

DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 10. September 1937

Heft 39

Neuere Versuche über konstruktive Vereinfachung im Holzbau.

Ein kleiner Beitrag zum Vierjahresplan.

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

Alle Rechte vorbehalten.

Für manche Zwecke des Hoch- und Tiefbaues hat man schon früher Bohlentragwerke verwendet, bei denen die Einzelteile durch ein- oder zweischnittige Nägel verbunden wurden. Die Tragkraft der Nagelverbindungen ist in den letzten Jahren von anderen und uns eingehend untersucht worden. Es wurden hier Fachwerkträger und vollwandige Biegeträger aus Brettern entwickelt und gebaut, bei denen die Kräfte ausschließlich durch Nägel übertragen wurden. An 10 m weit gespannten vollwandigen Biegeträgern aus Bohlen ebenso wie an kleinen Versuchskörpern wurde der Beweis erbracht, daß die Nägel sich auch als Verbindungsmittel für Brückenträger eignen. Unter dem Einfluß von häufig wechselnder Last behalten sie bei richtiger Abstimmung der Gebrauchslast und bei richtigem Nagelbilde ihre Tragkraft und Klemmwirkung. Bei Auftreten großer Schubkräfte in den Vollwandträgern oder großer Stabkräfte in den Fachwerkträgern bereitet das Unterbringen der dann erforderlichen zahlreichen Nagel Schwierigkeiten. Aus diesem Bedürfnis heraus wurde ein neues Verbindungsmittel entwickelt, das im Gegensatz zu den bisher üblichen Dübeln nicht an einigen wenigen Stellen, sondern gleichmäßig über die ganze Anschlußfläche verteilt die Kraft abgibt, also im wesentlichen nichts anderes als eine Verstärkung einer Nagelverbindung darstellt. Dieses Krallenband¹⁾ nähert sich der idealen Wirkungsweise des Leims, der auch die ganze Holzfläche beansprucht. In folgendem wird kurz über Versuche berichtet, die in der Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen (Prüfraum Gaber) an der Technischen Hochschule Karlsruhe zu folgendem Zwecke durchgeführt wurden.

Die erste Versuchsreihe sollte feststellen, ob die sonst bei Einpreßdübeln nötigen Klemmbolzen bei dem Krallenband durch Heftnägeln ersetzt werden können.

Die zweite Versuchsreihe hatte die Aufgabe, nachzuprüfen, ob die Tragwirkung von Nägeln oder Krallenbändern dadurch beeinflußt wird, daß die miteinander zu verbindenden Holzteile nicht parallel liegen, sondern sich unter verschiedenen Winkeln wie im Fachwerke kreuzen.

Erste Versuchsreihe: Krallenbänder und Heftnägeln.

a) Krallenbänder und zweischnittige Heftnägeln.

Es wurde eine 5 cm dicke Mittelbohle mit zwei ebenso breiten 3 cm dicken Seitenbrettern zu einem zweischnittigen Stoß vereinigt. Als Verbindungsmittel dienten Dübelpaare, zweireihig angeordnet, und zweischnittige Nägel $d = 4,2$ mm, 120 mm lang, deren überstehende Nagelenden quer zur Faser kurz umgeschlagen wurden. Nach unseren Versuchen ist die zulässige Belastung eines zweischnittigen Nagels mit umgeschlagenem Ende mindestens

$$N_2 = 750 d^2 \text{ kg für } d \text{ in cm.}$$

Das Holz war zimmertrockenes Fichtenholz, und die Fasern aller drei Bohlen waren gleichlaufend angeordnet.

Die Versuche wurden auf der 500-t-Maschine mit eingebauter Meßdose durchgeführt. Die 1. Belastung wurde langsam bis zur Gebrauchslast gesteigert, dann wurde diese Gebrauchslast elfmal hintereinander aufgebracht, und schließlich wurde bei der 13. Belastung die Feinmessung wie bei der 1. Belastung durchgeführt und die Verschiebung des Mittelholzes gegen die beiden Seitenhölzer mit Meßuhren festgestellt. Nachdem die Instrumente entfernt waren, wurde die Belastung bis zur Erschöpfung der Verbindung gesteigert. Für die Beurteilung maßgebend ist das Verhalten bei der 13. Belastung.

Auf Grund von Vorversuchen wurde das beste Nagelbilde auf ausreichende Klemmwirkung bestimmt. Es wurden zwei Körper gleicher Ausbildung mit zwei Dübelpaaren und acht Heftnägeln von 15 cm Breite untersucht.

Die Gebrauchslast bei Einrechnung aller Heftnägeln für die Tragwirkung berechnet sich mit 4056 kg. Wenn man aber nur $\frac{3}{4}$ der Nägel in die Tragwirkung einbezieht, so ergibt sich eine Gebrauchslast von 3792 kg. Bei den beiden gleich ausgebildeten Körpern ergaben sich die Bruchlasten von 11,0 und 11,2 t nach 12 Vorbelastungen bis 3792 kg. Die „Fließgrenze“ lag über dieser Gebrauchslast.

Bei dieser Anordnung der Heftnägeln reicht die Klemmwirkung aus, um bis zum Bruche die Bohlen sicher zusammenzuhalten. Um der Keil-

wirkung der Krallenbanddübel künftig aber noch besser entgegenzuwirken, wird für die Anwendung das Nagelbilde wie folgt gewählt:

Für n Dübelpaare $3n + 4$ zweischnittige Nägel, angeordnet in drei Reihen, in der Achse und beiderseits der Dübel.

b) Krallenbänder und einschnittige Heftnägeln.

Es wurden Körper gleicher Ausbildung untersucht. Das Mittelholz war 8 cm dick, jedes Seitenholz 3 cm, die Bohlen waren 15 cm breit, die Nägel mit 4,2 mm Durchm. waren nur 100 mm lang. Die Tragkraft des einschnittigen Nagels berechnet sich zu mindestens

$$N_1 = 350 d^2 \text{ kg für } d \text{ in cm.}$$

Bei dem Körper mit zwei Dübelpaaren wurden 16 einschnittige Nägel gleicher Abmessung richtig über die Dübel verteilt angeordnet. Unter Einbeziehung aller Nägel errechnete sich eine Gebrauchslast von 3930 kg. Die Bruchlast wurde zu 9400 und 9700 kg, im Mittel zu 9550 kg ermittelt. Damit beträgt die Bruchsicherheit nach zwölfmaliger Vorbelastung in Höhe von 3700 kg 2,4 oder 3, je nachdem ob man in die Gebrauchslast alle 16 oder nur 4 Nägel einrechnet. Die Fließgrenze dieser Verbindung mit 16 einschnittigen Nägeln liegt etwas höher als bei den 8 zweischnittigen Nägeln beim 15 cm dicken Mittelholz.

Die Klemmwirkung dieser 16 einschnittigen Nägel eines 8 cm dicken Mittelholzes war bis zum Bruch ausgezeichnet. Die Fugen klafften bei der Zerstörung kaum 1 mm weit.

Schlußfolgerung.

Bei Verwendung von Krallenbändern in Bohlentragwerken wird die erforderliche Klemmwirkung mit ausreichender Sicherheit durch ein- oder zweischnittige Nägel erreicht. Die Verwendung von Klemmbolzen ist daher grundsätzlich überflüssig. Die Tragkraft der Krallenbanddübel wird vollkommen ausgenutzt, wenn man zu n Dübelpaaren $3n + 4$ zweischnittige Nägel oder doppelt so viel einschnittige verwendet. Bei der Berechnung der zulässigen Belastung darf man die Hälfte der zweischnittigen Heftnägeln oder den dritten Teil der einschnittigen Nägel einbeziehen. Dabei darf angenommen werden:

zulässige Belastung eines Krallenbanddübelpaares	1500 kg
„ „ „ zweischnittigen Nagels $N_2 = 750 d^2$ kg für d in cm	
„ „ „ einschnittigen Nagels $N_1 = 350 d^2$ kg für d in cm.	

Die Steifigkeit der Krallenbandverbindung mit ein- oder zweischnittigen Klemmnägeln.

Jede Verbindung, die aus zahlreichen Einzelteilen, wie Nieten im Stahlbau oder Nägeln und Zähnen im Holzbau, besteht, braucht eine Anzahl von Vorbelastungen, um gleichmäßig zum Tragen zu kommen. Auf Grund dieser Erfahrungen, die wir besonders bei Nietversuchen im Stahlbau gewonnen haben, ist es bei uns üblich, die Spannungs-Verschleibungs-Linien bei der ersten, jungfräulichen Belastung und nach zwölfmaligem Aufbringen der Gebrauchslast, also bei der 13. Belastung zu ermitteln. Abb. 1 zeigt diese Verschiebungslinien aus den Mittelwerten für den Druckkörper mit 8 zweischnittigen und für den Druckkörper mit 16 einschnittigen Nägeln in Abhängigkeit von der Belastung eines Dübelpaares. Gemessen wurde die Verschiebung des Mittelholzes gegenüber den beiden Seitenhölzern. Man sieht deutlich durch Vergleich der dicken mit den dünnen Linien, daß beide Verbindungen durch wiederholte Belastung steifer wurden. Gibt man zu den zwei Dübelpaaren 8 zweischnittige Nägel, so wird die Verbindung etwas steifer als durch die 16 einschnittigen Nägel. In Abb. 2 ist die in mm ausgedrückte Verschiebung des Mittelholzes gegen die beiden Seitenhölzer abhängig von den Prozenten der Gebrauchslast aufgetragen. Auch hier wieder bringt der zweischnittige Nagel eine etwas größere Steifigkeit.

Den besten Einblick in die Steifigkeit gewinnt man durch die Verschiebung unter der Gebrauchslast nach wiederholter Belastung. Sie beträgt ausweislich Abb. 2 nur sehr wenig:

beim Körper mit 2 Krallendübelpaaren	} nur 0,17 mm
und 8 zweischnittigen Nägeln	
beim Körper mit 2 Krallendübelpaaren	} nur 0,23 mm.
und 16 einschnittigen Nägeln	

¹⁾ Bautechn. 1936, Heft 50, S. 715 ff., besonders S. 718, Abb. 11.

Abb. 2. Last-Verschiebungs-Linien für die 13. Belastung der Körper mit ein- oder zweischnittigen Tragnägeln ohne Einpreßdübel.

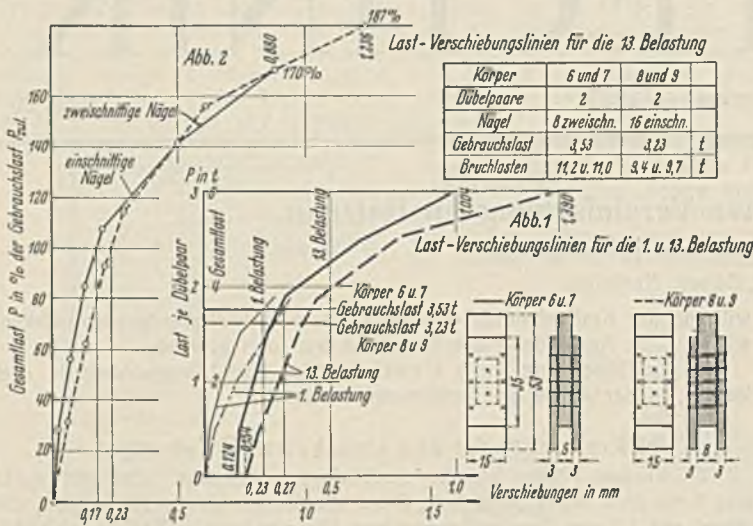


Abb. 1. Last-Verschiebungs-Linien für die 1. und 13. Belastung der Körper mit Krallendübeln mit ein- oder zweischnittigen Klemmnägeln.

Es zeigt sich dadurch wieder die alte Tatsache, wie vorteilhaft es beim Holzbau ist, an Stelle weniger dicker Bolzen eine gleich schwere Anzahl dünner Nägel zu verwenden oder sonst Verbindungsmittel wie diese Einpreßdübel mit zahlreichen Zähnen zu wählen, weil dadurch die Berührungsfäche zwischen den Stahlteilen und dem Holz vergrößert, der Leibungsdruck verkleinert und damit die Steifigkeit wesentlich erhöht wird.

Es hat sich auch bei anderen Versuchen an großen Biegeträgern gezeigt, daß die dadurch erreichbare Steifigkeit weit über der Vorschrift liegt. Bei dieser Sachlage drängt sich die Frage auf, ob man sich bei solch steifen Verbindungsmitteln nicht mit einer kleineren als dreifachen Bruchstufenheit begnügen darf.

**Zweite Versuchsreihe:
Krallenbänder und Nägel bei schrägem Kraftangriff.**

Bei den vorigen Versuchen liefen die Holzfasern der beiden Seitenbohlen parallel den Fasern des Mittelholzes. Es sollte nun geklärt werden, ob bei schrägem Faserverlauf, also bei einem Winkel γ zwischen den Fasern des Mittelholzes und den Fasern der beiden Seitenhölzer die Belastung in der vorhin angegebenen Weise zugelassen werden kann.

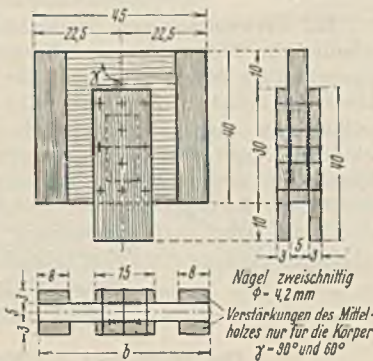


Abb. 3.

Ein verstärkter Versuchskörper mit Kraftangriff quer zur Holzfaser. $\gamma = 90^\circ$.

Die 5 cm dicken Mittelholzer und 3 cm dicken Seitenhölzer (Abb. 3 u. 4) stammten aus ein und derselben Tannenholzbohle. Das Holz hatte eine Druckfestigkeit von 430 kg/cm² bei 14,2% Wassergehalt. Der Druckstoß erhielt wie bei den letzten Versuchen 2 Krallenbanddübelpaare und $3n + 4 = 3 \times 2 + 4 = 10$ zweischnittige Heftnägel mit $d = 4,2$ mm, 120 mm lang und quer zur Faser umgeschlagenen Nagelenden. Die Holzfasern der beiden Seitenbohlen waren gleichlaufend der Krafttrichtung.

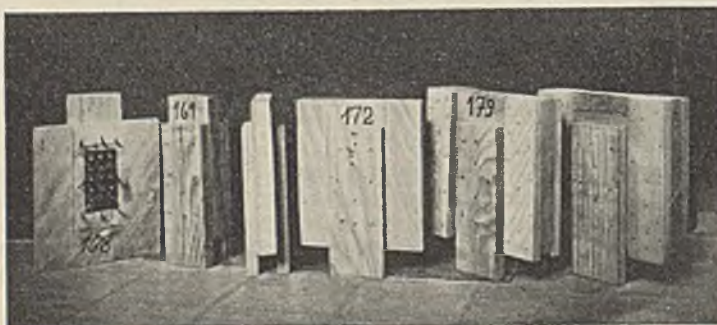


Abb. 4. Einige zerstörte Versuchskörper mit Krallenbändern und schrägem Kraftangriff.

Zerstörte Körper mit schrägem Anschluß			
Körper Nr.	Winkel γ	Dübelpaare	Nägel $\phi = 4,2$ mm
168	30°	2	10
161	0°	2	10
172	30°	0	10
179	60°	2	10

Die Holzfasern des Mittelholzes bildeten mit ihr die Winkel 0 — 30 — 45 — 60 — 90°. Die Gebrauchslast berechnete sich:

2 Dübelpaare = $2 \times 1500 = 3000$ kg
 10 Heftnägel: $0,5 \times 10 \times 132 = 660$ kg
 zulässige Belastung $P_{zul} = 3660$ kg.

Da auch die Tragwirkung von Nägeln allein bei schrägem Faserverlauf geprüft werden sollte, wurden genau die gleichen Tragkörper, aber ohne Krallendübelpaare, mit nur 10 zweischnittigen Nägeln gleicher Abmessung wie vorhin untersucht. Die Gebrauchslast berechnete sich:

10 Tragnägel: $10 \times 132 = 1320$ kg.

Die Bruchlast wurde als Mittel aus drei Versuchen gefunden, nachdem jeder Körper 12 mal in Höhe der Gebrauchslast vorbelastet war.

Liste 1. Bruchlasten der Dübelkörper in Tonnen.

γ	Dübelkörper $P_{zul} = 3,66$ t	Einzelwerte						Mittelwerte	
		Bruchlast	Sicherheit	Bruchlast	Sicherheit	Bruchlast	Sicherheit		
0°	12,9	12,9	3,52	13,4	3,67	13,9	3,80	13,4	3,66
		12,6	3,45	13,1	3,6	12,7	3,5	12,8	3,52
30°	12,8	12,8	3,5	12,5	3,4	12,95	3,55	12,8	3,48
		12,5	3,42	11,3	3,09	12,4	3,39	12,1	3,30
45°	13,7	13,7	3,75	14,4	3,94	—	—	14,0	3,84
		—	—	—	—	—	—	—	—

Liste 2. Bruchlasten der Nagelkörper in Tonnen.

γ	Nagelkörper $P_{zul} = 1,32$ t	Einzelwerte						Mittelwerte	
		Bruchlast	Sicherheit	Bruchlast	Sicherheit	Bruchlast	Sicherheit		
0°	7,2	7,2	5,45	7,3	5,33	7,8	5,90	7,4	5,62
		7,7	5,8	8,4	6,3	7,6	5,75	7,9	5,95
30°	7,75	7,75	5,85	8,7	6,55	7,95	6,0	8,2	6,13
		7,4	5,6	7,8	5,9	8,2	6,2	7,8	5,9
45°	6,4	6,4	4,84	6,7	5,06	6,7	5,06	6,6	4,99
		—	—	—	—	—	—	—	—

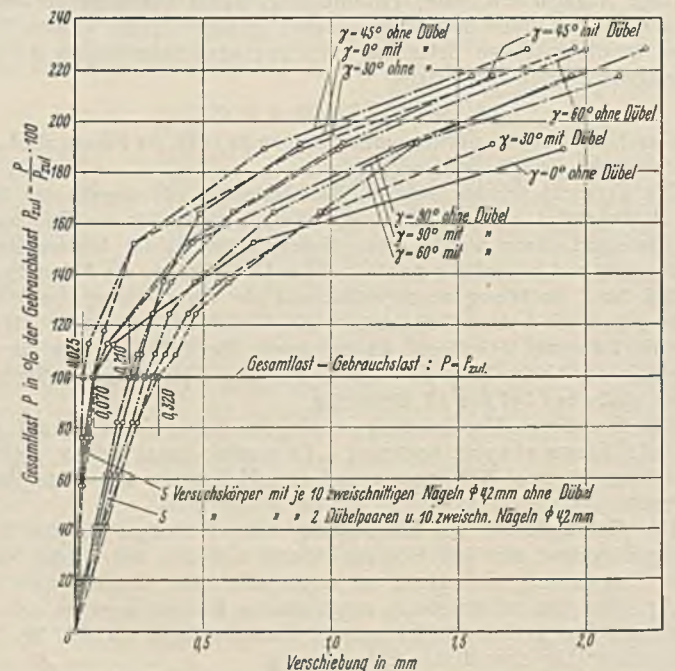


Abb. 5. Einige Last-Verschiebungs-Linien der Körper mit nur Tragnägeln oder mit Krallenband und Heftnägeln.

Die Klemmwirkung der Nägel reichte bei den Dübelkörpern vollkommen aus, um auch nach Überschreiten der Gebrauchslast die drei Bohlen sicher zusammenzuhalten. Bei der Zerstörung klafften einige Fugen zwischen Seiten- und Mittelholz $\frac{1}{2}$ bis $1\frac{1}{2}$ mm weit; in den meisten Fällen aber blieben die Hölzer fest zusammen.

Die Steifigkeit der Krallenbandverbindung mit Heftnägeln geht am besten aus Abb. 5 hervor. Die Fließgrenze liegt weit oberhalb der Gebrauchslast; bei der 13. Belastung bleibt die Verschiebung unter der Gebrauchslast unter $\frac{1}{3}$ mm.

Schlußfolgerung für die Dübelkörper.

Der schräge Faserverlauf des Mittelholzes beeinflusst die Tragkraft der Verbindungsmittel nicht, wie sich aus Abb. 6 u. 7 ergibt. Sie schwankt im Mittelwerte zwischen 12 500 und 13 700 kg. Gegenüber der berechneten Gebrauchslast ergibt sich also eine Sicherheit zwischen 3,3 und 3,8. Damit ist der Nachweis erbracht, daß bei der Berechnung der Verbindungsmittel der schräge Kraftangriff unberücksichtigt bleiben kann.

Im Gegensatz hierzu wird die Steifigkeit der Verbindung durch den schrägen Faserverlauf beeinflusst. Sie ist am größten, wenn der Winkel zwischen den Holzfasern 65° beträgt, wie Abb. 7 zeigt. Die Verbindung wird etwas weicher bei einem Kreuzungswinkel von 30° oder 60° . Aber bei jedem Kreuzungswinkel bleibt die Gesamtverschiebung bei der Gebrauchslast unter $\frac{1}{3}$ mm.

Die Fließgrenze der Dübelverbindung liegt ausweislich Abb. 5 weit über der Gebrauchslast. Das ist ein Beweis dafür, daß das Krallenband sich auch bei dynamisch beanspruchten Tragwerken gut verhalten wird.

Schlußfolgerung für die Nagelkörper.

Die Tragkraft der zwischmittigen Nägel mit umgeschlagenem Ende wird durch den schrägen Faserverlauf nicht ungünstig beeinflusst, wie Abb. 8 beweist. Die vorgeschlagene Berechnung der zulässigen Belastung eines zwischmittigen Nagels zu $N_2 = 750 d^2$ in kg für d in cm ergibt Bruchsicherheiten zwischen 5 und 6,1. Nach diesen Versuchen ist es durchaus berechtigt, die Tragkraft eines zwischmittigen Nagels mit umgeschlagenem Ende zu erhöhen auf

$$N_2 = 800 d^2 \text{ in kg für } d \text{ in cm.}$$

Die hohe Tragkraft der Nägel erklärt sich hier durch ihre zweckmäßige Verteilung und ihre weiten Abstände.

Wieder im Gegensatz zur Tragkraft wird die Steifigkeit der Nagelverbindung durch den schrägen Kraftangriff beeinflusst, wie Abb. 5 u. 9 zeigen. Ähnlich wie vorhin bei den Dübelkörpern ist die Steifigkeit am größten bei einem Kraftangriff von 25° und am kleinsten bei 20° und 70° . Aber immer bleibt die Verschiebung des Mittelholzes gegen die Seitenhölzer unter $\frac{1}{10}$ mm bei der berechneten Gebrauchslast.

Die Fließgrenze liegt bei den Nagelkörpern nur z. T. erheblich über der Gebrauchslast. Das ist ein Beweis dafür, daß man bei dynamisch beanspruchten Nagelverbindungen, also im Brückenbau, die zulässige Belastung gegenüber dem vorstehenden Vorschlag zweckmäßig etwas herabsetzt, etwa auf $N_2 = 500 d^2$ in kg für d in cm.

Zusammenfassung.

1. Der übliche schräge Kraftangriff beeinflusst die Bruchlast einer Verbindung aus Nägeln oder Nägeln und Krallenbändern nicht.

2. Die Klemmwirkung der ein- oder zwischmittigen Nägel reicht aus, um die miteinander verbundenen Holzteile bis zum Bruch sicher zusammenzuhalten.

3. Der schräge Kraftangriff beeinträchtigt zwar die Steifigkeit einer Verbindung aus Nägeln oder Nägeln mit Krallenbändern etwas, aber nur bei einem kleinen Kreuzungswinkel zwischen 0 und 30° ; bei einem Kreuzungswinkel von 45° ist die Steifigkeit noch etwas größer als bei gleichlaufenden Fasern.

4. Durch wiederholte Belastung mit der Gebrauchslast werden diese Verbindungen steifer.

5. Die Fließgrenze liegt bei den Dübelkörpern erheblich über der Gebrauchslast.

Die sonst bei den Einpreßdübeln üblichen Klemmbolzen sind bei dem Krallenbande (Hersteller und Lieferer Maschinenfabrik W. Pfommer, Karlsruhe) für die Tragwirkung nicht mehr nötig und können durch die billigen Nägel ersetzt werden. Bei der hohen Lage der Fließgrenze eignet sich eine solche Verbindung auch für Tragwerke mit bewegter Last, also auch für den Holzbrückenbau. Sie gestatten, auf kleiner Fläche große Kräfte, auch wenn sie schräg zur Faser angreifen, sicher überzuleiten.

Gerade im Rahmen des Vierjahresplanes ist es erwünscht, bei dem Holzbau Bolzen zu ersparen und dadurch den Stahlverbrauch einzuschränken. Ein Weg hierzu wurde hier gezeigt.

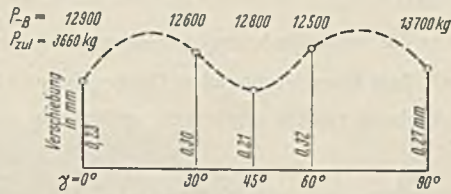


Abb. 6. Der Einfluß des schrägen Kraftangriffes auf die Verschiebung unter der Gebrauchslast und auf die Bruchlast bei den Körpern mit Krallenband und Klemmnägeln.



Abb. 7. Der Einfluß des schrägen Kraftangriffes auf die Verschiebung unter der Gebrauchslast und auf die Bruchlast bei den Körpern mit Krallenband und Klemmnägeln.

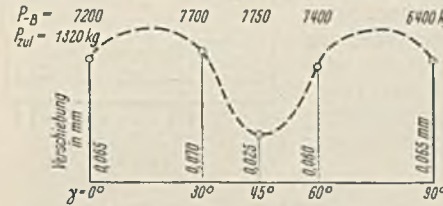


Abb. 8. Der Einfluß des schrägen Kraftangriffes auf die Verschiebung unter der Gebrauchslast und auf die Bruchlast bei den Körpern mit Tragnägeln ohne Krallenband.

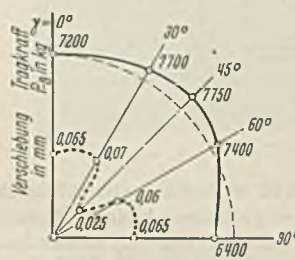


Abb. 9. Der Einfluß des schrägen Kraftangriffes auf die Verschiebung unter der Gebrauchslast und auf die Bruchlast bei den Körpern mit Tragnägeln ohne Krallenband.

Alle Rechte vorbehalten.

Näherungsformeln für die Formänderung durchlaufender hoher Träger.

Von Prof. Dr.-Ing. habil. Hermann Craemer, Weimar.

Für die Formänderungen von Trägern, die über eine große Anzahl gleicher Felder durchlaufen und eine gleichmäßig verteilte Last p je Längeneinheit tragen, deren Höhe aber so groß ist, daß die einfache Naviersche Balkenblegelehre nicht mehr zutrifft, hat der Verfasser an anderer Stelle¹⁾ sowohl strenge Lösungen in Gestalt von Fourierschen Reihen als auch einfache Näherungsformeln entwickelt. Letztere sind über das wissenschaftliche Interesse hinaus für einen größeren Kreis von Fachgenossen von Wert und sollen deswegen hier kurz wiedergegeben und erläutert werden. Zu beachten ist, daß man hier von einer elastischen Linie des Trägers schlechthin nicht sprechen kann, da die Verformungen des oberen und unteren Trägerrandes im allgemeinen verschieden sind; dies kommt in den bisherigen Arbeiten über Formänderungen hoher Träger, soweit sie mir bekannt sind, nicht zum Ausdruck.

I.

Wir behandeln zunächst den in sämtlichen Feldern gleichmäßig belasteten Träger. Im Gegensatz zur Wechsellast ist es hier gleichgültig, ob die Last am oberen oder unteren Rande eingetragen wird oder irgendwie über die Trägerhöhe verteilt ist. Die stärksten Formänderungen erhält

der untere Rand, während die des oberen Randes nach der genauen Theorie kleiner sind, als man sie nach der üblichen Balkentheorie erhält. Für die Durchbiegungen des unteren Randes gilt, wenn $\alpha = h:l$ (Abb. 1), y die Durchbiegung an beliebiger Stelle x , ferner y_N der gleiche Wert nach der Navierschen Theorie, b die Trägerbreite, E der Elastizitätsmodul und M_x das Moment des frei aufliegenden Balkens an der betreffenden Stelle,

$$(1) \quad y_u = y_N + 2,4 \frac{M_x}{E b h}, \quad 0 < \alpha < \frac{1}{6},$$

wobei bekanntlich

$$y_N = \frac{p l^4}{24 E J} \left(\frac{x^2}{l^2} - 2 \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right);$$

insbesondere wird in Feldmitte

$$(2) \quad f_u = f_N (1 + 9,6 \alpha^2), \quad 0 < \alpha < \frac{1}{6},$$

wobei $f_N = \frac{1}{384} \cdot \frac{p l^4}{E J} = \frac{p l^4}{32 E b h^3}$

der bekannte für $\alpha = 0$ gültige Wert. Die Gültigkeitsbereiche der Formeln sind diesen jeweils angefügt.

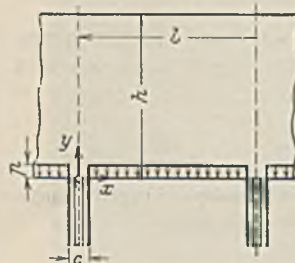


Abb. 1.

¹⁾ Ingenieur-Archiv, 7. Bd., 1936, Heft 5, S. 325 bis 337.

Für stark gedrungene Träger hängt die Einsenkung wegen der lotrechten Zusammendrückung über der Stütze in hohem Maße von der Breite c der letzteren ab. Für quadratischen oder nach höherem Aufriß ist die Durchbiegung von der Höhe völlig unabhängig; setzt man, was häufig zutrifft, $c:l = 1:10$, so ist

$$(2a) \quad f_u = 1,83 \frac{p l}{E b}, \quad 1 < \alpha < \infty.$$

II.

Wir behandeln weiter den Fall, daß der Träger nach Abb. 2 feldweise ab- und aufwärts belastet ist. Der Fall, daß die Felder abwechselnd belastet und unbelastet sind, kann hieraus durch Überlagerung mit der Belastung nach Abb. 1 in der früher²⁾ näher angegebenen Weise gewonnen werden. Zunächst nehmen wir an, daß die Belastung am oberen oder unteren Rande angreift. Die stärkere Formänderung erhält man jeweils am belasteten Rande, gleichgültig ob dieser oben oder unten liegt. Es gilt hierfür

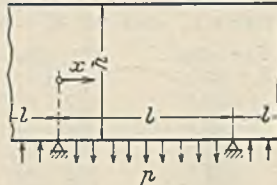


Abb. 2.

$$(3) \quad y_{bel} = y_N + 2,4 \frac{M_x}{E b h} + 0,365 \frac{p h}{E b}, \quad 0 < \alpha < 1,2,$$

wobei

$$y_N = \frac{p l^4}{24 E J} \left(\frac{x}{l} - 2 \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right),$$

und in Feldmitte

$$(4) \quad f_{bel} = f_N (1 + 1,92 \alpha^2 + 2,34 \alpha^4), \quad 0 < \alpha < 1,2,$$

wobei

$$f_N = \frac{5 p l^4}{384 E J} = \frac{5 p l^4}{32 E b h^3}.$$

Für stark gedrungene, scheibenartige Träger gilt

$$(4a) \quad f_{bel} = 0,75 \frac{p l}{E b}, \quad 1,7 < \alpha < \infty;$$

wie man sieht, haben diese Formeln einen viel weiteren Geltungsbereich als die des vorigen Abschnitts. Für den ungedeckten kleinen Bereich $1,2 < \alpha < 1,7$ kann man das Mittel aus den Angaben (4) und (4a) verwenden.

Die Neigung φ der elastischen Linie des belasteten Randes an beliebiger Stelle ist

$$(5) \quad \varphi_{bel} = \varphi_N + 2,4 \frac{Q_x}{E b h}, \quad 0 < \alpha < \frac{1}{4},$$

wo

$$\varphi_N = \frac{p l^3}{24 E J} \left(1 - 6 \frac{x^2}{l^2} + 4 \frac{x^3}{l^3} \right)$$

und Q_x die Querkraft an der betreffenden Stelle. Die vor allem interessierende Neigung φ_S am Anschnitt an die Stütze, $x=0$, erhält man hieraus zu

$$(6) \quad \varphi_S = \varphi_{SN} (1 + 2,4 \alpha^2), \quad 0 < \alpha < \frac{1}{4},$$

wo

$$\varphi_{SN} = \frac{p l^3}{24 E J} = \frac{p l^3}{2 E b h^3}.$$

Neben der Winkelverdrehung der Randlinie über der Stütze ist noch wichtig die seitliche Ausweichung v , die dadurch entsteht, daß das zwischen je zwei Stützen liegende Stück des Randes sich infolge der Biegezugspannung verlängert bzw. bei Druckspannung verkürzt, wie in Abb. 3 angedeutet. Diese Bewegung wird bei schlanken Balken meist nicht in Betracht gezogen; bei gedrungeneren Trägern ist sie aber, besonders im Vergleich zu den übrigen Formänderungen, verhältnismäßig größer. Für den nach Abb. 1 belasteten Träger ist wegen der Symmetrie $v=0$; hier dagegen erhält man zunächst für den Lastrand

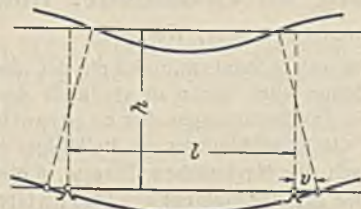


Abb. 3.

$$(7) \quad v_{bel} = \frac{l}{6 E} \left(\frac{p}{b} + 2 \sigma_{bel} \right), \quad 0 < \alpha < \infty,$$

worin σ_{bel} die aus meiner früheren Arbeit²⁾ zu entnehmende Biegespannung in Mitte des belasteten Randes. Bei schlanken Trägern mit $\alpha \rightarrow 0$ wird p gegenüber σ bedeutungslos, und man erhält

$$v_N = \frac{\sigma_{bel} l}{3 E}.$$

²⁾ Craemer, Näherungsformeln für die Randspannungen durchlaufender Scheibenträger, Bautechn. 1936, Heft 42, S. 615.

Für hohe Träger mit $\alpha \rightarrow \infty$ dagegen ist bekanntlich²⁾ $\sigma_{bel} = \frac{p}{b}$, also

$$(7a) \quad v_{bel} = \frac{p l}{2 E b} = \frac{\sigma_{bel} l}{2 E}, \quad \alpha = \infty.$$

Für den unbelasteten Rand, gleichgültig, ob dies der untere oder obere ist, gelten ähnliche Formeln, nämlich

$$(8) \quad y_{unb} = y_N + 2,4 \frac{M_x}{E b h} - 0,314 \frac{p h}{E b}, \quad 0 < \alpha < \frac{1}{2},$$

$$(9) \quad f_{unb} = f_N (1 + 1,92 \alpha^2 - 0,86 \alpha^4), \quad 0 < \alpha < \frac{1}{2},$$

und für hohe Scheiben

$$(9a) \quad f_{unb} = 0, \quad 1,8 < \alpha < \infty.$$

Für die Winkeländerungen bleiben die Angaben (5) und (6) gültig, jedoch mit dem etwas verringerten Geltungsbereich $0 < \alpha < \frac{1}{5}$. Die Seitwärtschiebung endlich ergibt sich unabhängig von der Schlankheit zu

$$(10) \quad v_{unb} = \frac{\sigma_{unb} l}{3 E}, \quad 0 < \alpha < \infty,$$

wobei σ_{unb} die Biegespannung in Mitte des lastfreien Randes, die aus meiner früheren Abhandlung²⁾ entnommen werden kann.

III.

Wenn die Belastung nicht an einem der beiden Ränder angreift, sondern, wie z. B. die Reibung von Schüttgütern, irgendwie über die Trägerhöhe verteilt ist, so ändern sich bei Vollast nach Abb. 1, wie schon erwähnt, die Formänderungen nicht. Für Wechsellast nach Abb. 2 dagegen treten an Stelle der im vorigen Abschnitt gemachten Angaben die folgenden Formeln. Hierbei ist die Verteilung über die Höhe als gleichmäßig angenommen; die Durchbiegungen sind

$$(11) \quad y = y_N + 2,4 \frac{M_x}{E b h} + 0,0157 \frac{p h}{E b}, \quad 0 < \alpha < 1,3,$$

und in Feldmitte

$$(12) \quad f = f_N (1 + 1,92 \alpha^2 + 0,1 \alpha^4), \quad 0 < \alpha < 1,3;$$

für noch höhere, wandartige Träger gilt

$$(11a) \quad y = \frac{3 M_x}{E b h}, \quad 2,0 < \alpha < \infty \text{ und}$$

$$(12a) \quad f = \frac{3 p l^2}{8 E b h}, \quad 2,0 < \alpha < \infty.$$

Beide Ränder erhalten genau die gleiche Formänderung, so daß ihre besondere Unterscheidung entfällt.

Die Winkeländerungen beider Ränder an beliebiger Stelle sind

$$(13) \quad \varphi = \varphi_N + 2,4 \frac{Q_x}{E b h}, \quad 0 < \alpha < 1,0,$$

und über der Stütze

$$(14) \quad \varphi_S = \varphi_{SN} (1 + 2,4 \alpha^2), \quad 0 < \alpha < 1,0;$$

diese Formeln stimmen den Angaben (5) und (6) für Randbelastung überein, gelten aber für bedeutend gedrungenerer Träger. Ist schließlich der Träger wandartig, so läßt sich eine weitere Näherung angeben mit

$$(13a) \quad \varphi = \frac{3 Q_x}{E b h}, \quad 2,0 < \alpha < \infty \text{ und}$$

$$(14a) \quad \varphi_S = \frac{3 p l}{2 E b h}, \quad 2,0 < \alpha < \infty.$$

Für die nicht erfaßten Schlankheitsgrade von 1,0 bzw. 1,3 bis 2,0 kann man wieder das Mittel zwischen den Werten nach (12), (13), (14) und (12a), (13a), (14a) bilden.

Die Seitwärtsbewegung v über der Stütze endlich erhält man zu

$$(15) \quad v = (0,333 \text{ bis } 0,362) \frac{\sigma l}{E}, \quad 0 < \alpha < \infty;$$

der kleinere Beiwert gilt für schlanke, der größere für stark gedrungene Träger mit $\alpha = \infty$; σ ist wieder die Biegespannung in Feldmitte eines der Ränder und kann nach meiner früheren Abhandlung²⁾ leicht errechnet werden.

Neue Versuche mit Asphaltbauweisen beim Erweiterungsbau des Dortmund-Ems-Kanals.

Alle Rechte vorbehalten. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Schiller, Swinemünde, und Regierungsbaurat Gorges, Meppen/Ems.

(Schluß aus Heft 37.)

4. Vorbereitung des Untergrundes.

Der Untergrund der Dichtungsstrecke bestand im Auftrag aus Sand, der in Lagen von 1,50 bis 1,80 m Höhe eingebaut und durch mehrmaliges Überstauen mit Wasser eingesumpft war. Eine Vorbereitung dieses Untergrundes für die Walzarbeit beim Einbau der Dichtungsschicht wurde für erforderlich gehalten, sie bestand in dem Überstreuen mit Überlaufkies und Basaltsplitt 15/25 mm und Abwalzen.

einzelnen Stellen durch (Abb. 11), da das Grundwasser des anliegenden Geländes den Boden vollständig durchweichte und er wegen seiner stark lehmigen Beschaffenheit das Wasser nur sehr schwach abgab. In Höhe dieser Grundwasserschicht wurde daher das Stelngerüst der Böschung durch Eingießen von Asphaltmasse zusätzlich verfestigt. Alsdann konnte auch an diesen Stellen die Asphaltabdichtung einwandfrei durch das Einbaugerät verlegt werden.

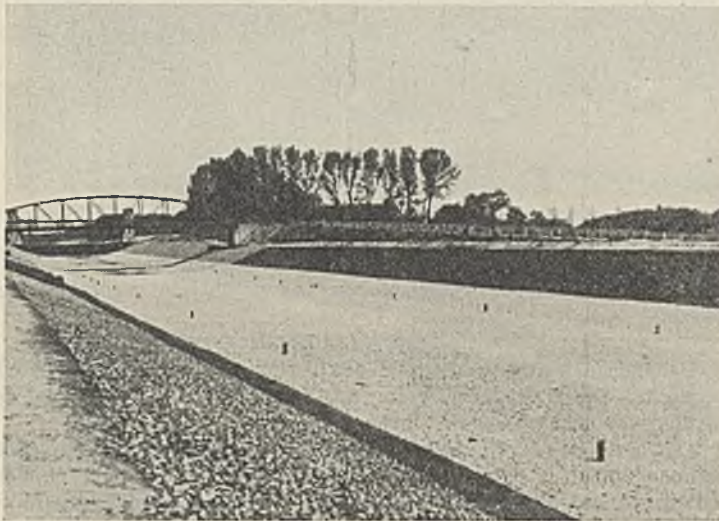


Abb. 10. Betonstandrohre zur Vermeidung eines Unterdruckes während der Bauzeit.



Abb. 11. Fehlstelle infolge Durchsackens der Walze bei nicht genügend standfähigem Untergrund.

Wesentlich anders lagen die Verhältnisse im weitaus größten Teil der Dichtungsstrecke, der ganz oder teilweise im Einschnitt lag. Der Untergrund bestand hier aus leichtem Mergel, der von mergelig-lehmigem Boden überlagert war und an einzelnen Stellen Wasseradern führte. Ein einfaches Überstreuen und Einwalzen führte hier nicht zum Ziele, da der wasserhaltige Boden stets durchquoll. Es wurde daher ein volles, etwa 13 cm dickes Stelngerüst aus Basaltschüttsteinen 10/12 cm, Basaltschotter 45/60 mm und Basaltsplitt 15/25 mm aufgebaut und abgewalzt. Die wasserführenden Stellen wurden solange als möglich durch offene Gräben entwässert, die erst unmittelbar vor dem Einbau der Dichtung durch Kies und Basaltreste geschlossen wurden. Um jedoch eine Drainage unter der Dichtung zu vermeiden, wurden an einzelnen Stellen Lehmpropfen eingebaut und die so entstandenen Wassersammelpunkte am Fuße der Böschung beim Aufbringen der Dichtung durch eingebundene Betonrohre (Abb. 10) hochgezogen, um eine unnötige Beanspruchung der Dichtungsschicht durch zu großen Wasserunterdruck während der Bauzeit zu vermeiden. Unmittelbar vor dem Füllen der Fahrt sind diese offenen Stellen durch Asphaltmasse geschlossen, die herausstehenden Rohrenden abgeschlagen worden.

Die so durchgeführte Vorbereitung reichte im wesentlichen aus. Als jedoch während der Ausführungszeit starke Regenfälle eintraten, sackten die Walzen des Ausbreitwagens in der Höhe des Übergangs vom Mergel zum Überlagerungsboden trotz der hier vorhandenen Steinpackungen an

5. Einbau der Decke.

Auf den Böschungen wurde die Dichtungsschicht in der Neigung 1:4 und 1:2 $\frac{1}{2}$ mit Hilfe des oben beschriebenen Einbaugerätes aufgebracht. Von der etwa 300 m entfernt stehenden Aufbereitungsanlage (Abb. 12)³⁾ wurde das fertige Gemisch in $\frac{3}{4}$ -m³-Loren in das portalartig ausgebildete Beschickungsgerät gefahren und durch einen Aufzug mit Laufkatze in den Silo des eingefahrenen Ausbreitwagens gekippt (Abb. 5). Beim Ablassen des nun gefüllten Ausbreitwagens walzte er sodann den im vorletzten Arbeitsgang ausgelegten Dichtungstreifen, der inzwischen eine walzfähige Temperatur angenommen hatte, ab und breitete bei dem Aufwärtsgang das im Silo befindliche Mischgut aus (Abb. 13). Der neue ausgelegte Streifen schloß sich unmittelbar an den noch nicht abgewalzten Streifen des vorherigen Aufwärtsganges an. Die Temperatur des neu eingebauten Streifens genügte, um durch Abgabe von Wärme eine so weitgehende Erweichung der Masse an der Anbindestelle herbeizuführen, daß die Fuge völlig dicht geschlossen wurde. Die Silofüllung reichte aus, um jeweils eine Bahn von etwa 1 m Breite über eine volle Länge der Böschung in der verlangten Dicke von 6 cm auszubreiten. Nach dem Einfahren des leeren Ausbreitwagens in das Beschickungsgerät bewegte sich dieses zusammen mit dem Böschungswagen selbsttätig um eine Walzbreite weiter (Abb. 14).

³⁾ Bautechn. 1936, Heft 31.

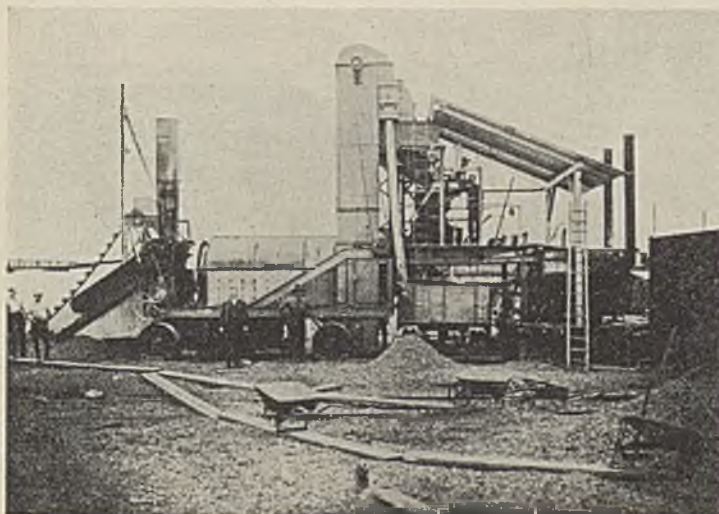


Abb. 12. Aufbereitungsanlage.



Abb. 13. Einbau der Böschungsdichtung.

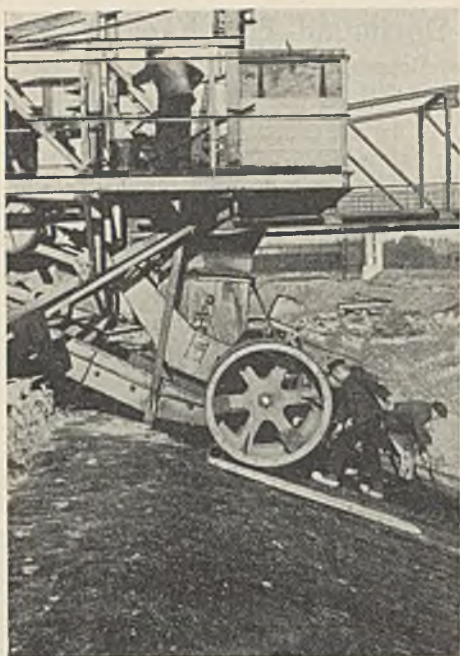


Abb. 14. Seitliches Verfahren des Gerätes mit eingefahrenem Böschungswagen.

In gleicher Weise wurde der Einbau der Asphalt-schutzschicht in der Neigung 1 : 2½ (Abb. 15) ausgeführt.

Auf der Neigung 1 : 40 wurde der Dichtungsbelag von Hand eingebaut und mit einer 2 t schweren Walze verdichtet (Abb. 16).

Der Einbau der Asphalt-dichtung wurde ausgeführt in der Zeit vom 10. September bis zum 22. Oktober 1935 in rd. 13 000 Arbeitsstunden. Die in Asphaltbauweise gedichtete Fläche betrug 7500 m². Die als Uferdeckwerk ausgebildete Asphalt-schutzschicht umfaßt 2700 m².

Als Einbaumassen waren vorgesehen für die 6 cm dicke Dichtungsschicht 135 kg/m²,

für die 10 cm dicke Schutzschicht 225 kg/m².

Da bei Ausführung der 6 cm dicken Dichtungsschicht infolge der Ungleichheit des Untergrundes im Durchschnitt 175 kg/m² Einbaumasse benötigt wurden, um eine Dicke von 6 cm an der schwächsten Stelle zu erreichen, wurde zur Innehaltung der ursprünglich vorgesehenen Baustoffmengen die Dicke der als Uferdeckwerk eingebauten Asphalt-schutzschicht auf etwa 8 cm verringert. Die bei dieser Dicke erforderliche Einbaumasse betrug 180 kg/m², die auch eingebaut worden ist. Das erstmalig verwendete Einbaugerät erzielte, nachdem der Betrieb genügend eingelaufen war, eine Schichtleistung von etwa 500 m².

Die Ausführung der Arbeiten war der Arbeitsgemeinschaft Polensky & Zöllner, Köln, und Müller & Co., G. m. b. H., Münster, übertragen, die jedoch für die Asphaltarbeiten die Firma Gebr. von der Wettern, Köln, zugezogen hatte.

6. Oberflächenbehandlung.

Die als Uferdeckwerk maschinell eingebrachte Asphalt-schutzschicht wies eine verhältnismäßig glatte Oberfläche auf, die aus betriebstechnischen Gründen (Verkehr vom Schiff zum Land) unerwünscht war. Es mußten daher besondere Maßnahmen zum Aufrauen der Böschung getroffen werden. Diese Berauung geschieht von Oberkante Deckwerk bis etwa 1 m unter Wasserspiegellinie in der Weise, daß gebrochene Basaltsteine in einer Korngröße von etwa 6 cm mittels Asphaltmasse, bestehend aus

- 50 GT Sand 0/5
- 25 „ Steinmehl
- 25 „ Mexphalt E. 1.

auf der Fläche zerstreut von Hand aufgeklebt wurden (Abb. 17). Die hier zur nachträglichen Berauung gewählte Arbeitsweise stellt nur einen behelfmäßigen Ausweg dar und ist nicht als endgültige Lösung anzusehen, da sie zu umständlich, zu zeitraubend und zu teuer ist. Bei künftigen



Abb. 16. Einbau der Decke in der Sohle von Hand und Übergang zur Lehm-dichtung.

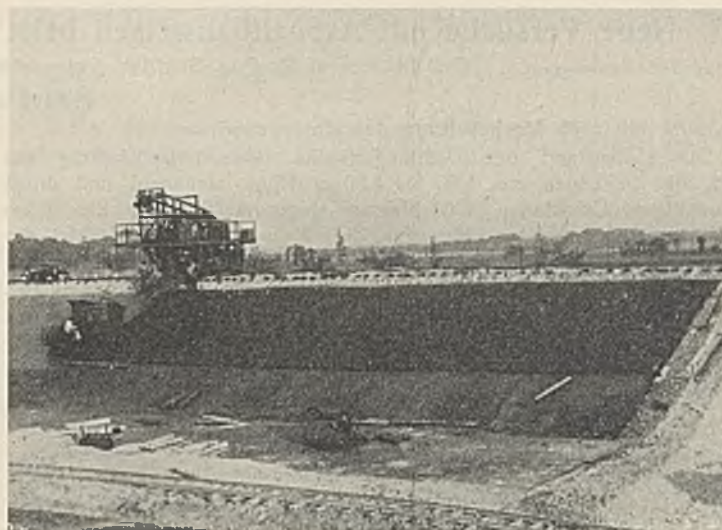


Abb. 15. Einbau der Schutzschicht.

Ausführungen wird für eine ausreichende Rauhgkeit der Schutzschicht ober- und unterhalb des Wasserspiegels von vornherein gesorgt werden müssen.

7. Baustellenprüfung der Decken.

Der Einbau wurde in einer auf der Baustelle eingerichteten Prüfstelle überwacht. Die Prüfung erstreckte sich sowohl auf die Herstellung der Mischung als auch auf ihren Einbau.

Die aus den vorbereitenden Laboratoriumsversuchen gewonnene Mischung enthält Kies und Sand verschiedener Körnung, Kalksteinmehl als Füllstoff und Bitumen als Bindemittel. Die zu verarbeitenden Mineralen wurden, nachdem sie auf der Baustelle angefahren waren, auf Korngröße und Hohlraum laufend untersucht, um eine Übereinstimmung mit den durch Versuche vorher festgelegten Mischungsverhältnissen auch für die Ausführung zu gewährleisten.

Im Hinblick darauf, daß das Zusammensetzen der Zuschlagstoffe Kies und Sand von Hand geschieht, wurde die Innehaltung des Mischungsverhältnisses ständig dadurch nachgeprüft, daß von der Mineralmischung unmittelbar vor Zugabe des Füllstoffes und des Bindemittels Proben entnommen und deren Kornabstufung durch die Siebanalyse bestimmt wurden. Bei Kalksteinmehl und Bitumen konnte hierauf verzichtet werden, weil diese Baustoffmengen zugewogen wurden.

Die fertige Bitumen-Mineral-Mischung wurde täglich durch Bestimmung des Raumgewichts und der Wasseraufnahme geprüft. Zu diesem Zweck wurde nach dem Durchmischen an der Aufbereitungsanlage eine Probe entnommen und diese in der örtlichen Prüfstelle der Bauverwaltung in einer Würfelform von 7 cm Kantenlänge mit derselben Temperatur, mit der die Masse auch auf der Baustelle eingebaut wurde, unter stets gleichen Bedingungen eingestampft. Alsdann wurde das Raumgewicht ermittelt, das infolge der festliegenden Einzelgewichte schon einen prüfbaren Wert ergeben mußte.

Zur Feststellung der Porosität (Wasseraufnahme) wurde sodann der gleiche Probekörper in einen teilweise mit Wasser gefüllten Exsikkator



Abb. 17. Berauung der Oberfläche Schutzschicht im Bereich des Wasserspiegels.

gelegt, in dem mittels einer Wasserstrahlpumpe ein erheblicher Unterdruck erzeugt wird. Durch den Unterdruck im Exsikkator entweicht die in den Poren des Probekörpers vorhandene Luft und wird nach Wiederherstellung normalen Druckes durch eindringendes Wasser ersetzt. Die Gewichtszunahme nach Beendigung der Prüfung stellt sodann die Wasseraufnahme dar. Bei dem Dichtungsbelag wurde eine Wasseraufnahme von höchstens zwei Raumprozenten noch als zulässig erachtet, weil erfahrungsgemäß derartige Körper selbst gegen hohen Wasserdruck als völlig undurchlässig angesprochen werden können.

In gleicher Weise wie der zuvor beschriebene Würfelversuch wurde der Einbau der Dichtung selbst überwacht, indem aus dem fertig verlegten Belag eine Aufbruchprobe entnommen und untersucht wurde, die die gleichen Ergebnisse liefern mußte. Höhere Wasseraufnahme als beim Probewürfel ist auf nicht ordnungsmäßigen Einbau (mangelhaftes Walzen oder falsche Einbautemperatur) bzw. auf Abweichungen in der Zugabe der Zuschlagstoffe zurückzuführen. Das Untersuchungsergebnis lag in etwa zwölf Stunden vor. Bei den durchgeführten Untersuchungen lag die Wasseraufnahmefähigkeit im Mittel bei 0,8 Raumprozenten.

8. Kosten der Versuchsausführung.

Bei der Ausführung der Versuchsstrecke sind folgende Kosten umgerechnet auf 1 m² Fläche und zergliedert in Baustoffe und Löhne entstanden:

	Baustoffe RM/m ²	Löhne RM/m ²	Gesamtsumme RM/m ²
Vorbereitung des Untergrundes durch ein Steingerüst	1,11	1,45	2,56
Dichtungsschicht	2,43	3,80	6,23
Schutzschicht	1,56	1,60	3,16
Berauhung der Oberfläche	0,60	1,00	1,60

Bei Berücksichtigung der verschiedenen Bauweisen im Bereich der Sohle und der Böschungen haben sich folgende Einheitspreise ergeben:

- a) für 1 m² Asphaltabdichtung im Bereich der Sohle:
- | | |
|---|---------|
| Vorbereitung des Untergrundes | 2,56 RM |
| Dichtungsschicht | 6,23 " |
| Ankerschutzschicht | 1,31 " |
| zus. 10,10 RM/m ² | |

- b) für 1 m² Asphaltabdichtung im Bereich des Uferdeckwerkes:
- | | |
|---|---------|
| Vorbereitung des Untergrundes | 2,56 RM |
| Dichtungsschicht | 6,23 " |
| Asphaltenschutzschicht | 3,16 " |
| Beräumen | 0,87 " |

Das ergibt bei den Querschnittabmessungen der Versuchsstrecke: **zus. 12,82 RM/m²**

Man ersieht hieraus, welchen großen Einfluß auf die Gesamtkosten die Beschaffenheit des Untergrundes ausübt, und zwar ist dies nicht nur aus den verhältnismäßig hohen Kosten für seine Vorbereitung ersichtlich, sondern auch aus dem viel höheren Lohnanteil, den der Einbau der Dichtungsschicht im Vergleich zum Einbau der auf fester Grundlage aufgetragenen Schutzschicht erfordert.

Die Kosten der von Hand eingebauten Asphaltabdichtung (Versuchsstrecke I) betragen für 1 lfdm rd. 587 RM^{*)}, während die Ausführung in Lehmbauweise nach den bestehenden Vertragspreisen rd. 720 RM/lfdm erfordert hätte. Demgegenüber betragen die Kosten der maschinell verlegten Asphaltabdichtung bei der hier beschriebenen Versuchsstrecke Schilleker für 1 lfdm:

30,00 m ² Sohleabdichtung	303 RM/lfdm
17,60 m ² Dichtung im Bereich des Uferdeckwerkes	226 "
zus. 529 RM/lfdm	

9. Ergebnisse und Erfahrungen.

Auf Grund der bei der Versuchsausführung gewonnenen Erfahrungen kann gesagt werden, daß die Möglichkeit besteht, Asphaltdecken größeren Umfangs im Kanalbau maschinell herzustellen. Mit dem hier erprobten Böschungseinbaugerät ist der Weg gewiesen zu einem leistungsfähigen und zuverlässigen Gerät, das allen Anforderungen genügen kann. Wenn auf der Sohle noch Handbetrieb angewendet wurde, so war Anlaß hierfür nur Zeitmangel für die konstruktive Durchbildung und den Bau eines zweckmäßigen Sohleleinbaugeräts. Ein solches Gerät wird in Anlehnung an die im Straßenbau üblichen Geräte ohne Schwierigkeiten hergestellt werden können, da die Verhältnisse für die waagerechten oder annähernd waagerechten Flächen der Sohle erheblich einfacher liegen.

Ganz besonderer Wert muß, wie sich auch bei dieser Versuchsausführung wieder gezeigt hat, auf die Vorbereitung des Untergrundes gelegt werden. Die hierfür aufzuwendenden Kosten werden in vielen

Fällen entscheidend für die Wirtschaftlichkeit der dichtenden Asphaltdecken im Kanalbau sein. Es muß durch die Vorbereitung des Untergrundes eine möglichst widerstandsfähige und gleichmäßige Oberfläche erzielt werden, damit einerseits der Bedarf an Mischgut auf das für den Zweck erforderliche Maß beschränkt bleibt und andererseits ungünstige Witterungsverhältnisse die Walz- und Einbaufähigkeit des Untergrundes nicht wesentlich beeinträchtigen können.

Das in Olfen gewählte Verfahren, in der Einschnittstrecke die Oberfläche durch Überstreuen bzw. Abdecken mit Schotter und Splitt verschiedener Körnungen walzfähig vorzubereiten, hat bei dem stellenweise vorhandenen sehr stark mergelig-lehmigen Boden, der auf die geringsten Witterungsänderungen anspricht, an diesen Stellen nur durch Aufwendung verhältnismäßig hoher Kosten zum Ziele geführt. Bei derartigen schwierigen Bodenverhältnissen empfiehlt sich daher künftig von vornherein eine Verfestigung vorzunehmen. Diese kann z. B. erzielt werden durch eine grobkörnige, durchlässige Gesteinsauflage, die so weit durch Bitumen bzw. Asphaltmasse gebunden wird, daß die erforderliche Walzfähigkeit des Untergrundes erzielt wird. Dieses Verfahren hat bei der Versuchsausführung auch unter den schwierigsten Verhältnissen zum Ziele geführt.

Für die Untergrundvorbereitung in Auftragstrecken liegen die Verhältnisse wesentlich günstiger, da für Dammschüttungen geeigneter Boden auch von den früher beschriebenen Mängeln im wesentlichen frei ist. Ein nach Abschluß der Arbeiten durchgeführter Versuch, in einer reinen Sand-Auftragstrecke auf den Neigungen 1:4 und 1:2^{1/2} eine Dichtungslage mit dem Böschungsgemälde einzubauen, führte auch ohne irgendwelche besondere Vorbereitung der Sandböschungen zu einem befriedigenden Ergebnis (Abb. 18).

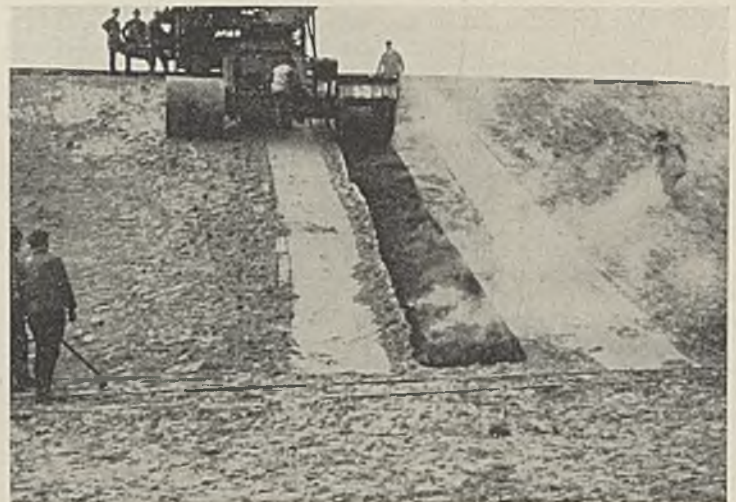


Abb. 18. Einbau einer Dichtungsbahn im geschütteten Sanddamm ohne jede Vorbereitung des Untergrundes.

Die Frage der Prüfung der eingebauten Decke auf der Baustelle kann durch die in Olfen versuchsweise eingerichtete Prüfzelle als befriedigend gelöst angesehen werden. Zu ihrer Einrichtung gehörten in der Hauptsache:

- a) für die Kontrolle der Mineralien:
- 1 abgekürzter Siebsatz 10-, 40-, 80- und 200-M.-S.,
 - 1 Waage bis 5 kg Traglast und 1 Apothekerwaage,
 - 2 Stampfzylinder aus Glas, je 500 cm³ Inhalt mit Handstampfer,
 - 1 Bürette und mehrere Meßkölbchen, je 100 cm³ Inhalt, 1 Stativ dazu,
 - 1 Kanister Tetrachlorkohlenstoff;
- b) für die Kontrolle der Deckenmischung und fertiger Belagstücke:
- 1 Handstampfer,
 - 3 Stampfformen und 1 Vierkantstempel,
 - 2 Thermometer bis 360° C,
 - 1 Vakuum-Exsikkator
 - 1 Quecksilber-Manometer
 - 1 Wasserstrahlpumpe
- } mit Zubehör.

Da im Exsikkator der Unterdruck durch eine Wasserstrahlpumpe erzeugt wird, ist Wasserleitungsanschluß, und wenn diese nicht vorhanden, eine Vakuumpumpe erforderlich. Die gesamten Kosten für die oben genannten Einrichtungsgegenstände der Prüfzelle werden sich auf kaum mehr als 300 RM belaufen.

Können so die Erfahrungen mit der Versuchsstrecke in technischer, weniger infolge der besonderen Verhältnisse in wirtschaftlicher Hinsicht als befriedigend bezeichnet werden, so bleiben noch einige Fragen offen, die weiterer Klärung bedürfen. Dies gilt besonders für die zeitliche Bewährung der Asphaltabdichtungsdecken, über die Erfahrungen noch nicht vorliegen können. Bedenken in dieser Hinsicht wurden mehrfach im

*) Bautechn. 1936, Heft 32.

Zusammenhang mit der möglicherweise zunehmenden Ölverschmutzung unserer Kanäle durch Selbstfahrer geäußert. Hier wird besondere Aufmerksamkeit angebracht sein. Es sei aber festgestellt, daß die mögliche zerstörende Einwirkung etwa vorhandener Ölmengen auf die Wasserspiegelhöhe beschränkt bleibt, abgesehen davon, daß die Verschmutzung der Kanäle durch Öl stets auch schon aus anderen Gründen in äußerst geringen Grenzen gehalten werden muß. Es ist wenig wahrscheinlich, daß diese kleinsten Mengen schwimmenden Öls im Laufe der Jahre eine Beschädigung der Decken in Höhe des Wasserspiegels bewirken können; notfalls ist die Ausbesserung der Decken durch geringes Absenken des Wasserspiegels und Erneuerung der Decke in der angegriffenen Zone leicht durchführbar und wird, wenn sie wirklich in langen Zeitabschnitten erforderlich werden sollte, aller Voraussicht nach jedenfalls sehr viel geringere Kosten erfordern als die laufende Unterhaltung von Uferböschungen mit Steinbewurf.

Vermischtes.

Betonstraßenbau in den Vereinigten Staaten. Im Jahre 1936 sind, wie wir der Zeitschrift Concrete 1937, März, entnehmen, in den VStA Aufträge zum Bau von Betonstraßen in einem Ausmaße von 48 249 000 m² vergeben worden, wovon 34 512 000 m² die Befestigung von Landstraßen, 13 736 600 m² die Befestigung von städtischen Straßen betrafen. Die gesamte Fläche war größer, als sie je in den letzten vier Jahren gewesen ist, und die Zunahme gegen das Vorjahr hat die Erwartungen übertroffen; sie zeigt, welcher Wert neuerdings auf gut befestigte Straßen gelegt wird. Der Bau von Betonstraßen ist allerdings durch die Gewährung von Beihilfen aus Bundesmitteln gefördert worden, so daß manche Städte und Bezirke Straßenbauten ausgeführt haben mögen, die sie nicht unternommen hätten, wenn sie die Kosten in vollem Umfange aus eigenen Mitteln hätten aufbringen müssen. Aber in vielen Fällen war andererseits die Notwendigkeit, eine Straße auszubauen und mit fester Decke zu versehen, so groß, daß man mit der Ausführung des Baues begonnen hat, ohne die Hilfe aus Bundesmitteln in Anspruch zu nehmen. Das Wiederaufleben der Wirtschaft bot überdies die Möglichkeit, die Mittel für den Straßenbau durch Umlagen aufzubringen. Dazu kam, daß die Allgemeinheit vermehrte Sicherheit für den Straßenverkehr forderte, und zur Vermeidung von Unfällen auf der Straße ist es vor allem nötig, daß die Straße in gutem Zustande ist, so daß sie von den heute auf ihr verkehrenden Wagen mit der üblichen Geschwindigkeit ohne Gefahr befahren werden kann.

Im Laufe des Jahres 1936 sind schienengleiche Übergänge zwischen Straße und Eisenbahn in erheblicher Zahl durch Über- und Unterführungen ersetzt worden, und zahlreiche Straßen sind mit getrennten Fahrbahnen für die beiden Richtungen hergestellt worden. Weitere derartige Straßenbauten sind noch nötig, namentlich in den größeren Städten, dagegen müssen in ländlichen Bezirken die Straßen vor allem eine feste Decke erhalten, weil sonst die Unterhaltungskosten die Mittel aufzehren, die ohne diesen Unterhaltungsaufwand für Straßenneubauten verfügbar sein würden.

In Kraftfahrerkreisen wird Widerspruch dagegen erhoben, daß die Beiträge, die die Besteuerung der Kraftwagen einbringt, zu anderen Zwecken verwendet werden als zur Verbesserung der Straßen. Es ist gelungen, in einigen Staaten eine Gesetzgebung durchzusetzen, die vorschreibt, daß die Zulassungsgebühren für Kraftwagen und die Betriebsstoffsteuer ausschließlich so verwendet werden, daß der Ertrag dieser Gebühren den Kraftfahrern zugute kommt.

Die Vorgänge des Jahres 1936 lassen erwarten, daß der Ausbau der Straßen im Jahre 1937 weiter fortgesetzt wird und daß dabei namentlich Straßen, die heute den Anforderungen des Verkehrs noch nicht genügen, mit Betondecken versehen werden. In 40 von den 48 Bundesstaaten werden unter Mitwirkung des Bundesamts für die öffentlichen Straßen planmäßige Vorarbeiten für den Ausbau des Straßennetzes gemacht. Auf Grund dieser Vorarbeiten wird die Gesetzgebung sich mit den einschlägigen Fragen zu beschäftigen haben, und die öffentliche Meinung wird dahin wirken, daß die Pläne, die auf dem Gebiete des Straßenbaues bestehen, auch ausgeführt werden. In diesem Sinne wird namentlich auch der Amerikanische Automobilverband wirken, der über eine Million Mitglieder zählt. Er wird namentlich auch zu erreichen suchen, daß die Mittel, die die Besteuerung des Kraftwagens aufbringt, zum Besten des Kraftwagenverkehrs aufgewendet werden. Wkk.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichs- und Preußisches Verkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen. Ernann: zum Ministerialdirektor: Reichsbahndirektor und Abteilungsleiter Osthoff; zum Reichsbahnamtstrat: die technischen Reichsbahninspektoren Freytag, Matthews und Reinhardt.

b) Betriebsverwaltung: Ernann: zum Präsidenten einer Reichsbahndirektion: Vizepräsident Frorath zum Präsidenten der RBD Halle (Saale); zum Vizepräsidenten einer Reichsbahndirektion: Direktor bei der Reichsbahn Wisokott, bisher Dezernt der Oberbetriebsleitung West zum Vizepräsidenten der RBD Münster (Westf.); zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaussessoren Kurt Kern, bisher Vorstand des Neubauamts Hamburg-Barmbeck, unter Versetzung als Vorstand zum Betriebsamt Eberswalde, Marzenell, Vorstand des Neubauamts Arnstadt; die Vermessungsassessoren Robert Bauer und Hans Ebert bei der RBD München, Unterburger bei der RBD Regensburg, Ernst Brand bei der RBD Augs-

burg; die technischen Reichsbahninspektoren Schmermund beim Betriebsamt Bremen 1 und Stadelhöfer, Vorstand des Betriebsamts Altenstein 2; zum Reichsbahnamtstrat der Reichsbahninspektor Hüttig in Engelsdorf.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Chaussette, Dezernt der RBD Hannover, als Dezernt zur Oberbetriebsleitung West in Essen, Frankenberg, Dezernt der RBD Halle (Saale), als Abteilungsleiter und Dezernt zur RBD Berlin; die Dezernten der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Frankfurt (Main) Fölsing als Dezernt zur RBD Wuppertal und Eugen Ernst als Dezernt zur RBD Berlin, Schmidlin, Vorstand des Betriebsamts Stuttgart 2, als Dezernt zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Köln, Vogeler, bisher abgeordnet zum Reichswirtschaftsministerium, als Dezernt zur RBD Dresden, Bischof, Vorstand des Betriebsamts Eberswalde, als Dezernt zur RBD Breslau, Karl Koch, Vorstand des Betriebsamts Berlin 1, als Dezernt zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Frankfurt (Main), Keilberg, Dezernt der RBD Berlin, als Dezernt zur RBD Halle (Saale), Karl Burger, Vorstand des Betriebsamts Saarbrücken 1, als Dezernt zur Reichsbahnbaudirektion Berlin, Blume, Dezernt der RBD Kassel, als Dezernt zur RBD Halle (Saale), Krafft, Vorstand des Betriebsamts Mannheim 2, als Dezernt zur RBD Hannover, Dr.-Ing. Jacobi, Dezernt der RBD Stettin, als Dezernt zum RZA Berlin und Daser, Vorstand des Betriebsamts Sigmaringen, als Vorstand zum Betriebsamt Stuttgart 2; die Reichsbahnrate Scotland, Vorstand des Betriebsamts Breslau 1, als Vorstand zum Betriebsamt Braunschweig 1, Dr.-Ing. Sperhake, Vorstand des Neubauamts Plauen (Vogtl.), zur RBD Dresden, Vierkant, Vorstand des Betriebsamts Nordhausen 1, als Dezernt zur RBD Kassel, Lütgert, Vorstand des Betriebsamts Saarbrücken 2, als Dezernt zur Reichsbahnbaudirektion Berlin, Josef Graf, Vorstand des Neubauamts Rügendamm in Stralsund, als Vorstand zum Betriebsamt Berlin 1, Stüwe, Vorstand des Neubauamts Driesen (Neum.), als Vorstand zum Betriebsamt Essen 4, Kleine beim RZA Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Saarbrücken 1 und Dr.-Ing. Soltau bei der RBD Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Saarbrücken 2; die Reichsbahnbaussessoren Edgar Schau beim Betriebsamt Duisburg 1 als Vorstand zum Neubauamt Hamburg-Barmbeck, Leberecht beim Betriebsamt Breslau 1 zur RBD Osten Frankfurt (Oder) und Herbert Voß beim Betriebsamt Kempten (Allgäu) zur RBD Augsburg.

Übertragen: den Reichsbahnoberräten Hans Berg bei der Reichsbahnbaudirektion Berlin und Emil Erbe beim RZA Berlin die Geschäfte eines Abteilungsleiters; dem Reichsbahnrat Luchterhandt, Vorstand des Betriebsamts Hannover 1, die Geschäfte eines Dezernten bei der RBD Hannover.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Blunck, Dezernt der RBD Berlin, als Dezernt zur Reichsbahnbaudirektion Berlin; Reichsbahnrat Mützelburg, Vorstand des Betriebsamts Breslau 5, als Vorstand zum Betriebsamt Breslau 1 und Reichsbahnbaussessor Reineck beim Betriebsamt Berlin 6 zur RBD Berlin.

In den Wartestand getreten: Direktor bei der Reichsbahn Lauboeck, Dezernt des RZA München.

In den Ruhestand getreten: Vizepräsident Theodor Richard in Münster (Westf.), Direktor bei der Reichsbahn; Foellner, Abteilungsleiter des RZA Berlin; die Reichsbahnoberräte Eberle, Dezernt der RBD München, und Kuhn in Oppeln; die Oberlandmesser auf wichtigeren Dienstposten Josef Bauer in Essen und Gesse in Wuppertal.

Im Ruhestand verstorben: Oberregierungsrat Samwer in Hannover, zuletzt Abteilungsleiter der RBD Hannover, Reichsbahnoberrat Tromskl in Berlin, zuletzt Dezernt der RBD Berlin, Oberregierungsrat Franz Xaver Schmid und Regierungsrat Wisgickl in München sowie Reichsbahnoberrat Bengert in Obermenzing.

INHALT: Neuere Versuche über konstruktive Vereinfachung im Holzbau. — Näherungsformeln für die Formänderung durchlaufender hoher Träger. — Neue Versuche mit Asphaltbauweisen beim Erweiterungsbau des Dortmund-Ems-Kanals. (Schluß.) — Vermischtes: Betonstraßenbau in den Vereinigten Staaten. — Personalmeldungen.