken, wird nicht nur eine angemessene Sicherheit gegen Gleitung, sondern auch eine Sicherheit gegen langsame Verschiebung gefordert. In solchen Fällen ist zu beachten, daß sich in zahlreichen Tönen schon dann ein langsames Fließen mit nahezu gleichbleibender Geschwindigkeit einstellt, wenn die Schubbeanspruchung des Bodens wesentlich kleiner ist als der durch den Scherversuch ermittelte Gleitwiderstand<sup>13) 8)</sup>.

Bei der Anwendung von Versuchsergebnissen auf die Praxis führt die Nichtbeachtung der oben aufgezählten Tatsachen in den meisten Fällen zu einer unzulässigen Überschätzung des Scherwiderstandes, den der Boden in der Natur aufweist. Die bisher verfügbaren Verfahren zur Herabminderung der Unsicherheit in der Beurteilung des Scherwiderstandes nach Gleitflächen in der Natur werden vom Verfasser an anderer Stelle behandelt.

<sup>11)</sup> Hvorslev, M. J., A ring shearing apparatus for the determination of the shearing resistance and plastic flow of soils. Proc. of the Int. Conf. on Soilmechanics, Cambridge, Mass., 1936, Vol. II, S. 125 bis 129.

<sup>12)</sup> Tiedemann, B., Über die Schubfestigkeit bindiger Böden. Bau-techn. 1937, Heft 30.

<sup>13)</sup> Terzaghi, K., The static rigidity of plastic clays. Journal of Rheology, Vol. 2, Nr. 3, July 1931.

## Internationale Aussprache in Zürich über die Schweißtechnik im Brückenbau.

Von G. Schaper.

Alle Rechte vorbehalten.

Auf Einladung des Direktionspräsidenten der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe in Zürich, Herrn Prof. Dr.-Ing. chr. Ros, fand an den Tagen vom 19. bis 21. Mai d. J. in Zürich eine Aussprache über „Gegenwärtige Probleme und den heutigen Stand der Schweißung und die Schweißvorschriften in Deutschland und der Schweiz“ statt.

An der Aussprache nahmen Vertreter der Schweiz, Deutschlands, Belgiens, Frankreichs, Italiens, Jugoslawiens, Norwegens, Schwedens und Estlands teil.

Den unmittelbaren Anlaß zu der Aussprache haben im Januar d. J. aufgetretene Rißschäden an der großen geschweißten Reichsautobahnbrücke bei Rüdersdorf aus Baustahl St 52 in Deutschland und der Einsturz einer geschweißten Straßenbrücke in Belgien gegeben.

Am ersten Tage sprachen:

1. Reichsbahnrat Brückner über die „Anwendung der Schweißtechnik im Brückenbau, über zerstörungsfreie Prüfmethode und über die Bearbeitung der Schweißnähte in Deutschland“.

2. Prof. Dr.-Ing. Klöppel über „Die Grundlagen der deutschen Schweißvorschriften und über die Weiterentwicklung der Schweißtechnik im Stahlbau“.

3. Prof. Graf, Stuttgart, über „Messungen von Schrumpfspannungen an Stumpfstoßen“.

4. Prof. Dr.-Ing. chr. Ros, Zürich, über „Den gegenwärtigen Stand und noch zu lösende Aufgaben der Schweißtechnik im Stahlbau in der Schweiz“.

5. Dipl.-Ing. Eichinger, Zürich, über „Schweizerische Vorschriften für geschweißte Bauwerke aus Stahl und ihre Fortentwicklung“.

6. Direktor Bühler, Döttingen, über „Probleme der konstruktiven Gestaltung geschweißter Stahlbauten“.

Am zweiten Tage wurden schweißtechnische Einrichtungen und Ausführungen der Gebrüder Sulzer AG in Winterthur und der Brown, Boveri & Cie AG in Baden (Schweiz) eingehend besichtigt.

Während die Verhandlungen und Besichtigungen an den beiden ersten Tagen dem Kreise der eingeladenen Teilnehmer vorbehalten waren, fand am dritten Tage im Rahmen des Schweizerischen Verbandes für die Materialprüfung der Technik eine öffentliche Aussprache über die Schweißtechnik im Stahlbau statt, die sich an einen längeren Vortrag des Direktors bei der Reichsbahn Dr.-Ing. Kommerell, Berlin, über „Den heutigen Stand der Schweißtechnik im Stahlbau in Deutschland“ anschloß.

Die Vorträge, die sich an sie anschließenden lebhaften Erörterungen und die Besichtigungen waren außerordentlich anregend und nutzbringend; sie brachten eine erfreuliche Übereinstimmung aller Teilnehmer in den grundsätzlichen Fragen der Schweißtechnik und ließen die Überzeugung reifen, daß die in letzter Zeit aufgetretenen Fehlschläge auf keinen Fall einen Rückschritt im Schweißen bringen dürfen, sondern daß ihre Ursachen durch eingehende Versuche aufgeklärt werden müssen, und daß dann die baulichen Anordnungen und Maßnahmen geschweißter Stahlbauten so festgesetzt werden müssen, daß eine Wiederholung der Fehlschläge ganz ausgeschlossen ist und volle Gewähr für die Sicherheit der geschweißten Stahlbauten übernommen werden kann.

Das Ergebnis der Besichtigungen und Verhandlungen läßt sich kurz, wie folgt, zusammenfassen:

1. Im Bau von Wagen, Maschinen, Kesseln, Gehäusen, Behältern, Gleichrichteranlagen, Druckrohrleitungen usw. wird das Schweißen in weitgehendem Maße mit größtem Erfolge angewendet, und zwar bei Baustahl St 37 und St 52. Auch auf diesen Gebieten hat es an Mißerfolgen und Rückschlägen wie bei jedem Fortschritt nicht gefehlt. Man hat sich aber hierdurch nicht zurückschrecken lassen und ist schließlich zu den heutigen großen Erfolgen gelangt. Das Schweißverfahren hat große technische und wirtschaftliche Erfolge gebracht. Es sind auf den genannten Gebieten äußerst einfache Gebilde entwickelt worden, die sich überhaupt nur im Schweißverfahren herstellen lassen. Geschweißte Kessel haben einen weit höheren Wirkungsgrad als genietete, weil bei ihnen Baustoffanhäufungen, die beim Nietverfahren entstehen, fortfallen und damit keine Wärmestauungen auftreten können. Geschweißte Druckrohrleitungen sind viel billiger als genietete. Geschweißte Wagen sind viel leichter als genietete. Zum Beispiel haben die neuen schweizerischen Schnellzugwagen, die in St 52 ganz geschweißt sind, das erstaunlich geringe Gewicht von 1,4 t/m.

2. Die schweizerischen und deutschen Vorschriften für geschweißte Stahlbauten unterscheiden sich nicht grundsätzlich und wesentlich voneinander. Der Hauptunterschied, der in der Festsetzung verschieden hoher zulässiger Spannungen dynamisch beanspruchter Bauwerke liegt, wird ausgeglichen werden, wenn die Schweiz sich entschließt, für die wichtigen Nähte dynamisch beanspruchter Bauwerke die Bearbeitung durch Fräsen und die Durchstrahlung vorzuschreiben.

3. Mit Ausnahme der bekannten Rißschäden an der Eisenbahnbrücke am Bahnhof Zoologischer Garten in Berlin und der obengenannten Reichs-



autobahnbrücke, die beide aus St 52 hergestellt sind, und der eingestürzten Straßenbrücke in Belgien liegen in den europäischen Ländern durchaus günstige Erfahrungen mit geschweißten Straßen- und Eisenbahnbrücken vor, und zwar bei Verwendung gewöhnlichen Baustahls und hochwertigen Baustahls.

In Deutschland haben sich die vielen geschweißten Eisenbahn- und Straßenbrücken mit Ausnahme der beiden obenerwähnten Brücken mit Rißschäden vorzüglich bewährt. Insbesondere haben sich auch geschweißte Eisenbahnbrücken aus St 52, die schon lange Zeit in einem schweren Verkehr liegen, einwandfrei gehalten. Umfangreiche statische Versuche und Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen, mit geschweißten Trägerteilen und ganzen geschweißten Traggebilden in natürlicher Größe und mit ganzen geschweißten Trägern haben für den Baustahl St 37 die Unschädlichkeit der Schrumpfspannungen, die Zuverlässigkeit einwandfrei durchgebildeter Schweißverbindungen und die Überlegenheit geschweißter Träger über genietete Träger in bezug auf die Dauerfestigkeit erwiesen. Nach den guten Erfahrungen mit geschweißten Brücken und nach der gründlichen Versuchsforschung kamen die Fehlschläge an den beiden erwähnten Brücken völlig unerwartet. Man stand vor unbekanntem Erscheinungen. Die Risse an der Brücke am Bahnhof Zoologischer Garten in Berlin gingen von den Halsnähten gezogener Gurtungen aus und erstreckten sich in einen Teil des Stegbleches und der an das Stegblech angeschlossenen Gurtplatte, die aus einem Wulstprofil bestand. Die Enden der Risse wurden sorgfältig abgebohrt. Die Überbauten haben in diesem Zustande seit mehr als zwei Jahren den starken Verkehr der Stadtbahn getragen, ohne daß irgendwelche Veränderungen an den Rissen eingetreten sind. Die Risse an den Überbauten der Rüdersdorfer Brücke gingen auch von den Halsnähten gezogener, auch aus Wulstprofilen bestehender Gurtungen aus, sie erstreckten sich aber über die ganze Gurtung und über einen großen Teil des Stegbleches. Wann die Risse an den Überbauten der Brücke am Bahnhof Zoologischer Garten entstanden sind, ließ sich nicht feststellen; sie wurden bei wiederholter Untersuchung der Überbauten durch zuverlässige Brückenschlosser mit der Lupe gefunden; sie waren sehr fein. An der Rüdersdorfer Brücke entstanden zwei Risse in der Nacht vom 2. zum 3. Januar 1938 bei einem Temperaturabfall um  $10^{\circ}$  auf etwa  $-10^{\circ}$ , sie traten mit lautem Knall auf und klafften einige Millimeter. In beiden Fällen handelt es sich um Trennungsbrüche, die ohne jede Verformung entstehen.

Um die Ursachen der Risse an den beiden Brücken zu klären, sind umfangreiche und eingehende Versuche eingeleitet worden, die in diesem Sommer durchgeführt werden sollen. Sie werden sicher die einwandfreie Erklärung der unliebsamen Erscheinungen bringen und Mittel und Wege zeigen, um in Zukunft solche Fehlschläge auszuschließen.

Die Risse sind aller Wahrscheinlichkeit nach darauf zurückzuführen,

1. daß beim Schweißen der Halsnähte die Wärme zu schnell in die dicken Gurtprofile abfloß und diese an der Schweißstelle und ihrer Umgebung sehr stark härteten, weil der St 52 ein Werkstoff ist, der sehr zum Härten neigt,

2. daß beim Schweißen der Halsnähte dreilachsige Spannungszustände entstanden, die bekanntlich den Trennungsbruch sehr begünstigen,

3. vielleicht auch darauf, daß es walztechnische Schwierigkeiten bereitet, den Wulst der dicken Wulstprofile in St 52 einwandfrei herzustellen.

Unabhängig von dem erwähnten umfangreichen Versuchsprogramm wurden in den letzten Wochen schleunigst statische Versuche mit einer größeren Zahl geschweißter, 0,5 m hoher I-Träger aus St 52 durchgeführt, deren 30 mm dicke Gurtungen aus Wulstprofilen, Nasenprofilen oder einfachen Breitflachstählen bestanden, die „automatisch“ oder von Hand geschweißt waren und deren Stegblechsausteiungen vor oder nach dem Schweißen der Halsnähte auf die Stegbleche aufgeschweißt waren. Alle Träger mit einer Ausnahme ertrugen rechnerische Biegungsspannungen von 5400 bis 6000 kg/cm<sup>2</sup>, ohne daß ein Bruch eintrat. Sie verformten sich sehr stark und verloren ihre Tragfähigkeit durch Ausweichen des Druckgurtes. Ein Träger versagte bei einer rechnerischen Biegungsbeanspruchung von 5400 kg/cm<sup>2</sup> durch einen durch den ganzen Träger verlaufenden Trennungsbruch, der anscheinend von den Halsnähten ausging. Diese Versuche brachten noch keine Erklärung für die Ursachen

der Risse an den Brücken am Bahnhof Zoologischer Garten und bei Rüdersdorf, die bei rechnerischen Biegungsspannungen von höchstens 1500 kg/cm<sup>2</sup> aufgetreten sind. Das liegt vermutlich daran, daß die Versuche an Trägern durchgeführt sind, die im Verhältnis zu den gerissenen Trägern der beiden genannten Brücken nur klein sind.

In Frankreich haben sich geschweißte Eisenbahnbrücken aus gewöhnlichem und hochwertigem Baustahl unter schwerem Verkehr gut bewährt. Die Brückeningenieure der französischen Nordbahn haben so großes Vertrauen zur Sicherheit geschweißter Eisenbahnbrücken, daß sie schon zum Bau einer geschweißten Eisenbahnfachwerkbrücke aus hochwertigem Baustahl übergehen. In Deutschland hat man sich noch nicht an das Schweißen von Eisenbahnfachwerkbrücken herangewagt.

In der Schweiz liegen schon sechs geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken im Betriebe. Auch hier ist die Bewährung bis jetzt gut. In der Schweiz sind außerdem verschiedene Straßenbrücken geschweißt worden, mehrere vollwandige, eine Langer-Trägerbrücke und eine Fachwerkbrücke. Alle diese Brücken haben sich gut gehalten.

Die in Belgien vor einiger Zeit eingestürzte geschweißte Straßenbrücke hat Vierendeel-Hauptträger aus St 42<sup>1)</sup>. Die mit der Feststellung der Einsturzursachen betraute Kommission hat ihre Arbeiten noch nicht beendet, so daß über die wirklichen Ursachen noch nichts Bestimmtes gesagt werden kann.

Vorbehaltlich der Ergebnisse der eingeleiteten Versuche läßt sich jetzt schon folgendes Neue über das Schweißen von Brücken sagen:

1. Beim Ziehen von Schweißnähten hat man dafür zu sorgen, daß nach dem Abschmelzen einer Elektrode sofort die nächste in Tätigkeit tritt, damit das Schmelzgut der neuen Elektrode nicht auf eine abgekühlte Stelle, sondern auf eine gut vorgewärmte trifft. Sonst kann leicht an dieser Stelle eine Härtung eintreten.

2. Gurtplatten sollen bei Verwendung von St 37 nicht dicker als 40 mm und bei Verwendung von St 52 nicht dicker als 30 mm sein, damit beim Schweißen Härtungen durch zu starkes Abfließen der Wärme vermieden wird.

3. Die Elektroden dürfen nicht zu dünn sein, weil erfahrungsgemäß durch dünne Nähte die stärksten Härtungen hervorgerufen werden. Die Dicke der Elektroden muß der Dicke der zu verschweißenden Teile angepaßt werden.

4. Die chemische Zusammensetzung des St 52 wird so zu regeln sein, daß er bei Beschränkung der Dicken auf 30 mm beim Schweißen nicht mehr merklich härtet.

5. Gelingt dies nicht, so wird es vielleicht erforderlich werden, für geschweißte Brücken, die nicht in St 37 ausgeführt werden können, einen besonderen hochwertigen Baustahl, vielleicht einen St 44 zu entwickeln, der nicht zum Härten neigt.

6. Es empfiehlt sich, die Halsnähte von der Gurtung durch Verwendung halber Breitflanschträger oder von Spezial-T-Profilen, die im Kaliberwalzwerk hergestellt werden, wegzulegen. Bei solcher Lage der Halsnähte ist kein zu schnelles Abfließen der Wärme und daher keine gefährliche Härtung zu befürchten. Außerdem ist bei solchen Nähten (V- oder X-Naht) kein so gefährlicher mehrachsiger Spannungszustand zu befürchten wie bei den Halsnähten bei Verwendung von Breitflachstählen oder Spezialprofilen, bei denen die Nähte unmittelbar an den Gurtplatten liegen.

7. Ob es nötig sein wird, für geschweißte Brücken nur Siemens-Martin-Stahl zu verwenden und den Thomasstahl auszuschließen, ist noch eingehend zu prüfen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß kein Grund besteht, das Schweißen im Brückenbau abzulehnen. Brücken in St 37 können schon heute mit völliger Sicherheit geschweißt werden, und es steht zu erwarten, daß auch Brücken in hochwertigem Baustahl nach Durchführung der erwähnten Versuche ohne Bedenken geschweißt werden können. Man muß sich aber darüber klar sein, daß das Schweißen von Brücken eine Kunst ist, und daß es deshalb nur in die Hand von gut eingerichteten und erfahrenen Stahlbauanstalten gelegt werden darf.

<sup>1)</sup> Ein (vorläufiger) besonderer Bericht über diesen Einsturz wird binnem kurzem in der Bautechn. erscheinen.

## Vermischtes.

**Maßnahmen zur Einsparung von Eisen und Stahl<sup>1)</sup>.** In dem soeben erschienenen Heft sind veröffentlicht der Runderlaß des Reichs- und Preuß. Arbeitsministers vom 17. Mai 1938 betr. Baupolizeiliche Maßnahmen zur Einsparung von Eisen und Stahl mit vier Anlagen, sowie ferner Bekanntmachungen der Überwachungsstelle für Eisen und Stahl, und zwar: 1. Bekanntmachung vom 16. Mai 1938 zur Anordnung 30 vom 16. Dezember 1937 betr. Verbot der Herstellung bzw. Verwendung bestimmter Gegenstände aus Eisen und Stahl (Ausnahmen); 2. Anordnung 32

vom 11. Mai 1938 betr. Normung von einzylindrigen Handpumpen; 3. Anordnung 33 vom 16. Mai 1938 betr. Verbot der Herstellung und Verwendung von Kanalisationsgegenständen; 4. Anordnung 34 vom 23. Mai 1938 betr. Herstellungsverbot für bestimmte Gegenstände aus verzinktem Eisen und Stahl.

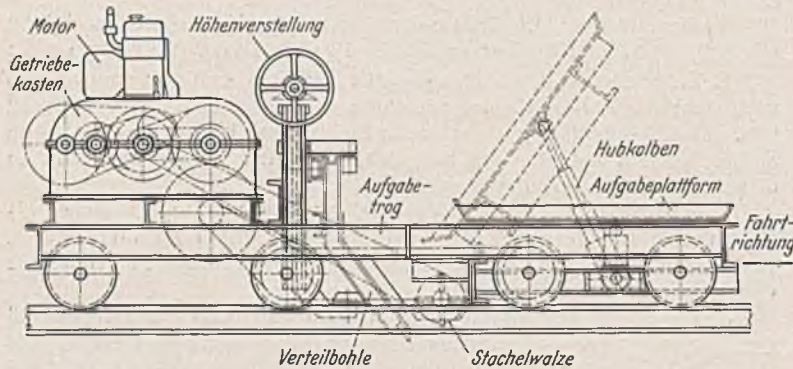
**Verteilgerät für bituminöse Deckenbaustoffe.** Die meisten Verteilgeräte für bituminöse Straßenbaustoffe haben eine feststehende Aufgabepattform<sup>1)</sup>, von der der Straßenbaustoff von Hand der Verteileinrichtung zugeführt wird.

<sup>1)</sup> Als Beilage zum Ztrbl. d. Bauv. 1938, Heft 23, erschienen im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W9. Einzelpreis der Beilage 0,80 RM, Partiepreise billiger.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1936, Heft 55, S. 805.



Um bei dem Mangel an Arbeitskräften auch das Beschicken der Verteilvorrichtung durch die Aufgabeplattform zu mechanisieren, ist ein Verteilgerät von Gauhe, Gockel & Cie. KG mit einer kippbaren Aufgabeplattform versehen worden (s. Abb.). Die Aufgabeplattform, die auf einem Unterwagen aus Profileisen ruht, fährt auf vier Rädern und ist als Fahrzeug für sich an dem eigentlichen Verteilgerät angelascht. Infolge der getrennten Hauptteile kann das Gerät leicht auf andere Fahrzeuge verladen werden. Die Aufgabeplattform mit 11 m<sup>2</sup> Fläche, deren Boden gegen Wärmeverluste isoliert ist, wird durch eine im Grundrahmen eingebaute Drucköleinrichtung schräg gestellt. Der Kolben der Drucköleinrichtung ist teleskopartig ausziehbar, wodurch der Hubzylinder eine niedrige Bauhöhe erhält. Zum Abgleitenlassen des bituminösen Gutes in die Verteilvorrichtung (Aufgabetrog) gibt man der Aufgabeplattform eine Neigung von 45 bis 50°. Die Drucköleinrichtung wird durch eine Pumpe gespeist, die durch den auf dem Gerüst der Verteilvorrichtung stehenden Verbrennungsmotor über eine ein- und ausrückbare Kupplung angetrieben wird. Wenn die Aufgabeplattform in ihrer Endschrägstellung angekommen ist, muß die Pumpe abgeschaltet werden. Zum Absenken der Aufgabeplattform öffnet man einen Hahn, wodurch das Öl aus dem Zylinder der Drucköleinrichtung in den Druckölspeicher zurückfließt. Die waagrecht gestellte Aufgabeplattform liegt 0,55 m über dem Erdboden, so daß sie leicht durch Hinterkipper-Lastkraftwagen beschickt werden kann. An der Auslaufseite der Aufgabeplattform ist ein Aufhalteblech angebracht, damit das bituminöse Gut nicht zu rasch beim Kippen in den Aufgabetrog rutscht.



Verteilvorrichtung für bituminöse Straßenbaustoffe mit kippbarer Aufgabeplattform.

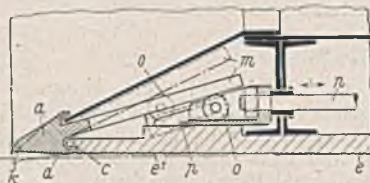
Im Aufgabetrog des eigentlichen Verteilgerätes dreht sich eine Stachelwalze, die das bituminöse Gut dauernd auflockert. Die viermal gelagerte Welle (zum Verhindern des Durchbiegens) wird durch den Verbrennungsmotor über den Getriebekasten, eine Klauenkupplung und einen Kettentrieb in Umdrehung versetzt. Hinter der Stachelwalze folgt die Verteilbohle, die aus wärmetechnischen und statischen Gründen als Hohlbohle ausgebildet ist. Aufgehängt ist sie in Tragböcken, so daß ihre Höhenlage leicht verstellbar wird (insgesamt 100 mm). Am unteren Teile der Bohle befindet sich eine austauschbare Stahlleiste, die gegen Verformungen infolge der Wärmeunterschiede mehrteilig ausgebildet ist. Ferner ist als Schutz gegen den Einfluß der Wärme die Innenseite der Bohle durch Asbestplatten isoliert. Die Hubbewegungen der quer zur Straßenrichtung liegenden Verteilbohle beträgt 50/min. Zur Erzeugung der Hubbewegungen dienen Exzentrerscheiben und -stangen.

Vom Getriebekasten, der durch einen Keilriemen mit dem Antriebsmotor in Verbindung steht, werden nicht nur die Öldruckeinrichtung, die Stachelwalze und die Verteilbohle, sondern auch das Fahrwerk für Vor- und Rückwärtslauf angetrieben. Der Dieselmotor leistet 24 PS.

Der Bedienungsmann für das ganze Verteilgerät steht auf einer Bühne auf dem Fahrgestell, von der er alle Bewegungen steuert. R.

### Patentschau.

Vortriebschild zur Herstellung von Tunneln. (Kl. 19f, Nr. 621 064 vom 22. 10. 1933 von Gottfried Hallinger, Patentverwertungsgesellschaft m. b. H. in Essen, Zusatz zum Patent 617 994.)<sup>1)</sup> Um dem Schild nach dem Hauptpatent eine verhältnismäßig große Schrägfläche zu geben, die dem Bestreben des Schildes entgegenwirkt, unter den einseitig auf ihn wirkenden Erddruckkräften abzusinken, schließt an die ringsherum oder unten und auf den beiden Schildflanken angeordneten, unabhängig voneinander um je eine Achse  $c$  schräg zur Schildachse einstellbaren Umfangsabschnitte  $a$  des Vorderteils des Schildmantels eine nach vorn schräg einwärts gerichtete starre Schildmantelfläche  $e^1$  an und an diese erst rückwärtig die zylindrische oder prismatische starre Schildmantelfläche  $e$ . An den Umfangsabschnitten  $a$  sitzt ein Fortsatz  $m$ , an dem die Vorrichtung für die Abschnitte, z. B. eine hin- und herbewegbare Schubstange  $n$  mittels einer Rolle  $o$  in einem Schlitz  $p$  des Fortsatzes angreift. Die Abschnitte  $a$  können mit einer Nase  $k$  versehen sein. Bewegt man die Stange  $n$  nach vorwärts, so wird der Körper  $a$  in die gestrichelt



dargestellte Lage geschwenkt, in der er mit seiner Spitze nach auswärts gerichtet ist; in dieser Stellung wird die Wirkung der Schildfläche  $e^1$  mehr oder weniger aufgehoben oder auch mehr als ausgeglichen, während der Körper  $a$  in der ausgezogenen dargestellten Endlage die Kellwirkung der Schrägfläche  $e^1$  vergrößert.

### Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichs- und Preußisches Verkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen. Versetzt: die Reichsbahnräte Geitmann als Vorstand zum Betriebsamt Essen 3 und Aurnhammer als Vorstand zum Betriebsamt Greiz.

b) Betriebsverwaltung: Ernann: zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaussessoren Thieme, Vorstand des Betriebsamts Oppeln 1, und Kühne, Vorstand des Betriebsamts Dresden 2.

Versetzt: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Frohne, Dezentern der RBD Dresden, als Abteilungsleiter und Dezentern zur RBD Hannover; — die Reichsbahnräte Trapp, Vorstand des Betriebsamts Rottweil, als Vorstand zum Betriebsamt Reutlingen, Lang, Vorstand des Betriebsamts Arnberg (Westf.), als Vorstand zum Betriebsamt Rottweil, Dr. rer. pol. Lutz, Vorstand des Betriebsamts Krefeld, als Dezentern zur RBD Hannover, Moller, Vorstand des Betriebsamts Ingolstadt, als Dezentern zur Reichsbahndirektion München, Mützelburg, Vorstand des Betriebsamts Breslau 1, zum Reichsverkehrsministerium — Eisenbahnabteilungen —, Dr.-Ing. Börner, Vorstand des Betriebsamts Wittenberge 2, zur Direktion der Reichsautobahnen, Schwahn, Vorstand des Neubauamts Zinten, als Vorstand zum Betriebsamt Königsberg (Pr.) 2, Dr.-Ing. Lagershausen, Vorstand des Neubauamts Hannover, als Vorstand zum Betriebsamt Breslau 1; — die Reichsbahnbaussessoren Potocki, bisher beurlaubt, als Vorstand zum Betriebsamt Marktredwitz, Stingl, Vorstand des Neubauamts Regensburg, als Vorstand zum Betriebsamt Kolberg, John bei der RBD Augsburg, als Vorstand zum Neubauamt Donauwörth, Weise, Vorstand des Neubauamts Vacha, als Vorstand zum Betriebsamt Dortmund 3 und Hermann Klein bei der RBD Augsburg zum Reichsverkehrsministerium — Eisenbahnabteilungen —.

Übertragen: den Reichsbahnoberräten Horbelt, Dezentern der RBD Regensburg, Dr.-Ing. Havemann, Dezentern der RBD Schwerin, die Geschäfte eines Abteilungsleiters; — den Reichsbahnbaussessoren Seils beim Neubauamt Zinten die Stellung des Vorstandes daselbst und Dickel bei der RBD Regensburg die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Regensburg.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Künlen, Dezentern der Reichsbahndirektion München, als Dezentern zur RBD München.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Kober, Dezentern der RBD Augsburg, Heinrich Voigt, Dezentern der RBD Erfurt, und Ackermann, Vorstand des Betriebsamts Reutlingen.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Schanze, Dezentern der RBD Hannover.

Im Ruhestand verstorben: Reichsbahnoberrat a. D. Ahrons in Altona-Kleinflottbeck, zuletzt Dezentern der RBD Hamburg; — Regierungsbaurat z. D. Gotthilf Mayer in Stuttgart, zuletzt bei der RBD Stuttgart, und Regierungsbaurat a. D. Metz in Köln, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Stettin 1.

Preußen. Wasserbauverwaltung. Ernann: Oberregierungsbaurat Piarre im Reichs- und Preußischen Verkehrsministerium zum Ministerialrat; — Regierungs- und Baurat K. Becker vom Schleppamt Duisburg-Ruhrort zum Strombaudirektor bei der Neckarbaudirektion in Stuttgart, Regierungs- und Baurat H. Koch bei der Wasserbaudirektion Stettin zum Oberregierungs- und -baurat; — die Regierungsbauräte Huch und G. Thiele bei der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg, Wetzel beim Wasserbauamt Verden und Gerstenberg beim Maschinenbauamt Magdeburg zu Regierungs- und Bauräten.

Versetzt: Regierungs- und Baurat Schulemann von der Regierung Schleswig an die Wasserstraßendirektion Hannover; — die Regierungsbauräte Pieke vom Wasserbauamt Berlin an das Neubauamt Berlin-West als Vorstand, Dr.-Ing. Möhlmann vom Neubauamt Verden an das Neubauamt Berlin-Mitte als Vorstand, Dörholt vom Wasserbauamt Meppen an das Neubauamt Verden, Post vom Wasserbauamt I Hannover an das Wasserbauamt Hoya als Vorstand, Simon vom Wasserbauamt Hoya an das Wasserbauamt I Hannover als Vorstand, F. Witt vom Wasserbauamt Münster an das Wasserbauamt Berlin, Schaerig vom Wasserbauamt Celle an die Elbstrombauverwaltung Magdeburg.

Unter Übernahme in den Staatsdienst überwiesen: die Regierungsbauassessoren Schütz dem Wasserbauamt Fürstenwalde a. d. Spree, Baumgarten dem Wasserbauamt Emden, Risse dem Neubauamt I Münster, Vogel dem Neubauamt Emden.

In den Ruhestand getreten: Strombaudirektor Konz bei der Neckarbaudirektion in Stuttgart; — Regierungs- und Baurat Kozlowski bei der Wasserbaudirektion Münster.

Ausgeschlossen: Regierungsbauassessor Greune beim Wasserbauamt Genthin.

INHALT: Gestaltung der Widerlager massiver und stählerner Brücken. — Die Coulombsche Gleichung für den Scherwiderstand bindiger Böden. — Internationale Aussprache in Zürich über die Schweißtechnik im Brückenbau. — Vermischtes: Maßnahmen zur Einsparung von Eisen und Stahl. — Verteilgerät für bituminöse Deckenbaustoffe. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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

<sup>1)</sup> Bautechn. 1937, Heft 29, S. 396.