DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang BERLIN, 5. August 1938 Heft 33

Alle Rechte vorbehalten.

Ersparnis von Holz und Stahl durch den neuzeitlichen Holzbau.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Technische Hochschule Karlsruhe.

Die wirtschaftliche und zeitgemäße Verwendung unserer Nadelhölzer im Bauwesen verlangt eine genaue Kenntnis der physikalischen und Festigkeitseigenschaften des Holzes, seiner Verbindungsmittel und der aus dem Holz hergestellten Tragwerke. Die Untersuchung des fehlerfreien, astreinen und geradfaserigen Holzes an kleinen Prüfkörpern genügt nicht. Wir sind dazu übergegangen, Rundholz, Bretter, Bohlen und Kanthölzer mit all ihren unvermeidlichen Fehlern, wie Ästen, Schrägfaser u. dgl. zu untersuchen. Bei einer solchen Anlehnung an die Wirklichkeit kann man die Sicherheit gegen Bruch wesentlich herabsetzen und die zulässigen Spannungen auf das wirklich vertretbare Maß steigern, da der Kreis der unbekannten Einflüsse eingeschränkt worden ist. Es war uns auf diese Weise z. B. möglich, für jeden beliebigen Zopfdurchmesser und jede beliebige freie Länge von Leitungsmasten aus Tannen- oder Fichtenrundholz den Spitzenzug anzugeben, bei dem der Mast zu Bruch geht. Je nach der Bedeutung der Leitung kann man nun die erforderliche Bruchsicherheit mit drei, vier und mehr annehmen und damit unmittelbar den zulässigen Spitzenzug für jeden Mast finden.

In ähnlicher Weise wurde auch die Biegefestigkeit und Schubfestigkeit an größeren Rundhölzern ermittelt.

Es ist selbstverständlich, daß die an den Bauhölzern gefundenen Festigkeitswerte erheblich unter denen des fehlerfreien Holzes liegen.

Für die zimmermannsmäßige Verbindung von Hölzern zu Konstruktionen und Tragwerken stehen zur Verfügung: der Leim, der Nagel, der Schraubenbolzen, der Einpreßdübel und der Fräsdübel.

Der gewöhnliche Lederleim oder Kaseinleim scheidet im allgemeinen aus, da er im Laufe der Zeit durch die Feuchtigkeit der Luft seine Festigkeit verliert. Es gibt aber heute wasserbeständige Leime, wie der Kauritleim und die zahlreichen Kunstharzleime, die auch bei Wasserlagerung einen erheblichen Teil ihrer Festigkeit bewahren. Die miteinander verleimten Hölzer werden zweckmäßig durch Klemmbolzen oder Nägel dauernd zusammengehalten. Nägel und Leim wirken aber nicht gleichzeitig, so daß die Tragkraft der Bolzen und Nägel nicht mit eingerechnet werden darf. Der Leim überträgt die Kräfte nur an die Oberfläche der verbundenen Hölzer und wirkt nicht in ihre Tiefe. Die Leimverbindung geht in der Regel zu Bruch durch Überwinden der Schubfestigkeit des Holzes längs der Faser. Damit ist die Spannung in der Leimfläche begrenzt durch die zulässige Holz-Schubspannung längs der Faser, die im allgemeinen 12 kg/cm² beträgt.

Zimmermannsmäßige Verbindungen sind bei hoch beanspruchten Bauteilen nur zum Teil am Platze. Der dabei häufig angewandte Schraubenbolzen hat zwar eine ausreichende Tragkraft, aber keine genügende Steifigkeit und scheidet daher als alleiniges Verbindungsmittel im neuzeitlichen Holzbau aus. Man löst ihn mit Vorteil in Nägel auf; 20 Nägel von 4 mm Durchm. haben das gleiche Gewicht wie ein Bolzen von 20 mm Durchm. bei gleicher Länge. Die Nägel haben aber eine Berührungsfläche zwischen Stahl und Holz, die fünfmal so groß ist wie beim Bolzen. Da die Tragkraft und die Steifigkeit von der Größe der Berührungsfläche zwischen Stahl und Holz abhängen, ist also die Tragkraft der Nägel auch die fünffache der des Bolzens. Verwendet man für eine gegebene Belastung an Stelle des Bolzens Nägel, so kann man mit einem Bruchteil des Stahlaufwandes auskommen. Die Auflösung des Bolzens in Nägel erhöht daneben aber auch die Steifigkeit der Holzverbindung, die fast auf die der Leimverbindung steigt. Die Nagelverbindung wird bei wiederholter Belastung nicht weicher, sondern steifer. Deswegen ist es auch möglich, Nägel bei Holzkonstruktionen zu verwenden, die bewegte Lasten, wie z. B. bei Brücken, zu tragen haben. Während sich der Nagel bei langsam ansteigender, ruhender Belastung allmählich verbiegt, ist bei bewegter Last und häufigem Lastwechsel ein Bruch des Nagels zu befürchten. Die zulässige Belastung eines Nagels muß daher bei Verwendung im Brückenbau u. dgl. niedriger als im Hochbau gehalten sein. Der Nagel wirkt ähnlich wie der Leim über die ganze Fläche, dazu aber noch in der Tiefe der Hölzer. Im allgemeinen kann man auf 1 cm² einschnittige Verbindung 7 bis 8 kg/cm² Last übertragen. Unsere zahlreichen Versuche haben genaue Unterlagen über die zulässige Belastung ein- und zweischnittiger Nägel im Hoch- und Brückenbau geschaffen. Die Tragkraft eines Nagels ist proportional dem Quadrat seines Durchmessers und praktisch unabhängig von der Dicke der miteinander zu verbindenden Hölzer. Das gleiche Gesetz gilt auch für den vorhin erwähnten Schraubenbolzen. Die Nagelverbindung wird verbessert, wenn man die überstehenden Nagelenden kurz und quer zur Holzfaser umschlägt.

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit ersetzt man bei großer Kraftübertragung den größeren Teil der Nägel durch den neuartigen Einpreßdübel „das Krallenband“ [1]). Aus einem 9 cm breiten und 1,5 mm dicken Stahlblech sind immer auf 9 cm Länge neun Löcher herausgestanzt, an deren Umfang ein bogenförmig gekrümmtes Zahnpaar nach der einen und ein gleiches Zahnpaar nach der andern Seite steht. Die Einzeldübel können zu einem beliebig langen Bande vereinigt werden (Abb. 1). Da sich bei diesem neuartigen und billigen Einpreßdübel die Zähne ähnlich wie die Leime und die Nägel über die ganze Fläche gleichmäßig verteilen, wird es möglich, auf kleiner Verbindungsfläche große Kräfte zu übertragen. Die miteinander verbundenen Hölzer müssen durch Nägel oder Schraubenbolzen dauernd zusammengeklemmt werden. Man kann aber die Anzahl der Schraubenbolzen erheblich einschränken, da man nicht zu jedem Einzeldübel oder zu jedem Dübelpaar einen Bolzen benötigt. Bei kleineren

Abb. 1. Krallenbänder zum Anschluß von Wandstreben beim Holzfachwerkträger.

Holzdicken sind die Bolzen entbehrlich und können durch Nägel ersetzt werden. Ähnlich wie die Nägel hat sich dieses Krallenband auch bei dynamischer Belastung, also auch beim Brückenbau bewährt. Ein 9 cm langer Einzeldübel kann mit 750 kg im Hoch- und Brückenbau belastet werden. Da der Dübel gleichzeitig mit den Bolzen oder Nägeln wirkt, dürfen im Hochbau diese in die zulässige Belastung der Verbindung mit eingerechnet werden. Im Brückenbau empfiehlt es sich, nur einen Teil der für die Klemmwirkung nötigen Bolzen oder Nägel bei der Rechnung zu berücksichtigen. Die große Steifigkeit dieses Einpreßdübels macht sich besonders günstig bei mehrteiligen Druckstäben bemerkbar, bei denen das wirksame Trägheitsmoment um die stofffreie Achse nahe an den theoretischen Wert herankommt.

Die bekannten Fräsdübel haben eine gute Tragkraft und Steifigkeit, verlangen aber sorgfältige Arbeit und zu jedem Dübel oder Dübelpaar einen Schraubenbolzen. Die Schraubenbolzen verschlingen viel Stahl und sind außerdem jeweils nach Länge besonders anzufertigen. Ihre Beschaffung ist also kostspielig und zeitraubend. Man wird daher in heutiger Zeit bei dem großen Stahlmangel und den knappen Bauzeiten oft gerne zu den vorhin beschriebenen Verbindungsmitteln Leim, Nägel und Einpreßdübel greifen.

Zu der so erzielbaren Ersparnis an Stahl tritt aber auch eine Ersparnis an Bauholz, wenn man bei größeren Biegeträgern oder bei Fachwerken an Stelle der bisher üblichen Bretter, Bohlen oder Kanthölzer seine Träger so zusammensetzt, daß an den wenig beanspruchten Querschnittsteilen wenig und an den hoch beanspruchten Querschnittsteilen viel Holz ist. An Stelle des rechteckigen Balkens tritt mit Vorteil der Hohlbalken, der zwei Gurte aus je einem quadratischen Kantholz hat. Zwei außen auf die Kanthölzer aufgelegte, auf die ganze Länge durchgehende oder gestoßene Bretter, die mit den Kanthölzern durch Leim, Nägel oder Einpreßdübel verbunden werden, bilden den Steg. Auf den Balken aufgenagelte, waagerechte Gurtbretter von der gleichen Dicke wie die Steg-

[1]) Hersteller und Lieferer Maschinenfabrik W. Pfrommer, Karlsruhe, Gerrigstraße 35/37.

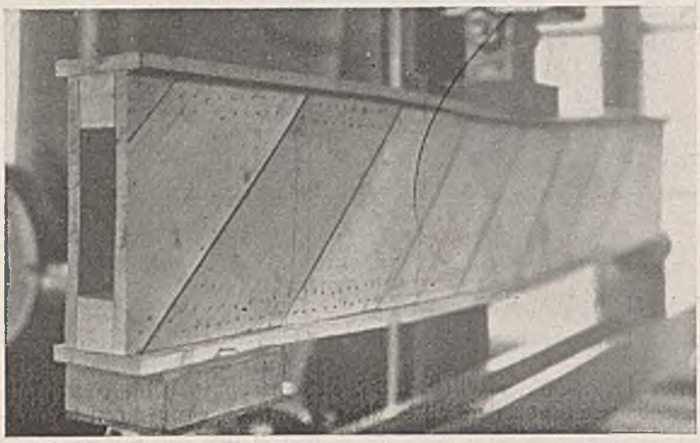


Abb. 2. Ein Hohlbalken mit zwei Stegen aus Brettstücken nach Erschöpfung seiner Tragkraft.
Es fehlen die für den Bestand wichtigen Aussteifungen.

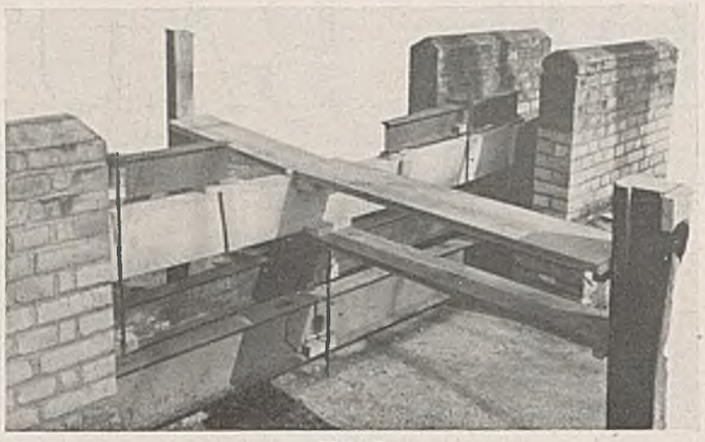


Abb. 5.
Biegeversuch mit 27,5 cm hohen Hohlbalken.
$l = 4{,}20$ m. $\sigma = 344$ kg/cm².

bretter steigern das Widerstandsmoment ohne große Kosten erheblich (Abb. 2). So entsteht ein Tragwerk, das in der Nähe seiner neutralen Faser einen Hohlraum aus Luft besitzt und dessen Trägerhöhe ohne Schwierigkeit auf 60 cm und mehr gesteigert wird. Man schafft sich so einen billigen und leichten Ersatz für gewalzte Stahlträger, die diesen nicht nur in ihrer Tragkraft, sondern auch in ihrer Steifigkeit gleichwertig sind. Bei der großen Trägerhöhe kommt einer richtigen Versteifung des Holzsteges durch aufgelegte Brettstücke quer zur Trägerachse eine große Bedeutung zu.

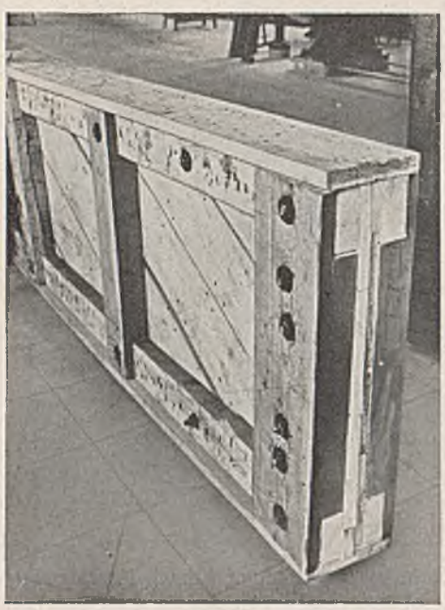


Abb. 3. Ein I-Balken mit Steg aus gekreuzten Brettern für schwerste Straßenlasten.
0,80 m Steghöhe. 10 m Stützweite.

Bei größeren Spannweiten mit hohen Belastungen verwendet man mit Vorteil an Stelle des Hohlbalkens den I-Balken mit einem einheitlichen Steg aus zwei sich unter einem rechten Winkel kreuzenden und miteinander vernagelten Bretterlagen. Der Ober- und Untergurt dieses Steges besteht aus je zwei lotrechten Gurtbohlen, verstärkt durch waagerecht aufgelegte Gurtbretter (Abb. 3). Durch die Gurtbretter kann man wie beim Stahlbau das Widerstandsmoment genau der örtlichen Beanspruchung anpassen; man kann also das Widerstandsmoment des Balkens auf die größten Biegemomente abstimmen. Man verwendet als Verbindungsmittel wieder zweckmäßig wasserfesten Leim oder Nägel oder Einpreßdübel (Abb. 4). Für den Anschluß der Gurtbretter an die Gurtbohlen genügen fast immer Nägel, während man für den Anschluß der Gurtbohlen an den Steg mit Vorteil das Krallenband verwendet, da hierbei die Zahl der Nägel wesentlich eingeschränkt wird. Auch diese, für große Stützweiten und Belastungen besonders zweckmäßige Trägerform muß durch zahlreiche Aussteifungen, vor allen Dingen in den Auflagern und dort, wo Einzellasten angreifen, in ihrer Form gesichert werden.

Es bereitet keine Schwierigkeiten, mit solchen zusammengesetzten I-Trägern aus Holz auch die größten Walzträger oder große genietete oder geschweißte vollwandige Stahlträger zu ersetzen, da sie ebensowohl in bezug auf Tragkraft als auch auf Steifigkeit gleichwertig sind. In manchen Fällen ist die erzielbare Gewichtsersparnis von Bedeutung.

In der Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen an der Technischen Hochschule Karlsruhe (Prüfraum Gaber) sind in den letzten Jahren umfangreiche Versuche an solchen neuartigen Trägern, Hohlbalken und I-Trägern aus gewöhnlichen sägerauhen Brettern mit beliebigen Ästen und Schrägfaser, durchgeführt worden, bei denen der wasserfeste Leim, die Nägel und der Einpreßdübel das „Krallenband" erprobt wurden (Abb. 4, 5, 6). Träger mit einer Stützweite bis zu 10 m wurden statisch und dynamisch belastet. Alle drei Verbindungsmittel haben sich dabei bewährt. Die Zerstörung wurde in der Regel eingeleitet durch einen Ast in der am stärksten gezogenen Gurtplatte. Durch diese natürlichen Holzfehler, wie Äste, Schrägfaser, werden die in den Holzkonstruktionen vorhandenen Biegefestigkeiten des Nadelholzes in der Regel nur 200 kg/cm² erreichen. Bei einer zulässigen Biegespannung von 100 kg/cm² im Hochbau besteht also noch eine genügende Bruchsicherheit. Im Brückenbau freilich wird man mit Rücksicht auf die bewegten und stoßweise einwirkenden Lasten die zulässige Biegespannung des Nadelholzes mit Vorteil auf 65 kg/cm² festsetzen.

Die Anwendung der Konstruktionserfahrung und Bauerfahrung des Stahlbaues auf den Holzbau brachte einen großen Fortschritt im Holzbau und eine wesentliche Ersparnis an Stahl und an Holz unter Steigerung der Tragkraft und der Steifigkeit dieser hochentwickelten Konstruktionsformen. Um diese aber auch auf die Dauer und bei Bauten, die im Freien stehen, zu gewährleisten, ist es nötig, genau wie im Stahlbau die Träger durch Anstriche sowohl bei der Herstellung als auch später im Betriebe zu schützen. Holz ist im Gegensatze zu Stahl nicht nur

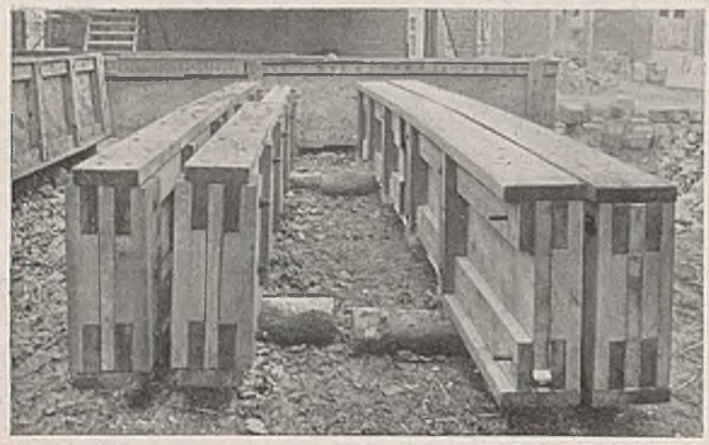


Abb. 4. Geleimte Träger. $l = 4{,}30$ m.
Links mit Holzschrauben in der Gurtung. $\sigma = 125$ bis 180 kg/cm². | Rechts mit Heftnägeln in der Gurtung. $\sigma = 160$ kg/cm².

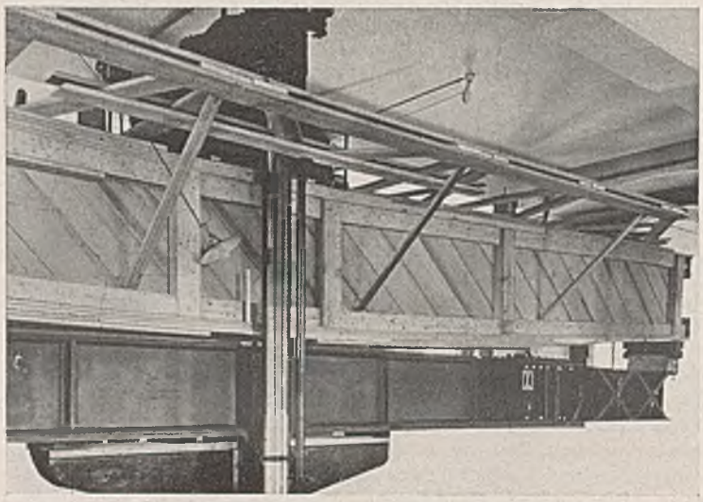


Abb. 6. Zwei 10 m weit gestützte I-Holzträger während der dynamischen Prüfung.

durch die Witterung, sondern auch durch tierische und pflanzliche Schädlinge gefährdet. Wir haben aber von unserer hochentwickelten chemischen Industrie heute wirksame Schutzmittel zur Behandlung des trockenen und des feuchten Holzes durch Tränkung, Schutzanstriche und ähnliches zur Verfügung. Im übrigen wird man auch nach dem Vorbilde der zum Teil gut erhaltenen alten Holzbrücken in Süddeutschland, Österreich und der Schweiz mehr als bisher die Holzbrücken verschalen und vor der Witterung schützen. Bei der Auswertung dieser neuen Trägerformen im Hoch- und Brückenbau bietet sich eine vorzügliche Gelegenheit zu erfolgreicher Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Architekt.

Der natürliche Baustoff Holz hat sich allmählich wieder die Stellung im Bauwesen erobert, die ihm dank seiner guten Eigenschaften zukommt.

Wir Ingenieure geben uns zur Zeit viel Mühe, durch Fortentwicklung der Trägerformen mit möglichst geringem Aufwand an Holz und Stahl die großen dem Holzbau heute zugefallenen Aufgaben zu lösen, da wir wissen, daß die jährlich im deutschen Wald uns zuwachsende Menge an Bauholz begrenzt ist. Es wäre aber auch Zeit, den Verbrauch an Nadelholz für Papier gründlich einzuschränken. Denn wir werden in späteren Jahren diese Bauten unmöglich statt aus Holz aus altem Zeitungspapier errichten können.

Alle Rechte vorbehalten.

Gleitwiderstand von Ankerblöcken für Hängebrücken.

Von Ing. Dr. Karl v. Terzaghi, o. ö. Professor an der Technischen Hochschule Wien.

(Schluß aus Heft 32.)

Abb. 4a zeigt einen nach der Grüningschen Vorschrift bemessenen Ankerblock. Die Berechnung fußt auf der Annahme, daß das wirksame Gewicht G_w des Blocks (2,3 t/m³) bei HHW durch den hydrostatischen Auftrieb eine 25prozentige Herabminderung erfährt. Z ist die Zugkraft, die die Ketten unter einem Winkel α gegen die Waagerechte auf den Ankerblock ausüben. Der Untergrund des Ankerblocks wird in lotrechter Richtung durch die Differenz zwischen dem wirksamen Gewicht G_w des Ankerblocks und die lotrechte Komponente $Z \cdot \sin\alpha$ des Kettenzuges beansprucht. In waagerechter Richtung wirkt die Komponente $Z \cdot \cos\alpha$ des Kettenzuges. Je ungünstiger die Bodenverhältnisse, um so größer muß der Wert des Quotienten

$$n = \frac{G_w - Z \cdot \sin\alpha}{Z \cdot \cos\alpha}$$

aus der lotrechten und der waagerechten Komponente der aufgezählten Kräfte sein, damit die Forderung nach angemessener Sicherheit der Verankerung gegen Gleitung eben noch erfüllt ist. Unter den oben beschriebenen von Grüning angenommenen Verhältnissen, d. h. bei der Lagerung des Blocks auf dichtgelagertem Sand ergibt sich bei $\alpha = 28°$ und bei 1,8facher Sicherheit für n ein Wert von 2,3 (Vergleichsfall). Tabelle 2 enthält eine Zusammenstellung der Werte von n für einige ausgeführte Hängebrücken. Der auf Sand und Schotter aufruhende Ankerblock am Südende der Brücke über den La Grasse-Fluß (Fall c) entspricht der Grüningschen Vorschrift. Für Ankerblöcke auf Tonböden gab es jedoch infolge der in Tabelle 1 aufgezeigten Unsicherheiten überhaupt kein brauchbares Rechenverfahren, und die Entwurfsbearbeitung beruhte vornehmlich auf dem persönlichen Ermessen des Entwerfenden. Infolgedessen ist es nicht überraschend, in der Tabelle 2 Vertreter für drei sehr verschiedene Einstellungen zur Verankerung von Brücken in tonhaltigen Böden zu finden.

unter NW, und der Wert des Quotienten n aus dem lotrechten und den waagerechten Kräften bekam notgedrungen den hohen Wert von 4,4.

Bei den in Tabelle 2e und f angeführten Verankerungen hielt man es für nötig, den Gleitwiderstand durch Pfahlroste zu erhöhen, die aus lotrechten und schrägen Pfählen bestehen. (Siehe auch Abb. 4e.)

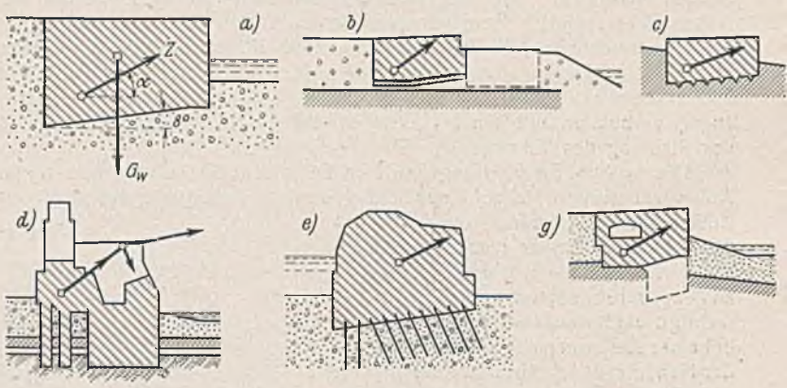


Abb. 4a bis g.

Bei der Elisabeth-Kettenbrücke in Budapest, Fall b in Tabelle 2 und Abb. 4b, sitzt der Ankerblock auf der Pester Seite auf einer Schotterschicht, die bereits in einer Tiefe von 1 m unter dem Block nach einer ziemlich waagerechten Fläche auf einer steifen Tonschicht aufruht. Trotz dieses den Gleitwiderstand ungünstig beeinflussenden Umstandes blieb der Wert $n = 1{,}9$ für die ursprünglich vorgesehene Verankerung um 17% hinter dem für ideale Bodenverhältnisse gültigen Werte von $n = 2{,}3$ zurück.

Tabelle 2. (Siehe auch Abb. 4a bis g.)

$$n = \frac{G_w - Z \cdot \sin\alpha}{Z \cdot \cos\alpha}$$

l = Spannweite
Z = Ankerzug
α = Neigungswinkel.

Nr.	Bauwerk	Jahr	l/m	Z 1000 t	α	Bodenart	n	Bemerkungen
a)	Vergleichsfall	—	—	—	28°	dichter Sand	2,3	1,8fache Sicherheit
b)	Elisabeth-Kettenbrücke, Budapest[1]	1904	290	13,2	37°	W: Schotter auf Tegel	1,9 3,0	nach Verstärkung
c)	La Grasse-Fluß bei Massena Center, New York[2]	1914	122	0,36	22°	S: Kies + Sand N: fester Ton	2,3 2,3	keilförmig verzahnt
d)	Delaware-Brücke in Philadelphia, Pa.[3]	1926	530	36,0	8°	Philadelphia-Ufer Camden-Ufer	3,4 4,4	Gründung auf Fels
e)	St. Johns Brücke, Portland Ore.[4]	1931	370	8,5	28°	O: Sand + Ton	2,3	Piedestalpfähle
f)	St. Lawrence Brücke, Ile d'Orleans Que.[5]	1935	322	2,8	26°	N: Sand, Schotter und etwas Ton	2,4	Stahlpfähle
g)	Reichsbrücke über die Donau, Wien	1937	244	15,5	28°	Sand, Letten, Tegel	2,3 2,6	Wiener Ufer Kagraner Ufer (abgeänderter Entwurf)

[1]) Rosenberg, K., Die Elisabeth-Kettenbrücke in Budapest. Z. d. OeIAV 1904. — [2]) Müllendorf, Die Hängebrücke über den La Grasse-Fluß in Massena Center, New York. Z. d. VdI, Bd. 63, 1919. — [3]) The Construction of the Delaware Suspension Bridge. Engng., Bd. 126, II, 1928. — [4]) St. Johns Bridge at Portland, Ore. Eng. News-Rec., 1930, I., 1931, II. Bd. — [5]) Bridging the St. Lawrence at the Ile d'Orleans. Eng. News-Rec., 1934, I.

Die vorsichtigste Einstellung ist durch den Entwurf der Verankerung der Delaware-Brücke in Philadelphia gegeben. An der Baustelle des Ankerblocks auf der Camden-Seite des Flusses, Abb. 4d, besteht der Untergrund bis zu einer Tiefe von 26 m unter NW aus einer mächtigen Sandschicht, die nur im untersten Teil eine 8 m mächtige Tonschicht einschließt. Trotzdem hielt man es für angezeigt, mit der Gründung des Ankerblocks unter die Tonschicht zu gehen. Diese Arbeit erforderte die Absenkung von Druckluftsenkkasten bis zu der gewaltigen Tiefe von 30 m

Die Frage, ob der Gleitwiderstand dieser ursprünglich vorgesehenen Verankerung für die Aufnahme des Ankerzuges eben noch genügt hätte, ist offen, denn man war infolge eines Kunstfehlers beim Bau der Ankerblöcke genötigt, die Verankerung wesentlich zu verstärken, bevor sie noch den vollen Ankerzug aufzunehmen hatte. Der Fehler bestand im Einbau einer durchgehenden, in Abb. 4b durch eine schwarze, parallel zur Ankerblocksohle verlaufende Linie angedeutete zur Abhaltung des Grundwassers dienende Asphaltschicht, auf der der obere Abschnitt des Ankerblocks zu gleiten begann.

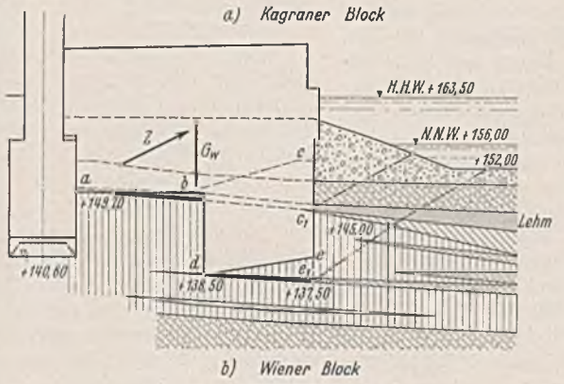
Die n-Werte für die Reichsbrücke, Fall g in der Tabelle 2 und Abb. 4g, beziehen sich nicht auf den ursprünglichen, sondern auf den vom Verfasser abgeänderten Entwurf der Ankerblöcke. Durch die weitgehende Heranziehung des Erdwiderstandes war es möglich, trotz der ungünstigen Bodenbeschaffenheit verhältnismäßig leichte Ankerblöcke in Vorschlag zu bringen.

Berechnungsgrundlagen für die Verankerung der Reichsbrücke.

Der ursprünglich zur Ausführung bestimmte Entwurf der Verankerung wurde in enger Anlehnung an das Budapester Vorbild verfaßt. Die Aufgabe des Verfassers bestand in der Prüfung des Sicherheitsgrades des vorliegenden Entwurfs sowie in der Planung der etwa nötigen Verstärkungen. Ihre Lösung umfaßte folgende Einzelleistungen: Bestimmung der Bodenziffern, Aufsuchen der möglichen Gleitflächen, Wahl des Sicherheitskoeffizienten und die Stabilitätsberechnung. Da der Auftrag erst nach dem Aushub der Baugruben erteilt wurde, mußte mit großer Eile gearbeitet werden.

Das Ergebnis der Bodenuntersuchungen ist in Abb. 5a u. b dargestellt. Beide Baustellen sind durch die Anwesenheit von ganzen Reihen mehr oder weniger parallel verlaufender Schmierschichten gekennzeichnet, die zumeist an der Grenze zwischen steifen Tonschichten und lettigen Sanden verlaufen. Als mögliche Gleitflächen kommen unterhalb der Ankerblöcke lediglich diese Schmierschichten in Betracht. Jene Abschnitte der Schmierschichten, nach denen das Gleiten eintreten würde, sind durch starke, volle Linien angedeutet. Unter dem Kagraner Block (Abb. 5a) haben diese Schichten eine starke Neigung in der Richtung des Kettenzuges, verbunden mit einer ebenso ausgiebigen Neigungskomponente in der Richtung des Talweges.

Die in Abb. 5a u. b angedeuteten Schmierschichten sind sehr dünn. Außerdem werden sie auf einer Seite von relativ hochgradig durchlässigen Bodenschichten begrenzt, durch die das überschüssige Wasser rasch entweichen kann. Infolgedessen war der Verfasser zu der vereinfachenden Annahme berechtigt, daß sich ihre Porenziffer den bei einer Änderung des Ankerzuges oder der Höhenlage des Grundwasserspiegels auftretenden Änderungen in ihrem Spannungszustand ziemlich restlos angleicht. Unter dieser Annahme sind auch die Bedingungen für die Gültigkeit der Gl. (4) erfüllt. Die in der Gleichung enthaltenen Werte c und $\operatorname{tg}\varphi$ wurden im Sinne des Textes zu dieser Gleichung durch Dauerversuche bestimmt. Schnellversuche ergeben für $\operatorname{tg}\varphi$ wesentlich kleinere und für c wesentlich größere Werte als die Dauerversuche[3]). Der Wert c für die Schmierschichten konnte infolge seiner Kleinheit vernachlässigt werden. Ein Auszug aus den Ergebnissen der Versuche findet sich in Abb. 5c. Sämtliche in dieser Tabelle enthaltenen Werte stellen Ruhewerte dar, d. h. sie beziehen sich auf den Widerstand des Materials gegen das Eintreten des ersten Gleitens. Der in Gl. (4) enthaltene Wert s ist unter den im Bereich der Verankerungen der Reichsbrücke herrschenden Verhältnissen durch die Höhenlage des freien Wasserspiegels bestimmt. Er wurde in den nachfolgenden Untersuchungen durch die Verminderung des Gewichts der über den Schmierschichten befindlichen Boden- und Mauerwerkskörper um den vollen hydrostatischen Auftrieb berücksichtigt.



c)

	Bodenart	c t/m²	tang φ	ξ_0	γ
	Grober Sand und Schotter		0,75	0,4	1,1
	Lettiger Sand + Schotter Sch.		0,62	0,5	1,0
	Lettiger Sand		0,55	0,5	1,0
	Lettiger Sand + Tegel Sch.		0,49	0,5	1,0
	Steifer Tegel	8,0	0,43	0,7	1,0
	Schmierschichten		0,40		

Abb. 5a bis c.

Bei der Berechnung des zulässigen Gleitwiderstandes der unterhalb der Ankerblöcke befindlichen Schmierschichten kann man entweder vom Ruhewert oder vom Bewegungswert des Gleitwiderstandes ausgehen. Die Grüningsche Vorschrift fußt auf dem Bewegungswert, d. h. auf dem durch die eingetretene Gleitung bereits herabgeminderten Reibungswiderstand. Der Verfasser ging hingegen vom Ruhewert aus, weil die Bestimmung des Bewegungswertes für Tone zur Zeit der Entwurfsbearbeitung noch mit großen versuchstechnischen Schwierigkeiten verbunden war. Außerdem mußte bei der Wahl des Sicherheitskoeffizienten der bereits erwähnte Fließvorgang berücksichtigt werden, der bereits bei mäßiger Scherbeanspruchung des Tones auftritt. Auf Grund dieser Erwägungen entschied sich der Verfasser für die Wahl einer dreifachen Sicherheit gegen Überschreitung des Scherwiderstandes der Schmierschichten. In diesem Zusammenhang sei nochmals hervorgehoben, daß die von Grüning geforderte 1,8- bis 2,0fache Sicherheit gegen das Gleiten von Ankerblöcken auf Sandboden auf dem Bewegungswert der gleitenden Reibung fußt, während sich die vom Verfasser erhobene Forderung nach dreifacher Sicherheit auf den Ruhe- oder Höchstwert des Gleitwiderstandes der Schmierschichten bezieht. Da der Bewegungswert für die Schmierschichten des Reichsbrückengebietes etwa $^2/_3$ des Ruhewertes beträgt, ist der wahre Sicherheitsgrad in beiden Fällen ungefähr der gleiche.

Der zulässige Wert $E_{w\,zul}$ für den Erdwiderstand ist bereits durch Gl. (8) festgelegt.

Die Grundzüge der statischen Untersuchung sind in Abb. 6a bis d für den Kagraner Ankerblock schematisch dargestellt. In dieser Abbildung bedeuten G_w bzw. G_w und G_w das gesamte Gewicht der über den Gleitflächen abc und de bzw. ef und fg befindlichen Massen, vermindert um den hydrostatischen Auftrieb. Am Ankerblock halten sich nach Abb. 6b folgende Kräfte das Gleichgewicht: Der Ankerzug Z, das wirksame Gewicht G_w, die Resultierende Q der an den Schmierschichten bc und de auftretenden Bodenreaktionen und die waagerechte Komponente H der Resultierenden aller Kräfte, die auf die lotrechten Seitenflächen des Blocks einwirken. Die lotrechte Komponente dieser Kräfte rührt lediglich von der Wandreibung her und wird in der nachfolgenden Untersuchung vernachlässigt.

Die Gleitung des Blocks auf den Schmierschichten bc und de tritt ein, sobald der Winkel zwischen der Flächennormalen dieser Flächen und der Bodenreaktion Q den Wert φ erreicht. Da wir eine dreifache Sicherheit gegen Gleitung fordern, ermitteln wir die Größe der Kraft H unter der Voraussetzung, daß Q mit der Flächennormalen einen wesentlich kleineren Winkel φ_{zul} einschließt, wobei der Wert von φ_{zul} durch die Bedingung

$$\operatorname{tg}\varphi_{zul} = \frac{1}{3}\cdot\operatorname{tg}\varphi \tag{9}$$

bestimmt ist. Der Wert $\operatorname{tg}\varphi$ beträgt nach der Tabelle in Abb. 5c für sämtliche Schmierschichten 0,40.

Der Höchstwert, den die Kraft H unter den in Abb. 6a dargestellten Verhältnissen annehmen kann, setzt sich aus folgenden Posten zusammen: Die Erdwiderstände $\bar{E}_w$ bzw. $\bar{E}_w$, die Reibung $\bar{S}$ bzw. $\bar{S}$ an den zur Zugrichtung parallelen Seitenflächen efl bzw. $lfghik$ der von der Bewegung betroffenen Bodenkeile[15]).

Die Bestimmung des Erdwiderstandes $\bar{E}_w$ des lettigen Sandes geschah nach dem üblichen Verfahren auf Grund der Annahme, daß die Wand-

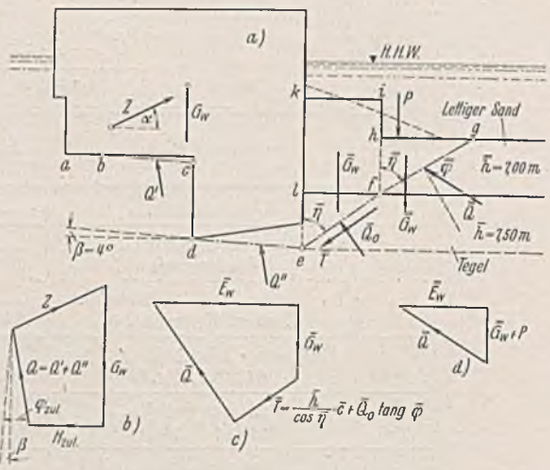


Abb. 6a bis c.

reibung gar nicht zur Wirkung kommt[5]). Unter dieser Voraussetzung bildet die Gleitfläche mit der lotrechten Wand nach den Regeln der klassischen Erddrucktheorie einen Winkel $\bar{\eta} = 45 + \frac{\bar{\varphi}}{2}$. Bei der Bestimmung des Erdwiderstandes $\bar{E}_w$ des steifen Tegels mußte zunächst der bereits besprochene Umstand berücksichtigt werden, daß der Winkel $\bar{\eta}$

[15]) Die Reibung an den Seitenflächen des Ankerblocks wurde nur bei der in einem nachfolgenden Absatz behandelten Ermittlung der Bodenpressungen berücksichtigt. Bei der Stabilitätsberechnung wurde sie vernachlässigt, weil sie eine ebenfalls vernachlässigte Entlastung und mit ihr eine Herabminderung des Gleitwiderstandes der Schmierschichten bewirkt. Diese Herabminderung des Gleitwiderstandes unter der Sohle des Blocks ist von der gleichen Größenordnung, wie die Erhöhung des Gleitwiderstandes durch die Reibung an den Seitenflächen, so daß die algebraische Summe der beiden Großen ungefähr gleich Null ist.

zwischen der Gleitfläche und der lotrechten Wand auch bei fehlender Wandreibung nicht etwa den Wert $45 + \frac{\bar{\varphi}}{2}$, sondern einen anderen Wert hat, der mit $45 + \frac{\bar{\varphi}}{2}$ in keinem eindeutigen Zusammenhang steht. Er kann entweder angenähert aus dem Ergebnis der Einmessung der Lage der Scherflächen beim einfachen Druckversuch (arithmetisches Mittel aus einer großen Zahl von Meßergebnissen) oder auf mittelbarem Wege nach einem von M. J. Hvorslev ausgearbeiteten Verfahren bestimmt werden[3][10]). Für den steifen Wiener Tegel ergab sich für $\bar{\eta}$ ein Wert von 54°, während man für $45 - \frac{\bar{\varphi}}{2}$ aus dem in Abb. 5c enthaltenen φ-Werte einen Wert von 56° 40′ bekommt. Zweitens mußte bei der Berechnung des Erdwiderstandes $\bar{E}_w$ die Möglichkeit in Betracht gezogen werden, daß der Ankerzug innerhalb weniger Stunden von seinem normalen auf seinen Höchstwert ansteigt. Bei der damit verbundenen raschen Zunahme des Seitenschubes kann von einer nennenswerten Anpassung des Wassergehalts der mächtigen Tegelschicht an die geänderten Spannungsverhältnisse keine Rede sein. Wenn der Wassergehalt unverändert bleibt, so erzeugen die bei der Erhöhung des Seitenschubes auftretenden Kräfte eine Erhöhung des Porenwasserdrucks, die einen Teil des Seitenschubes aufnimmt. Dieser Umstand wurde durch die Annahme berücksichtigt, daß der vor dem Auftreten des Seitenschubes in der Fläche ef auf die Festsubstanz wirkende Normaldruck $\bar{Q}_0$ (Abb. 6a) unverändert bleibt. Unter dieser Voraussetzung ergibt sich für den Scherwiderstand T an der Gleitfläche ef der Wert

$$T = \overline{ef} \cdot c + \bar{Q}_0 \cdot \operatorname{tg} \bar{\varphi}. \tag{10}$$

Dieser Wert ist etwa um 25% kleiner als der Wert, der sich bei restloser Angleichung der Porenziffer des Tegels an den Seitenschub ergeben würde.

Die Reibung $\bar{S}$ bzw. $\bar{S}$ der Seitenflächen der Bodenkeile efl bzw. $lfghik$ wurde unter der Voraussetzung berechnet, daß diese Flächen unter der Einwirkung des Ruhedrucks [Gl. (5)] stehen. Die Wandreibung an den zur Zugrichtung parallelen Seitenflächen des Ankerblocks wurde aus den bereits angegebenen Gründen vernachlässigt. Von den eben aufgezählten Widerständen sind die auf die Rückflächen des Ankerblocks wirkenden Erddrücke ΣE_d abzuziehen. Der Höchstwert H_{max}, den die Kraft H (Abb. 6b) annehmen könnte, beträgt

$$H_{max} = \Sigma E_w + \Sigma S - \Sigma E_d.$$

Die Beanspruchung der Bodenmassen durch H_{max} würde die mit ausgiebigen Formänderungen verbundene Beanspruchung der Bodenmassen bis an die Bruchgrenze bedeuten. Beim Entwurf der Bauwerke einschließlich der Ankerblöcke müssen wir die Beanspruchung der Böden mit Rücksicht auf die Formänderungen und auf die mit der Berechnung verbundenen Unsicherheiten innerhalb der wesentlich niedrigeren, zulässigen Grenzen halten. Der zulässige Wert $E_{w\,zul}$ für den Erdwiderstand ist durch Gl. (8) gegeben. Für die Reibung an den Seitenflächen der dem Ankerblock in der Zugrichtung vorgelagerten Bodenkeile fordern wir ebenso wie für die Scherbeanspruchung der Schmierschichten eine dreifache Sicherheit. Infolgedessen ergibt sich für H_{zul} der Wert

$$\begin{aligned} H_{zul} &= \Sigma E_{w\,zul} + \frac{1}{3} \cdot \Sigma S - \Sigma E_d \\ &= \Sigma \left[E_0 + \frac{1}{3} (E_w - E_0) \right] + \frac{1}{3} \cdot \Sigma S - \Sigma E_d. \end{aligned} \tag{11}$$

Infolge des statisch unbestimmten Charakters der Aufgabe versteht es sich von selbst, daß die Richtung der Bodenreaktion Q keineswegs notwendigerweise mit der im Kraftplan (Abb. 6b) angegebenen Richtung übereinstimmen muß. Außerdem darf auch die Beurteilung des Sicherheitsgrades nur als rohe Schätzung gewertet werden. So ist es z. B. bei geringer Dicke der Schmierschichten sehr wahrscheinlich, daß der durch die Gleichgewichtsbedingungen geforderte Erdwiderstand E_w erst dann zustande kommt, wenn der Scherwiderstand der Schmierschichten bereits überwunden ist. In diesem Fall nimmt der Scherwiderstand der Schmierschichten sprunghaft auf etwa $\frac{2}{3}$ des Ruhewertes ab, wodurch sich der Sicherheitsgrad der Verankerung vermindert. Diese Verminderung ist jedoch eine vorübergehende, denn die Laboratoriumsversuche haben gezeigt, daß der Scherwiderstand der Schmierschichten des Reichsbrückengebiets bei einem Absinken der Scherbeanspruchung unter den Bewegungswert im Laufe von einigen Tagen wieder auf den Ruhewert zunimmt[10]).

Es versteht sich von selbst, daß die eben mitgeteilten Überlegungen nur dann für die Beurteilung des Sicherheitsgrades der Verankerung oder der Widerlager von anderen Brücken verwendet werden dürfen, wenn die grundlegenden Voraussetzungen erfüllt sind. So fußen z. B. die vorangegangenen Überlegungen u. a. auf der Annahme, daß sich der Wassergehalt der Schmierschichten den mit einer Änderung des Ankerzuges verbundenen Spannungsänderungen ohne zeitliche Verzögerung angleicht. Auf Grund dieser Annahme ist die Beziehung zwischen dem Flächendruck und dem zugehörigen Gleitwiderstand durch Gl. (4) gegeben. Die Zulässigkeit der Annahme folgt aus dem Umstande, daß die Schmierschichten unter den Ankerblöcken der Reichsbrücke dünn sind und an relativ sehr stark durchlässige Feinsandschichten grenzen. Sind hingegen die Schmierschichten dick oder zwischen steifen Tonschichten eingeschlossen, so entfällt auch die Möglichkeit einer sofortigen Angleichung des Wassergehalts an auftretende Spannungsänderungen. In diesem Falle verliert Gl. (4) ihre Gültigkeit, und man ist dann genötigt, bei der Ermittlung des Scherwiderstandes der Schmierschichten den Porenwasserdruck zu berücksichtigen, der bei unvollkommener Angleichung der Porenziffer an eine Änderung des Spannungszustandes auftritt. Die einschlägigen Verfahren werden vom Verfasser an anderer Stelle behandelt[12]).

Die Wahl der Sicherheitsziffer „Drei" wurde bei den vorangegangenen Untersuchungen durch den Umstand beeinflußt, daß der Bewegungswert des Gleitwiderstandes der Schmierschichten des Reichsbrückengebiets etwa $^1/_3$ des Ruhewertes beträgt. Für fette Tone kann er wesentlich niedriger sein. Da der Erdwiderstand bei sehr geringer Dicke der Schmierschichten erst nach Überschreitung des Ruhewertes zur Wirkung kommt, ist es notwendig, entweder die Verminderung, die der Ruhewert beim Eintritt der Gleitung erfährt, bei der Wahl der Sicherheitskoeffizienten zu berücksichtigen oder mit zweifacher Sicherheit unter Zugrundelegung des Bewegungswertes zu rechnen.

Ergebnisse der Stabilitätsberechnung.

Zur Orientierung über die Ergebnisse der Untersuchungen dienen Abb. 7, 8 und 9.

Kagraner Ufer, erster Entwurf (Abb. 7a, b, c, d). Dieser erste, dem Verfasser zur Begutachtung vorgelegter Entwurf wurde, wie schon erwähnt, unter enger Anlehnung an das Budapester Vorbild (Abb. 4b), verfaßt. Der Ankerzug Z schwankt nach Fertigstellung der Brücke zwischen den Grenzen 10 920 t und 15 520 t[16]).

Der Abschnitt bc (Abb. 7a), der Gleitbahn hat eine Neigung von 7° in der Richtung des Ankerzuges. Der Ankerzug wird z. T. durch den Gleitwiderstand auf der Gleitbahn, z. T. durch den Erdwiderstand E_w der rechts vom Ankerblock befindlichen Bodenmassen aufgenommen. Die Erhöhung, die der Gleitwiderstand durch den Knick b in der Gleitfläche abc erfährt, wurde vernachlässigt, da sich der waagerechte, durch ab angedeutete Teil der Gleitfläche nur über einen kleinen, dreieckförmigen Abschnitt der Grundfläche des Ankerblocks erstreckt.

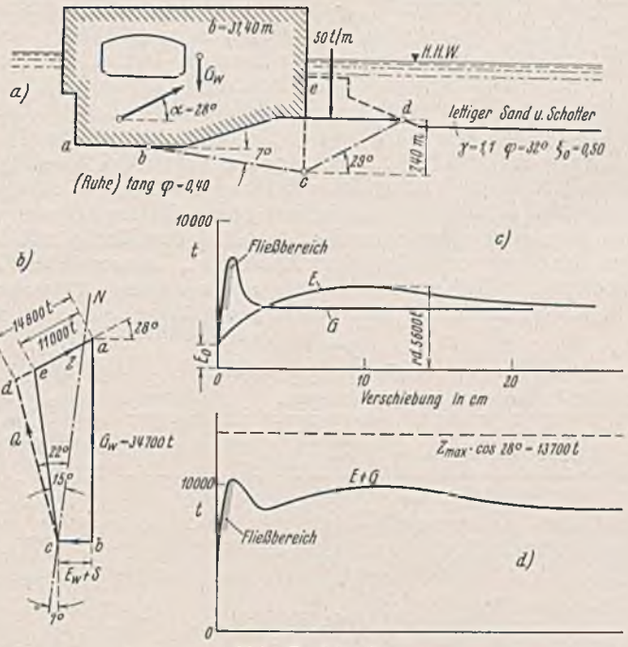


Abb. 7a bis d.

Im Kraftplan Abb. 7b bedeuten G_w das Gewicht des Ankerblocks und der oberhalb der Gleitfläche abc (Abb. 7a) befindlichen Bodenmassen vermindert um den vollen hydrostatischen Auftrieb und Z den Kettenzug. Die Linie cN gibt die Richtung der Flächennormalen des Gleitflächenabschnitts bc (Abb. 7a) an. Die Bodenreaktion Q (Abb. 7b bildet mit der Flächennormalen cN den Winkel φ. Bevor sich der Ankerblock bewegt, wirkt auf die lotrechte Schnittfläche ce (Abb. 7a) der Ruhedruck E_0, dessen Größe auf 1500 t geschätzt wurde. Die linke, oberhalb des Punktes a (Abb. 7a) befindliche Rückfläche des Ankerblocks grenzt an einen alten Mauerwerkskörper und empfängt daher keinen Erddruck. Bei einer Bewegung des Ankerblocks nach rechts nimmt der Ruhedruck bis auf den Höchstwert E_w des Erdwiderstandes zu und ver-

[16]) Das sind die Werte, die der Stabilitätsberechnung zugrunde gelegt wurden. Die spätere, genauere Nachrechnung des Tragwerks durch Herrn Prof. F. Hartmann ergab 10 600 bzw. 14 400 t.

mehrt sich außerdem um die Größe S der Reibung an den Seitenflächen des Bodenkeiles $c\,d\,e$ (Abb. 7a). Bei gleichzeitiger Wirksamkeit des Ruhewertes des Gleitwiderstandes nach der Gleitfläche $a\,b\,c$ (Abb. 7a) und des Höchstwertes des Erdwiderstandes $E_w + S$ wäre die Grenze des Gleichgewichts dem Kraftplan Abb. 7b zufolge bei einem Kettenzug $d\,a = 14\,800$ t erreicht. Nun tritt jedoch das Gleiten in der dünnen Schmierschicht schon bei einer Verschiebung von weniger als 1 cm ein, worauf der Reibungswinkel sehr rasch von seinem Ruhewerte mit 22° auf den Bewegungswert mit etwa 15° abnimmt. Das Ansteigen des Erdwiderstandes bis auf den Höchstwert erfordert hingegen unter den an der Baustelle des Kagraner Blocks vorliegenden Bodenverhältnissen eine waagerechte Verschiebung von mindestens 10 cm. Während dieser Bewegung hat der Ruhewert des Reibungswinkels (22°) bereits auf den Bewegungswert (15°) abgenommen. Infolgedessen vermindert sich der Ankerzug, bei dem die Grenze des Gleichgewichts eintritt, von $a\,d = 14\,800$ t auf $a\,e = 11\,000$ t (Abb. 7b). Der Wert von 11 000 t entspricht ungefähr dem Kettenzug bei unbelasteter Brücke. Bei Vollbelastung nimmt der Kettenzug auf 15 220 t zu und übertrifft daher den Höchstwert des Widerstandes des Ankerblocks gegen seitliches Abschieben um 40 %.

Der eben geschilderte Sachverhalt ist in Abb. 7c u. d graphisch dargestellt. In beiden Abbildungen wurden als Abszissen die waagerechten Verschiebungen aufgetragen, die der Ankerblock in der Richtung der Brückenachse erfährt. In Abb. 7c geben die Ordinaten der Kurve G die waagerechte Komponente $Q \cdot \sin(\varphi - 7°)$ der Bodenreaktion Q (Abb. 7b) und die Ordinaten der Kurven E die Werte des Erdwiderstandes an. Die Werte $Q \cdot \sin(\varphi - 7°)$ erreichen bereits bei einer Verschiebung von etwa 1 cm ein Maximum und nehmen dann sehr rasch auf den Bewegungswert ab. Das Maximum des Erdwiderstandes entspricht hingegen einer Verschiebung von etwa 10 cm. Die Abszissenwerte beruhen auf einer rohen Schätzung auf Grund von Versuchsergebnissen.

Die Ordinaten der Kurve $E + G$ in Abb. 7d stellen die Summe der Ordinaten der Kurven E und G in Abb. 7c dar. Im Kraftplan Abb. 7b werden die Ordinaten der Kurve E durch die Strecke $c\,b$ und die Ordinaten der Kurve G durch die waagerechten Komponente der Bodenreaktion Q dargestellt. Das Gleichgewicht des Ankerblocks erfordert, daß die Summe dieser beiden Größen gleich ist der waagerechten Komponente $Z \cdot \cos\alpha$ des Kettenzuges. Aus Abb. 7d geht hervor, daß der Widerstand des Ankerblocks bei keinem Verschiebungswert auch nur angenähert der waagerechten Komponente $Z_{max} \cdot \cos 28° = 13\,700$ t des Kettenzuges bei belasteter Brücke erreicht. Infolgedessen war es unerläßlich, eine ausgiebige Verstärkung des Ankerblocks vorzusehen. Es geschah dies durch die in Abb. 1a gestrichelt angedeutete Tieferlegung der Sohle des vorderen Teils der Ankerblöcke. Durch diese Tieferlegung sollte der Erdwiderstand in erhöhtem Maß zur Mitwirkung herangezogen werden.

Wiener Ankerblock, zweiter Entwurf (Abb. 8a u. b). Bei höchstem Hochwasser und größtem Ankerzug von 15 520 t erfordert das Gleichgewicht bei dreifacher Sicherheit gegen Gleiten auf den waagerechten Schmierschichten $a\,b$ und $c\,d$ (Abb. 8a) dem Kraftplan (Abb. 8b) zufolge eine waagerechte Gegenkraft $H = 9650$ t. Die rechts vom Ankerblock befindlichen Bodenmassen bestehen aus einer unteren, 12 m mächtigen Schicht lettiger Sande mit Zwischenlagen von Tegel und einer oberen,

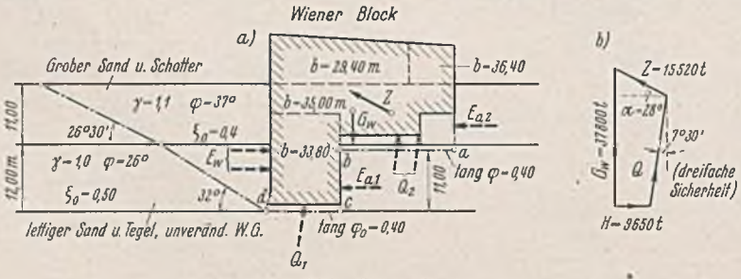


Abb. 8a u. b.

11 m mächtigen Schotterschicht. Der Erdwiderstand der unteren Bodenschicht wurde infolge der geringen Durchlässigkeit der in ihr enthaltenen Böden nach dem im Text zu Gl. (10) erläuterten Verfahren, der Erdwiderstand der oberen Bodenschicht hingegen nach Gl. (6) berechnet. Für den gesamten waagerechten Widerstand des Erdreiches ergab sich der Wert

$$\Sigma E_w + \Sigma S - \Sigma E_d = 23\,300 \text{ t},$$

und der zugehörige Wert H_{zul} beträgt nach Gl. (11)

$$H_{zul} = \Sigma\left[E_0 + \frac{1}{3}(E_w - E_0)\right] + \frac{1}{3} \cdot \Sigma S - \Sigma E_d = 9450 \text{ t}.$$

Da dieser zulässige Wert nur um 2 % niedriger ist als die aufzunehmende Kraft $H = 9660$ t, konnten die Stabilitätsverhältnisse für den verstärkten Wiener Ankerblock als zufriedenstellend betrachtet werden.

Kagraner Ankerblock (Abb. 9a u. b). Bei diesem Entwurf blieb der zulässige Widerstand H_{zul} um 4460 t oder um nahezu 40 % hinter dem erforderlichen Werte von $H = 11\,600$ t (Kraftplan Abb. 9b) zurück. Außerdem zeigten die Bodenuntersuchungen in letzter Stunde, daß sich in einer Tiefe von etwa 4 m unter der Schmierschicht $a\,b$ (Abb. 9a) eine andere befand, deren Wassergehalt um 60 bis 100 % höher war als jener der angrenzenden steifen Tegel (s. auch Abb. 5a). Da eine nennenswerte Vergrößerung der Abmessungen des Ankerblocks infolge Raummangels nicht möglich war, ergab sich die Notwendigkeit, den Kagraner Ankerblock K (Abb. 1a) zu teilen und die waagerechte Komponente des Ankerzuges durch zwei I-förmige, zu beiden Seiten der Brückenachse gelegenen Blöcke K_1 und K_2 aufnehmen zu lassen.

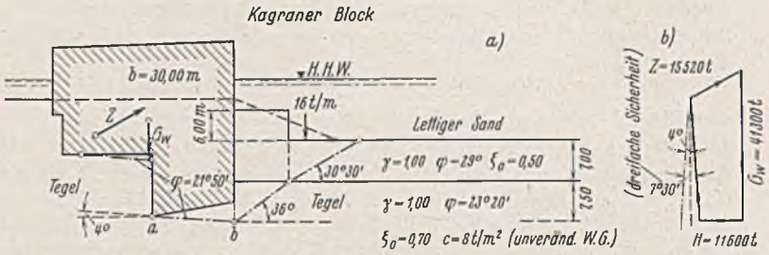


Abb. 9a u. b.

Die Bodenpressungen.

Bei den bisher erörterten Entwürfen wurde der Versuch unternommen, die erforderliche Sicherheit gegen Gleiten durch eine weitgehende Heranziehung des Erdwiderstandes der den Ankerblöcken in der Zugrichtung vorgelagerten Bodenmassen zu erreichen. Eine andere Möglichkeit bestand in der Aufnahme des Seitenzuges durch unterhalb der Fahrbahn angeordnete Druckglieder (Verankerung in sich selbst). Durch die am Kagraner Ufer notwendig gewordene Teilung des Ankerblocks wurde die Preisdifferenz zwischen den beiden Möglichkeiten sehr gering. Die endgültige Entscheidung fiel zugunsten der Aufnahme des Seitenzuges durch Druckglieder. Maßgebend für die Entscheidung waren die bedenklich hohen Werte der Bodenpressungen unter den Ankerblöcken sowie unter den Fundamenten der Pylonenpfeiler.

Die Ermittlung der Bodenpressungen unter den Ankerblocken sei an der Hand des schematischen Schnitts durch den Wiener Ankerblock (Abb. 8a) erläutert. Um die Bodenpressungen zu berechnen, muß man nicht bloß die Größe, sondern auch die Richtung und die Lage der Kräfte kennen, die der beanspruchte Boden einer Bewegung des Ankerblocks entgegensetzt. Eine eindeutige Ermittlung dieser Bestimmungsstücke ist ausgeschlossen, weil die Richtung und die Verteilung der Bodenreaktionen in hohem Maße durch die relative Nachgiebigkeit der einzelnen Bodenschichten beeinflußt wird. So hängt z. B. die Lage des Angriffpunktes der Bodenreaktion Q_2 in Abb. 8a von der relativen Zusammendrückbarkeit der rechts vom Zahn befindlichen Bodenschichten ab. Ebenso unbestimmt ist die Größe jenes Teils der waagerechten Kraft $Z \cdot \cos\alpha$, der vom Erdwiderstand aufgenommen wird. Der im Kraftplan (Abb. 8b) angegebene Wert $H = 9650$ t fußt auf der willkürlichen Annahme, daß der Ankerzug genau den dritten Teil des Gleitwiderstandes der waagerechten Schmierschichten wachruft. Diese Annahme war gestattet, solange die Untersuchung lediglich die Beurteilung der Sicherheit des Blocks gegen Abschieben bezweckte. Die Art und Weise des Zustandekommens der geforderten Sicherheit war belanglos. In Wirklichkeit kann sich die Kraft $Z \cdot \cos\alpha$ in sehr verschiedener Weise auf die Schmierschicht und auf den Erdwiderstand verteilen, und die Verteilung dürfte sich sogar bei unverändertem Ankerzug infolge langsamen Fließens der Schmierschicht im Laufe der Zeit in ausgiebiger Weise verändern. Ebenso kann sich auch die Lage des Angriffpunktes der waagerechten Kraft E_w (Abb. 8a) je nach der Art der Feinbewegung des Blocks innerhalb weiter Grenzen verschieben. Glücklicherweise ist der Einfluß der aufgezählten, veränderlichen Einflüsse auf das Rechnungsergebnis nicht sehr groß. So ergibt sich z. B. bei NNW, größtem Ankerzug und voller Ausnutzung des Gleitwiderstandes der Schmierschicht für die größte Bodenpressung ein Wert von 6,9 kg/cm². Wird hingegen der größte Teil des Ankerzuges durch den Erdwiderstand aufgenommen, so sinkt dieser Wert auf 5,8 kg/cm². Die wahre Bodenpressung liegt zwischen diesen beiden Grenzen. Bei schwach belasteter Brücke betragen die Grenzen 6,2 und 5,0 kg/cm². Durch diese Angaben sind die unter den Ankerblöcken zu erwartenden Bodenpressungen gekennzeichnet. Unter dem linksufrigen Pylonenpfeiler beträgt die größte Kantenpressung nach Abzug von Auftrieb und Mantelreibung 7,3 kg/cm².

Um den Grad der Zulässigkeit dieser Bodenpressungen zu kennzeichnen, seien folgende Beobachtungsergebnisse mitgeteilt. Die Pfeiler der 1913 erbauten Floridsdorfer-Brücke über die Donau üben auf den unter den Pfeilern befindlichen Tegel einen Druck von 4 bis 5 kg/cm² aus. Das 1934 durch den Verfasser veranlaßte Feinnivellement des Untergurtes der Eisenkonstruktion ergab, daß dieser nur um wenige Millimeter von der Geraden abweicht. Der Bodendruck unter den Pfeilern der alten Reichsbrücke lag zwischen den wesentlich niedrigeren Grenzen von 3,3 und 4,8 kg/cm². Trotzdem haben sich die Stützpunkte der Eisenkonstruktion im Laufe des sechzigjährigen Bestandes der Brücke derart gesenkt, daß ein Feinnivellement des Untergurtes und der Parapetmauern über den

angrenzenden Flutöffnungen Höhenunterschiede mit Beträgen bis zu 7,5 cm ergaben. Die absoluten Setzungsbeträge sind unbekannt. Die Ursache des sinnfälligen Unterschiedes zwischen den Ergebnissen der Nivellements an der Floridsdorfer- und der alten Reichsbrücke liegt in den relativ ungünstigen Bodenverhältnissen an der Baustelle der Reichsbrücke. Die Setzung der Pfeiler der alten Reichsbrücke dürfte wohl ausschließlich das Ergebnis der allmählichen Zusammendrückung der belasteten Bodenschichten darstellen. Diese Art der Setzung läßt sich heute schon in vielen Fällen rechnerisch ziemlich zutreffend erfassen.

Die Bodendrücke unter den Fundamenten der neuen Reichsbrücke sind jedoch wesentlich höher als jene unter den Pfeilern der alten. Bei relativ hoher Beanspruchung von Tonschichten kann zu der rechnerisch erfaßbaren Setzungskomponente noch eine zweite kommen, die sich heute noch einer theoretischen Vorhersage entzieht. Sie besteht aus einer Zunahme der Setzungen mit konstanter Geschwindigkeit und scheint mit dem eingangs erwähnten Fließen des Tones zusammenzuhängen. Diese zweite Setzungskomponente wurde bisher zumeist an Fundierungen auf mächtigen Schichten wasserreicher Tone beobachtet. Sie liegt zwischen 3 mm und 15 mm jährlich. Die längste Beobachtungsdauer beträgt 25 Jahre[17]).

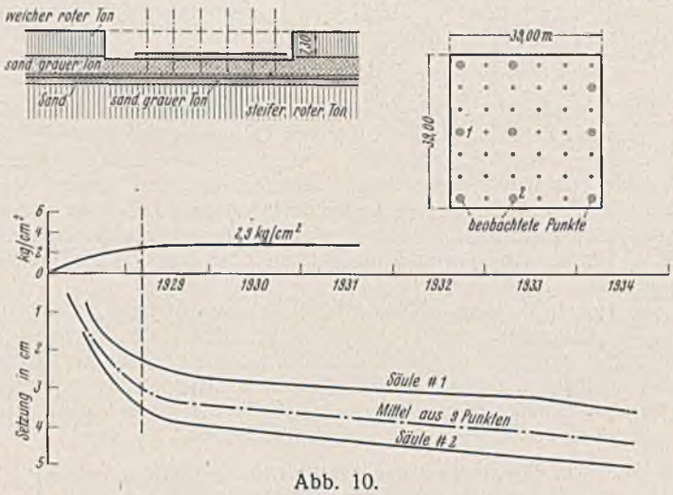


Abb. 10.

In einem Fall hatte der Verfasser Gelegenheit, die Setzung der Oberfläche einer steifen Tonschicht unter dem relativ niedrigen Druck von 2,7 kg/cm² kennenzulernen. Diese Belastung erzeugte eine Erhöhung des Bodendrucks, der vor der Errichtung des Bauwerks in der Höhe der Fundamentsohle geherrscht hatte, um 1,4 kg/cm². Trotzdem zeigt das Ergebnis der Setzungsbeobachtungen (Abb. 10), daß die Setzungen nicht etwa zur Ruhe kamen, sondern nach Ablauf von 2 Jahren in eine Senkung mit nahezu konstanter Geschwindigkeit übergingen. Allerdings beträgt diese Geschwindigkeit bloß 1,6 bis 2,1 mm, im Mittel 1,9 mm jährlich.

In den eben erwähnten Fällen des Auftretens einer meßbaren Nachsetzung mit konstanter Geschwindigkeit betrug die Bodenpressung das Ein- bis Zweifache der Druckfestigkeit des belasteten Tones. Bei den Gründungen der neuen Reichsbrücke beträgt sie das Dreifache. Anderseits wirkt bei der Reichsbrücke die Anwesenheit waagerechter Sandschichten einer solchen Nachsetzung entgegen. Da man bei dem gegenwärtigen Stande unserer einschlägigen Kenntnisse nicht wissen kann, welcher von den beiden Faktoren den Ausschlag gibt, ist es eine offene Frage, ob die Nachsetzung bei den gewählten Bodenpressungen von der Größenordnung 7 kg/cm² auftreten wird oder nicht. In solchen Fällen ist man genötigt, mit den ungünstigsten Möglichkeiten zu rechnen. Diese Überlegung veranlaßte den Verfasser bei seinem ersten Gutachten zu der Forderung nach einer statisch bestimmt gelagerten Brückenkonstruktion und nach Sicherstellung der Möglichkeit einer nachträglichen Hebung der Stützpunkte. Bei einer Hängebrücke mit aufgehobenem Seitenzug läßt sich die Höhenlage der äußersten Stützpunkte ebenfalls ohne Schwierigkeit innerhalb weiter Grenzen regeln. Bei einer in den Ufern verankerten Hängebrücke ist dies nicht der Fall. Infolgedessen lag es nahe, bei angenähert gleichen Preisen der beiden Brückenarten der in sich verankerten Hängebrücke den Vorzug zu geben.

Schlußwort.

Man hört auch heute noch recht oft die Behauptung, daß man sich beim Entwurf von Gründungen nur auf die Erfahrung stützen könne. Es gibt wohl kaum eine Gruppe von Bauvorhaben, bei der man so viel Gelegenheit gehabt hätte Erfahrungen zu sammeln wie bei der Gründung von Hochbauten auf Tonböden. Solche Erfahrungen kann man aber nur auf dem Wege der gewissenhaften, von Zeit zu Zeit wiederholten Setzungsmessungen erwerben, und solche Messungen wurden bis vor kurzem nur in Ausnahmefällen vorgenommen. Infolgedessen kommt es auch heute noch immer wieder vor, daß der Ingenieur bei solchen Gründungen während des Baues oder nach diesem von folgenschweren Setzungserscheinungen überrascht wird.

Im Gegensatze zu der ungemein häufig durchgeführten Gründung von Hochbauten auf Tonschichten zählte die Verankerung von Hängebrücken in tonhaltigen Böden zu den seltenen Ausnahmen. Der Ingenieur kommt bestenfalls nur einmal im Leben dazu, eine solche Verankerung auszuführen, und die Summe der veröffentlichten Angaben über die Bewegungen solcher Verankerungen ist nahezu gleich Null. Unter diesen Umständen gibt es bei der Entwurfsbearbeitung nur einen gangbaren Weg. Er besteht in der vorsichtigen, auf einer gründlichen Beherrschung des Gegenstandes fußenden Übertragung der im Laboratorium gemachten Messungen und Beobachtungen auf die Natur. Andernfalls ergibt sich die Gefahr der Unterschätzung oder der noch verhängnisvolleren durch Abb. 7d gekennzeichneten Überschätzung des Grades der Sicherheit der gewählten Verankerung.

[17]) v. Terzaghi, Die Setzung der Fundierungen und ihre Wirkung auf den Oberbau. De Ingenieur 1935, Nr. 50 u. 51.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die zukünftigen Aufgaben der Sandprellböcke.[1])

Von Reichsbahnoberrat i. R. Fahl, Hannover.

1. Allgemeines über Gleisabschlüsse.

Jedes Stumpfgleis ist im allgemeinen mit einem Abschluß zu versehen, um zu verhindern, daß Eisenbahnfahrzeuge über das Ende des Gleises hinauslaufen. Diese Abschlüsse sollen so ausgebaut werden, daß beim Gegenlaufen von Eisenbahnfahrzeugen weder der Gleisabschluß noch die Fahrzeuge oder deren Inhalt beschädigt werden. Heute ist man sich darüber einig, daß zur Erfüllung dieser Aufgaben im allgemeinen keine festen, sondern verschiebbare Gleisabschlüsse anzuwenden sind. Dabei muß man sich klarmachen, daß von der ordnungsmäßigen Wirkung der Prellböcke nicht nur die Verhütung von Sachschäden, sondern in hohem Grade auch die Verhütung von Schäden an Leben und Gesundheit vieler Menschen, nämlich sowohl der Reisenden als auch der auf den Eisenbahnfahrzeugen befindlichen Eisenbahnbediensteten, wie des Zugpersonals, der Rangierer usw. abhängt. Daher haben die Eisenbahnverwaltungen ein starkes Interesse daran, die Prellböcke so betriebsicher wie möglich zu machen. Sind nun die bisher üblichen Konstruktionen so vollkommen, daß man keine Verbesserungen mehr anzustreben braucht? Soweit mir bekannt ist, nein. Es muß daher jeder Möglichkeit nachgegangen werden, noch bessere Konstruktionen zu schaffen. Zu diesen neuen Möglichkeiten gehören auch die von dem Verfasser entworfenen und in den in Fußnote 1 dieses Aufsatzes genannten Aufsätzen beschriebenen Sandprellböcke und solche, die aus diesen Konstruktionen noch entwickelt werden können.

2. Theoretisches über Sandprellböcke.

Die bekannten Konstruktionen der Sandprellböcke sind so ausgeführt, daß senkrechte Platten P (Abb. 1) durch die Puffer eines Eisenbahnfahrzeugs gegen einen Sandhaufen gedrückt werden und durch den Widerstand, den der Druck des Sandes dem Eindrücken der Platten entgegensetzt, die lebendige Kraft aus der Bewegung der Eisenbahnfahrzeuge aufgezehrt wird. Es ist $\frac{M v^2}{2} = B s$, wo B die mittlere Bremskraft des Prellbocks und s der Verschiebeweg ist. Man darf wohl damit rechnen, daß unter sonst gleichen Verhältnissen die Größe B ungefähr der Größe der Platte P proportional ist. Natürlich kann man die Platte P sehr verschieden groß machen. Man könnte — um praktisch mögliche Größen zu nennen — in ihrer Größe von 1 m² bis 10 m² wechseln. Auch der Verschiebeweg s kann sehr wechselnde Größe haben, praktisch vielleicht in den Grenzen von 1 m bis 50 m. Auch der Widerstand des Sandes wird sehr verschieden sein. Er wird wesentlich geringer sein, wenn die Schüttung mit seitlichen Böschungen hergestellt ist, als wenn sie mit senkrechten Seitenwänden eingefaßt ist, weil im letzteren Falle der Sand nur nach oben und nach hinten und nicht nach der Seite ausweichen kann. Er wird größer sein, wenn statt feinen Sandes Steinsplitt od. dgl. verwendet ist. Die Wirkung der Sandprellböcke ist hiernach in den denkbar weitesten Grenzen veränderlich. Jedenfalls wäre es ein Irrtum, anzunehmen, daß Sandprellböcke nur für geringe Leistungen gebaut werden können. Für leichteren Rangierbetrieb genügt es vollkommen, der Platte P eine Fläche von 1,5 bis 2 m² und dem Verschiebeweg eine Größe von 2 bis 3 m zu geben. Zum Aufhalten von Schnellzügen würde man der Platte vielleicht eine Größe von 7 bis 8 m² geben und einen Verschiebeweg von 30 m nehmen, wodurch die Leistung auf das 35- bis 80fache gesteigert werden würde. Die Fläche der Platte P wird nur durch die Erwägung begrenzt, daß die Bremskraft nicht größer werden darf als der Druck, den die gegen die Platte laufenden Fahrzeuge ohne Beschädigungen aushalten können. Mit

[1]) Vgl. Bautechn. 1927, Heft 19, S. 279 u. 280; 1932, Heft 16, S. 213 bis 216; 1933, Heft 17, S. 231; 1934, Heft 24, S. 297 bis 300; 1938, Heft 12, S. 168.

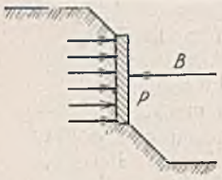


Abb. 1.

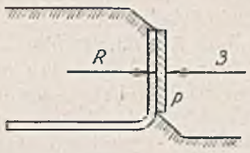


Abb. 2.

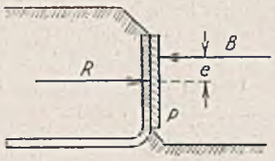


Abb. 3.

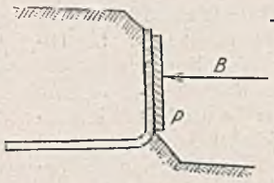


Abb. 4.

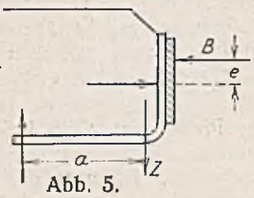


Abb. 5.

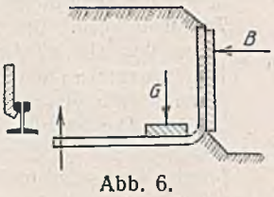


Abb. 6.

dem Pflugprellbock[2]) sind bei Rammversuchen Bremswege bis zu 11,4 m erzielt worden. Es würden aber bei dieser und ähnlichen Konstruktionen keine praktischen Schwierigkeiten bestehen, den Bremsweg auf das Mehrfache dieses Weges, z. B. bis auf 30 m auszudehnen, während bei den sonstigen bekannten Konstruktionen der längste Bremsweg etwa 17 m ist. Weil nach diesen Erwägungen bei Sandprellböcken die größte mögliche Bremskraft gleich der von anderen Konstruktionen ist, der Bremsweg aber wesentlich größer werden kann, müßten mit Sandprellböcken höhere Wirkungen zu erzielen sein als mit anderen Konstruktionen.

3. Die verschiedenen Konstruktionsmöglichkeiten der Sandprellböcke.

a) Die Form der Platte P kann sehr verschieden sein, sowohl die Breite und Höhe als auch die Konstruktionsweise. Es ist auch möglich, die Platte P in zwei und mehr Platten aufzuteilen. Durch diese Aufteilung entstehen Konstruktionen, die man als Sandbremsschlitten bezeichnen kann[3]).

b) Lage der Platte. Dabei sind zwei Möglichkeiten zu unterscheiden:

α) Der Schwerpunkt der Platte fällt mit der Ebene der Pufferachsen zusammen. In diesem Falle kann man annehmen, daß die Resultierende der Widerstände des Sandes in die Ebene der Pufferachsen fällt und daß die Platte P sich waagerecht verschieben wird, ohne daß besondere Vorkehrungen gegen eine Veränderung der Höhenlage der Platte beim Verschieben nötig sind. Man wird nur dafür zu sorgen haben, daß die Platte durch die Wirkung des aktiven seitlichen Erddrucks nicht kippt. Das kann z. B. durch einen Bügel nach Abb. 2 verhindert werden[4]).

β) Der Schwerpunkt der Platte P liegt tiefer als die Ebene der Pufferachsen. In diesem Falle tritt nach Abb. 3 ein Moment Be auf. Wenn diesem Moment nicht durch besondere Mittel entgegengewirkt wird, neigt ein solcher Prellbock nach Abb. 4 dazu, daß er durch das Moment entgegen dem Sinne des Uhrzeigers gedreht und gleichzeitig die Platte P angehoben wird. Um dieses Drehen und Anheben des Prellbocks zu verhindern, gibt es zwei Möglichkeiten:

Entweder bringt man unterhalb der Platte Klauen an, die unter den Kopf einer zur Führung des Prellbocks bestimmten Schiene fassen (Abb. 5). Es entsteht so durch den in der Klaue entstehenden Zug ein Moment $Za = Be$, das ein Kippen des Prellbocks verhindert[5]). Oder man kann die Hebung auch durch Aufbringen eines Gegengewichts verhindern, z. B. nach Abb. 6, wo Schwellen auf die rechte Seite des Bügels gelegt sind und durch ihr Gewicht und das Gewicht der auf den Schwellen ruhenden Erdlast dem Anheben des Prellbocks entgegengewirkt wird[6]).

c) Führung des Prellbocks. Verschiedenartig ist die Lage der festliegenden Führungsschienen bzw. Führungshölzer. Zur Führung können dienen die Fahrschienen[7]), eine Schiene in Gleismitte, Führungsschienen, die seitlich außerhalb des Profils des lichten Raumes angebracht sind[8]).

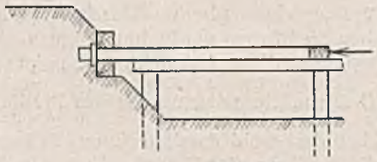


Abb. 7.

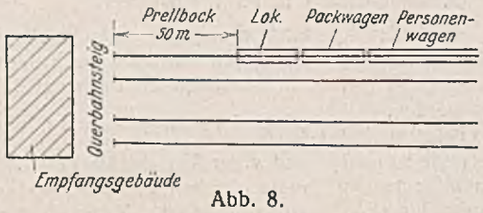


Abb. 8.

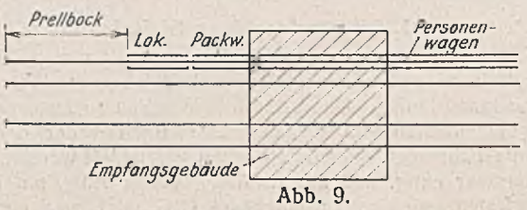


Abb. 9.

Die zur Führung dienenden beweglichen, mit der Platte P verbundenen Teile zeigen auch sehr verschiedene Lösungen. Sie sind abhängig von Lage und Bauart der Platte P, und zwar können sie innerhalb der Schüttung liegen[9]) oder teilweise außerhalb der Schüttung[10]).

4. Unterscheidung der Sandprellböcke nach verschiedenen Zwecken.

Es sind drei verschiedene Zwecke für die Sandprellböcke zu unterscheiden:

a) Prellböcke für Rangier- und Abstellgleise. Hierfür sind z. B. Sandbremsschlitten[11]) verwendbar. Es lassen sich aber viele ähnliche Formen ausbilden, auch solche von wesentlich stärkerer Wirkung, die bisher nicht ausgeführt sind.

b) Prellböcke für Kopframpengleise. Hierfür ist der Rampenprellbock nach Fußnote 6 bestimmt. Dieser Prellbock ist auch für die Gleise zu a) verwendbar.

c) Prellböcke zum Aufhalten von Personen- und Schnellzügen. Hierfür sind bestimmt:

α) Konstruktionen nach dem Grundgedanken des Pflugprellbocks, die in der Weise wirken, daß der Prellbock eine Furche in den Sandhaufen hineinpflügt, durch die der folgende Zug dann in den Sandhaufen hineinfährt[12]).

β) Konstruktionen nach Art des Kastenprellbocks, wobei der Zug einen mit Sand gefüllten Kasten vor sich herschiebt[13]).

Ähnliche nach diesen Gesichtspunkten auszubildende Konstruktionen werden noch auszuarbeiten und zu erproben sein.

5. Die Sandschüttung.

Der Gedanke von Prellböcken mit Sandschüttung erscheint zunächst, besonders bei Bahnsteiggleisen, als etwas Ungewohntes. Man wird aber zweckmäßigerweise für Sandprellböcke überhaupt keinen Sand verwenden, weil dieser vom Wind weggeweht wird, sondern Steingrus. Dieses Material fällt wegen seiner stumpfen Farbe wenig ins Auge. Man kann natürlich den Anblick dieser Schüttung noch durch Dekorationen erfreulicher machen, z. B. durch Anbringen von Blumenkasten oder durch grüne rankende Gewächse.

Bei einigen Sandprellböcken erhöht die Sandschüttung die Sicherheit (Abb. 7). Bei einem ungewöhnlich heftigen Stoß läuft, nachdem der Prellbock die vorgesehene größte Verschiebung erfahren hat, das Fahrzeug in den Sandhaufen hinein, und die durch dieses Hineinlaufen eintretende Bremsung unterstützt die Wirkung des Prellbocks. Das Vorhandensein der Schüttung schafft also eine doppelte Sicherheit.

6. Einwirkung der Prellbockkonstruktionen auf die Anordnung der Bahnhöfe.

Wie unter 2. ausgeführt, ist $\frac{M v^2}{2} = Bs$. Die Größe B ist beschränkt, dagegen läßt sich der Verschiebeweg s bei Sandprellböcken ziemlich beliebig vergrößern. Wenn man eine große Bremswirkung erzielen will, muß man also den Verschiebeweg recht lang machen. Es ist daher nötig, bei der Planung von Kopfbahnhöfen eine ausreichende Länge für die betriebsichere Ausbildung der Prellböcke vorzusehen. Für Sandprellböcke können Verschiebewege von 20 bis 50 m in Frage kommen. Nach Abb. 8 ergibt in solchem Falle die Lage des Empfangsgebäudes quer vor den Gleisen lange Wege des Publikums zu den Zügen und ist daher ungünstig. Günstiger ist die Lösung nach Abb. 9 mit hochliegenden Gleisen und der Anordnung der Stationsräume unter und seitlich von den Gleisen.

7. Vorteile der Sandprellböcke.

Man kann die meisten Sandprellböcke aus Holz herstellen. Ihre Verwendung liegt daher im Sinne des Vierjahresplans zur Ersparung von Eisen. Sie lassen sich in sehr einfachen Formen herstellen und sind daher verhältnismäßig billig. Dies gilt besonders für die Konstruktionen mit starker Wirkung. Ihre Wirkungsweise ist nach den bisherigen Erfahrungen sehr sicher. Durch Anwendung großer Verschiebewege lassen sich besonders große Wirkungen erzielen. Die für stärkere Wirkungen möglichen und in Betracht kommenden Formen der Sandprellböcke sind bis heute keineswegs sämtlich durchkonstruiert und erprobt worden.

[2]) Bautechn. 1934, Heft 24, S. 298 bis 300.
[3]) Bautechn. 1927, Heft 19, S. 279 u. 280; 1938, Heft 12, S. 168.
[4]) Bautechn. 1934, Heft 24, S. 298, Abb. 1.
[5]) Bautechn. 1934, Heft 24, S. 298, Abb. 4.
[6]) Bautechn. 1933, Heft 17, S. 231.
[7]) Bautechn. 1934, Heft 24, S. 298, Abb. 4 bzw. Abb. 9.
[8]) Bautechn. 1938, Heft 12, S. 168.
[9]) Bautechn. 1934, Heft 24, S. 298, Abb. 1 bis 5.
[10]) Bautechn. 1936, Heft 12, S. 168.
[11]) Bautechn. 1938, Heft 12, S. 168.
[12]) Bautechn. 1934, Heft 24, S. 298 u. 299.
[13]) Bautechn. 1934, Heft 24, S. 299 u. 300.

INHALT: Ersparnis von Holz und Stahl durch den neuzeitlichen Holzbau. — Gleitwiderstand von Ankerblöcken für Hängebrücken. (Schluß.) — Über die zukünftigen Aufgaben der Sandprellböcke.

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