DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang BERLIN, 5. Juli 1935 Heft 29

Umbau der Fähre Vegesack—Lemwerder und Neubau des Bollwerkes der Gemeinde Altenesch.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat R. Gwinner, Bremen, Wasserstraßendirektion.

1. Umbau der Fähre.

Die Stadtverwaltung Vegesack unterhält auf der Unterweser 17,5 km unterhalb Bremens eine Fähre zwischen Vegesack (rechtes Ufer, bremisch) und Lemwerder (linkes Ufer, oldenburgisch) (Abb. 1). In den früheren Jahrzehnten bestand die Anlegevorrichtung an beiden Ufern nur in einer Rampe, auf die das flachbodige Fährschiff auflief. Vor der Unterweserkorrektion durch Ludwig Franzius (1888 bis 1895), die Seeschiffen von 5 m Tiefgang den Weg zur Stadt Bremen bahnen sollte, hatte die Weser bei Vegesack einen Tidehub von 1,20 m. Durch die Korrektion wuchs er unter Senkung des MNW um 1,15 m und des MHW um 10 cm auf 2,25 m an. Die Korrektion schritt so schnell voran, daß schon 1889 an Stelle der bisher verwendeten Ruderboote ein Dampfboot für den Fährbetrieb eingestellt werden konnte, mit dem behelfmäßig auch ganz leichte Fuhrwerke übergesetzt wurden. Die auf dem Lageplan und auf Abb. 2 sichtbaren breiten Wagenrampen, die dem Fährschiff das Mitführen eines Wagenprahms gestatten, wurden erst im Jahre 1911 hergestellt. Bis jetzt ist die Vegesacker die einzige Wagenfähre auf der 65 km langen Weserstrecke zwischen Bremen und Wesermünde. Die Wagenrampen sind unterhalb der damaligen Fäulnisgrenze mit Holz, darüber mit Steinpflaster abgedeckt und haben eine Steigung von 1 : 8 bis 1 : 6. Schon beim Entstehen mußte die Tiefenlage ihrer Vorderkante unzulänglich erscheinen und bei niedrigen Wasserständen eine zeitweise Unbenutzbarkeit der Rampen erwarten lassen.

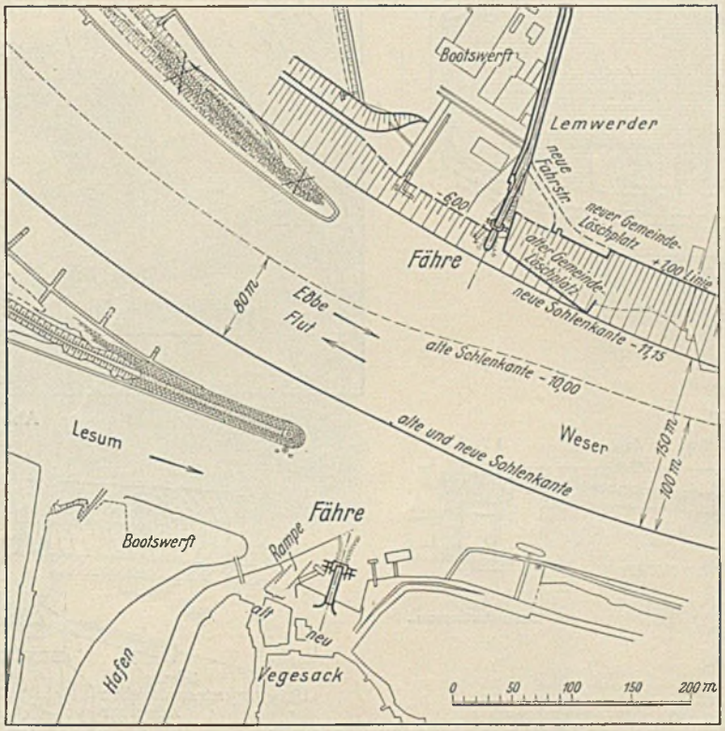


Abb. 1.

Abb. 2.

Die Aussicht auf eine weitere Wasserstandsenkung im Gefolge der weiteren Vertiefung der Unterweser für 7 m tief gehende Seeschiffe, die in den Jahren 1913 bis 1917 ausgeführt wurde, aber nur tatsächlich eine Senkung des MNW von 17 cm gebracht hat, führte 1913 zur grundsätzlichen Umgestaltung der Fähranlage in eine den wechselnden Wasserständen folgende schwimmende Anlage mit Verbindungsbrücke nach dem Lande. Sie wurde nur für Personenverkehr eingerichtet, kann aber zur Not auch leichte Fuhrwerke und Autos bis 3 m Länge, die quer auf Deck stehen müssen, befördern. Der Wagenprahm blieb daneben in Benutzung; sein Betrieb mußte aber immer länger werdende Pausen in Kauf nehmen, wenn die Fuhrwerke mit dem Ziele Oldenburger Land nicht den etwa 16 km längeren Umweg über Bremen machen wollten. Der Fährprahm hat eine Größe von 13 × 4 m und kann Wagen bis zu 7 t Gesamtgewicht befördern.

Den beiden genannten Weservertiefungen folgte in den Jahren 1925 bis 1928 die dritte, der sog. 8-m-Ausbau, der 8 m tief gehenden Seeschiffen, dem damaligen Regelfrachtschiff des Weltverkehrs, ermöglicht, unter Ausnutzung der Tidewelle und mit einem Spielraum von 2 Stunden in der Abfahrtzeit in einer Tide von Bremen nach Bremerhaven zu gelangen, von wo sie dann zu jeder Tidezeit weiter nach See fahren können. Diese Vertiefung hatte eine weitere Absenkung des MNW bei Vegesack um i. M. 35 cm und durch gleichzeitige Hebung des MHW eine Steigerung des Tidehubes auf 3 m zur Folge. Mit der Vertiefung wurde eine erhebliche Verbreiterung des Weserbettes verbunden, und zwar in besonderem Maße in den scharfen Flußkrümmungen, wie eine solche gerade bei Vegesack besteht (s. Abb. 1). Hier mündet auf dem rechten Ufer der Nebenfluß Lesum ein, und auf dem linken Ufer ist die alte Mündung des Nebenflusses Ochtum zu sehen, die aber bereits im Jahre 1896 etwa 3 km weseraufwärts verlegt wurde. Während das rechte Ufer vom 8-m-Ausbau unberührt blieb, ist das linke in der Sohle um etwa 50 m zurückverlegt worden. Dieser Verbreiterung fiel das alte Trennungswerk zwischen Weser und Ochtum und von den Verkehrsanlagen am Strom u. a. der Fähranleger der Stadt Vegesack und das Bollwerk der Gemeinde Altenesch zum Opfer. Dem Reich als dem Unternehmer des Ausbaues lag es ob, die Anlagen an dem neuen Ufer wieder zu erstellen mit der Zusatzverpflichtung, sie den veränderten Wasserstandsverhältnissen anzupassen. Das MNW hatte sich, wie gesagt, um 35 cm gesenkt und das MHW um 12 cm gehoben. Der Stadt Vegesack bot sich jetzt eine hochwillkommene Gelegenheit, die schon längst nicht mehr genügende Fähranlage den gesteigerten Verkehrsbedürfnissen anzupassen und eine Anlage zu schaffen, die nicht nur die augenblicklichen Ansprüche befriedigen, sondern darüber hinaus noch fähig sein sollte, von weit her neuen Verkehr anzulocken. Wegen der Verbesserung in verkehrspolitischer Hinsicht beteiligt sich die Stadt Vegesack in angemessenem Umfange an den Kosten des Umbaues und trägt auch allein die Kosten für das neue Fährschiff.

Die Steigerung des heutigen bzw. zukünftigen Verkehrs wird am besten gekennzeichnet durch den Unterschied in der Größe und Leistungsfähigkeit des bisherigen und des neuen Fährschiffes.

	Baujahr 1924	Baujahr 1935
Länge, Breite, Höhe . . . m	12 × 3,6 × 1,15	18,5 × 7 × 2,47
Tiefgang . . . . . m	0,9	1,7
Maschinenleistung . . . PS	30	je 80 vor u. zurück
Tragfähigkeit, Personen . . .	75	230
Tragfähigkeit, Lasten . . . t	2 + 7 (Prahm)	16 + 10 (Wagen u. Anhänger)

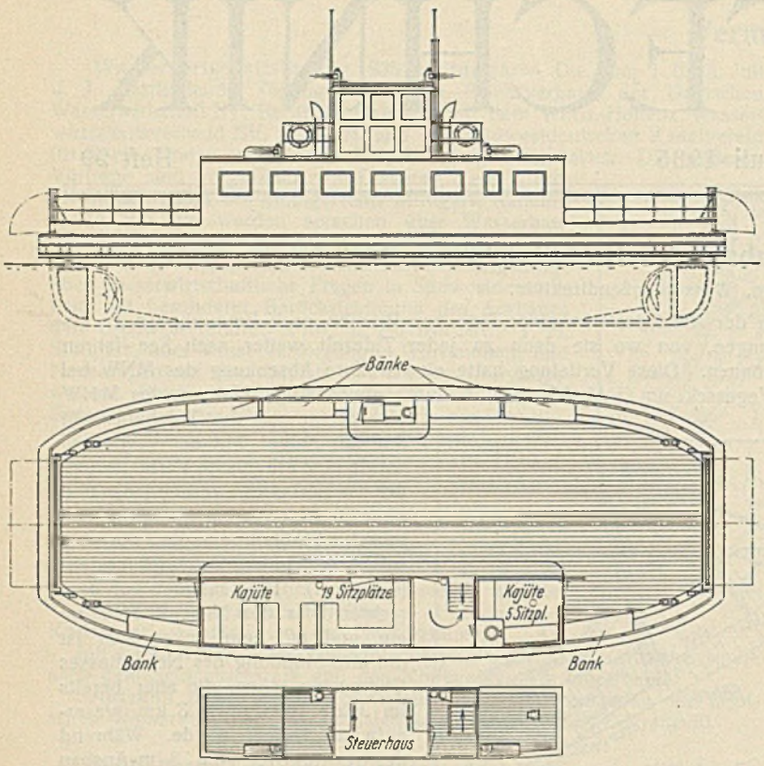


Abb. 3.

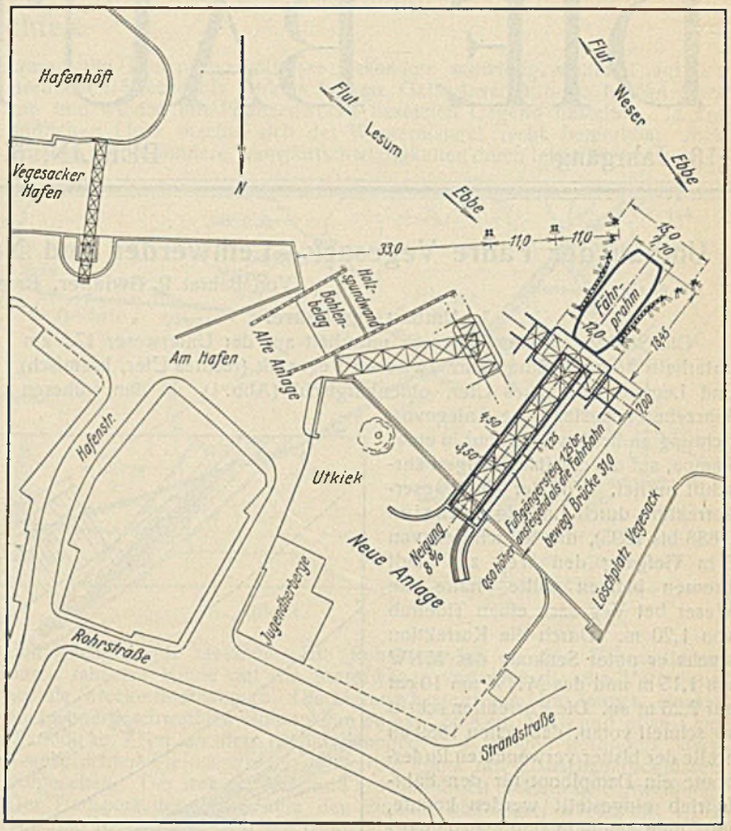
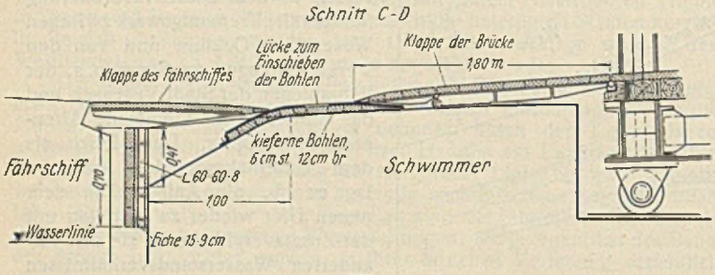
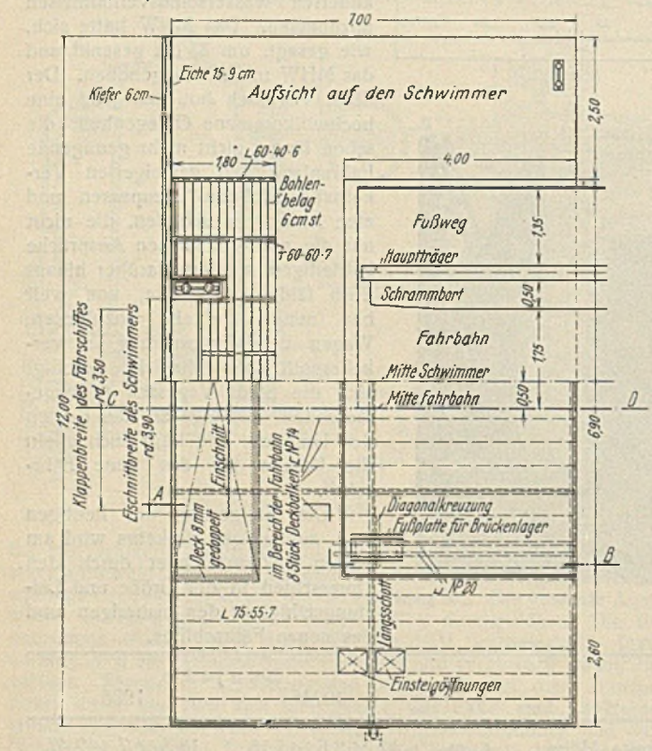
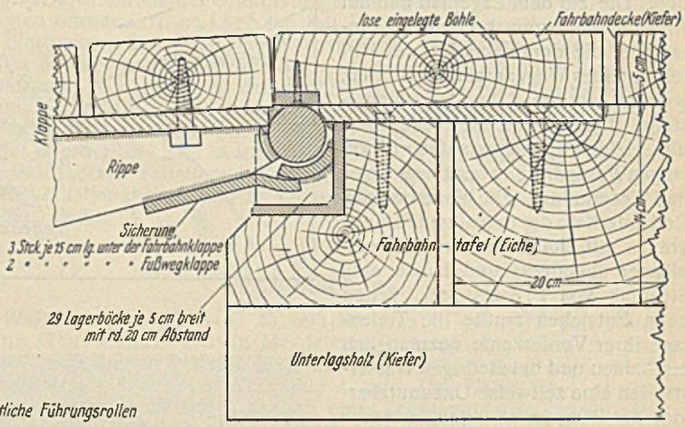
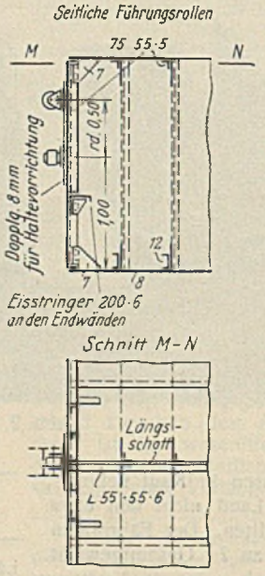


Abb. 4.









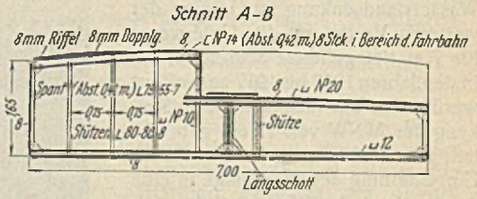


Abb. 5.

Die Form des neuen Fährschiffes zeigt Abb. 3.

Als Anleger kam nur wieder ein Schwimmer (Ponton) mit Verbindungsbrücke nach dem Lande in Frage. Grundlegend für die Grundrißgestaltung der ganzen Anlage war die Forderung, daß in Zukunft Personen- und Fuhrwerksverkehr auf einem Fahrzeug vereinigt sein sollte. Die schweren Fuhrwerke müssen das Fährschiff in seiner Längsrichtung befahren, und dieses muß daher vor Kopf anlegen können. Ein Haupterfordernis war weiter, daß das Schiff möglichst neutral zu der Ebbe- und Flutströmung des Flusses, das ist rechtwinklig zu beiden, anfährt. Auf der Vegesacker Seite war für die Lage noch der Anschluß der Zufahrtstraßen und die Rücksicht auf die Hafeneinfahrt maßgebend (Abb. 4).

Die Anfahrt und das Anlegen des Fährschiffes rechtwinklig zur wechselnden Stromrichtung erfordern ein kräftiges, zweiseitiges Leitwerk vor dem Schwimmer. Es hat wasserseitig eine Weite von 15 m, verengt sich dann trichterförmig und schließt zuletzt das anlegende Schiff eng

ein. Die letzten Pfähle, zu einem Dalben vereinigt, stehen 4,15 m vom Schwimmer entfernt, damit aushilfsweise wieder das alte, längsseits anlegende Fährschiff benutzt werden kann, und ferner, um bei Eistreiben dem am Leitwerk gestauten Eise durch die Lücke Abfluß zu geben. Die beiden äußeren Dalben, von denen der äußerste fünfpfählig ist, sind mit senkrechten Reibhölzern versehen, wärend die übrigen Pfähle von ihrer Oberkante auf + 2 bis kurz unter MNW durch je 50 cm auseinander liegende und 14 × 20 cm starke waagerechte Reibhölzer verbunden sind. In der Richtung auf die Vegesacker Hafeneinfahrt stehen noch zwei Abweisedalben.

Der Schwimmer hat nach Maßgabe der größten Belastung eine Flächengröße von 12 × 7 m und eine Seitenhöhe von 1,65 m mit einer Deckwölbung von 20 cm Stich. Durch etwa 25,5 t Eigengewicht taucht er 30 cm, durch das Gewicht der unbelasteten Brücke (rd. 26 t) 61 cm und bei voll belasteter Brücke 129 cm tief ein. Infolge der Verschiebung der Brückenlager bei wechselnden Wasserständen entsteht eine Vertrimmung um die Längsachse von 5 bis 7 cm.

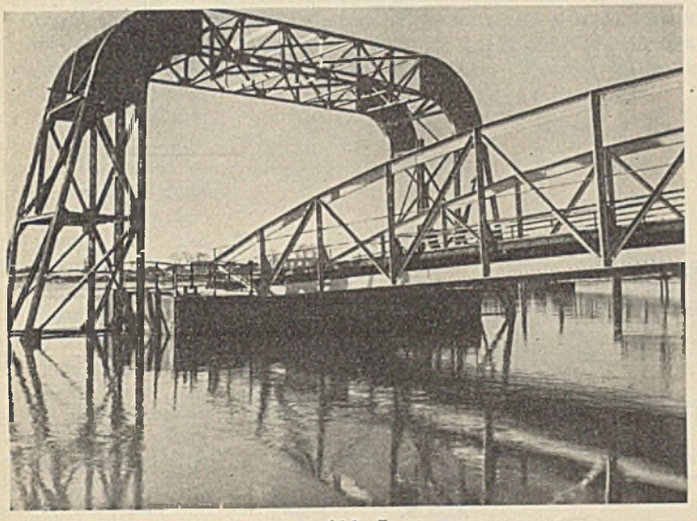


Abb. 7.

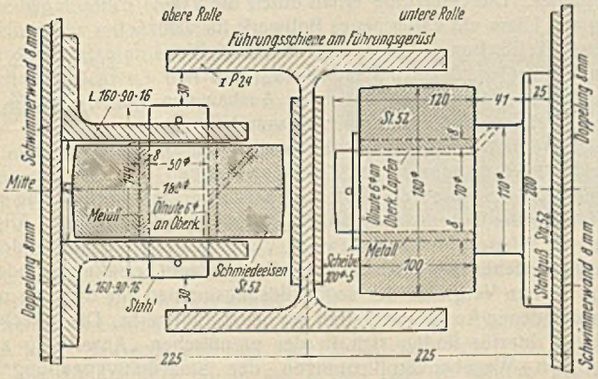


Abb. 6.

Ein Längs- und zwei Querschotte teilen den Innenraum in sechs gegeneinander wasserdichte Kammern (Abb. 5). Die vier äußeren sind durch Klappdeckel von oben zugänglich, die beiden inneren dagegen durch Mannlöcher in den Querschotten. Die Belüftung der inneren Kammern geschieht durch sog. Schwanenhälse, das sind hochgeführte und am Ende wieder nach unten umgebogene Rohre (1/2" Durchm.). Die Kammern erhalten fest eingebaute Lenzrohre, für die zusammen nur ein Kolben vorgehalten wird.

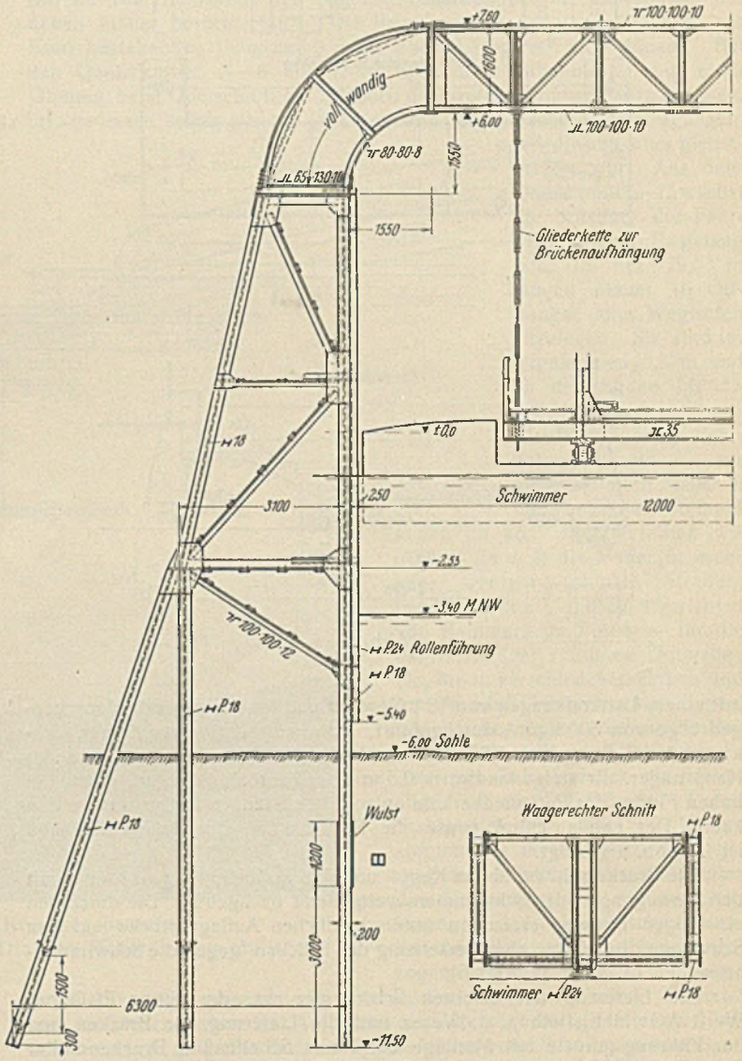
Die 8 mm dicke Außenhaut ist vor der Brückenfahrbahn gedoppelt. Besondere Eisverstärkungen innen an den Schmalseiten des Schwimmers, sog. „Eisstringer", zeigt ein Schnitt der Abb. 5. Zwei sehr kräftig konstruierte Rollen nach Abb. 6, eine senkrechte und eine waagerechte an jeder Schwimmerseite, gewährleisten stets eine rollende Reibung an den Führungsschienen des Führungsgerüstes.

Die feste Verbindung zwischen Schwimmer und Fährschiff glaubt der Fährpächter genügend sicher durch Haltetaue herstellen zu können. Dementsprechend sind die wasserseitigen Poller angeordnet. Zwei weitere Poller stehen an der Landseite. Den Übergang vom Schwimmer zum Schiff und zur Brücke bilden bewegliche bzw. rollende Klappen, wie in Abb. 5 dargestellt. Die Klappe des Schiffes legt sich in einen gewölbten Einschnitt des Schwimmers.

Für den Anstrich wurde außen Teerfarbe (zweimalig aufgespritzt) und innen Wietzer Öl verwendet. Bei letzterem besteht keine Gefahr der Bildung explosiver Gasgemische.

Das Führungsgerüst (Abb. 7) dient dem mit Flut und Ebbe auf und nieder gehenden Schwimmer zur Führung und hat die auf diesen ausgeübten Kräfte aufzunehmen. Gelegentlich von Ausbesserungsarbeiten am Schwimmer muß auch die Brücke an ihm aufgehängt werden. Seine Höhe ist durch die größte Fluthöhe bedingt. Konstruktion und Maße sind aus der Abbildung zu ersehen. Als Führungsschiene ist ein I P 24 verwendet.

Die einzige Besonderheit an dem Gerüst sind die Gründungspfähle. Beiderseits vier senkrechte und je zwei hintere und seitliche Schrägpfähle

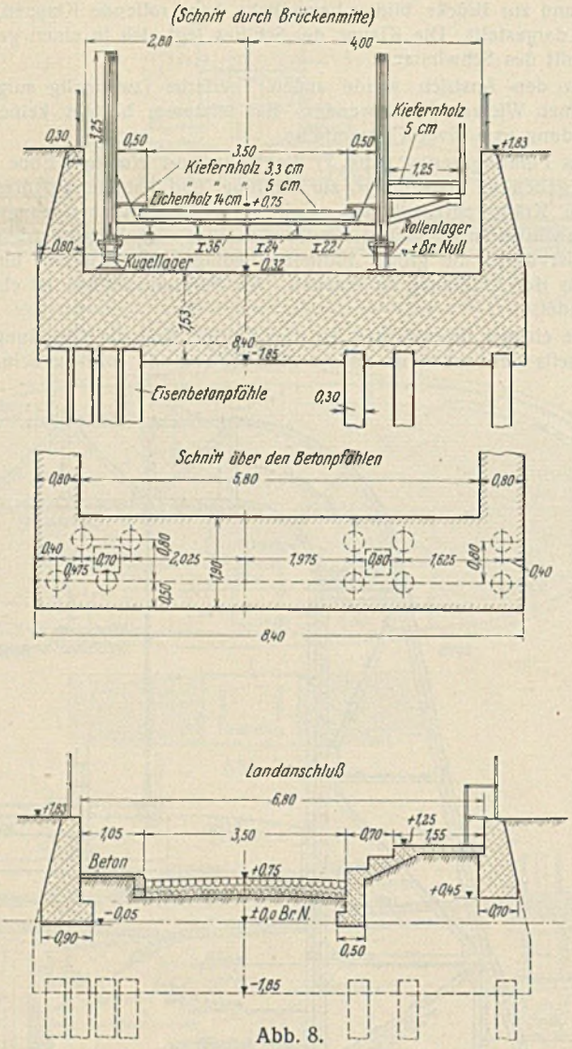


Zu Abb. 7.

aus I P 18 geben eine gute Standsicherheit gegen senkrechte Belastung, Eisschub, Schiffstöße und Zugkräfte. Die Tragfähigkeit der beiden inneren senkrechten Pfähle ist durch Aufschweißung sog. Wulste von 120 cm Länge (das ist eine Abdeckung und unterer Schrägabschluß der Trägerleibung) und die Tragfähigkeit der übrigen Pfähle durch Einschweißung von Schrägblechen in die Leibung (Mehrspitzenpfähle)[1]) vergrößert.

Die Benutzbarkeit der Fähre soll begrenzt sein nach unten durch einen Niedrigwasserstand von —4,10 m Bremer Null (Br. N. = NN + 2,28 m), der nach dem 8-m-Ausbau jährlich bei etwa sieben Tiden unterschritten wird, und nach oben durch einen Hochwasserstand von + 0,75 m, der jährlich etwa acht- bis neunmal überschritten wird. Aus dem Wasserstandunterschied von 4,85 m abzüglich einer mittleren Freibordhöhe des Schwimmers von 80 cm und einer Übergangshöhe zur Brücke von 20 cm und aus einer Höchststeigung von 1 : 8 = 12,5 % ergibt sich die Brückenlänge zu 31 m. Die statische Berechnung der Brücke ist für Brückenklasse I

[1]) Dr. Agatz, Bautechn. 1934, Heft 5 u. 6. — Hacker, WRH 1934, Heft 20.



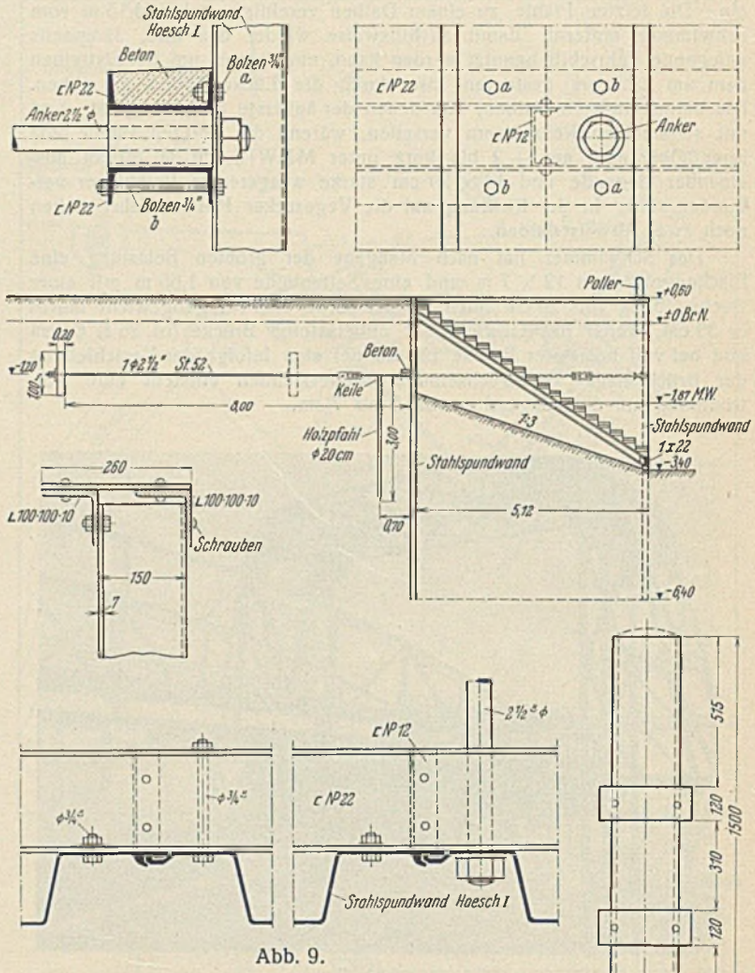


Abb. 9.

mit einem Lastkraftwagen von 12 t Gewicht und im übrigen mit Menschengedränge von 500 kg/m² durchgeführt. Ein einseitig angeordneter, auskragender Fußweg von 1,25 m Breite bedingt eine ungleiche Stärke der Hauptträger. Er steigt landwärts 0,5 m über Fahrbahnhöhe an, damit bei hohen Fluten der Personenverkehr entsprechend länger fortgeführt werden kann. Der Landanschluß sowie die Konstruktion der Brückenfahrbahn ist in Abb. 8 gezeigt.

Die Brücke ruht auf einem Kugel- und drei Rollenlagern und kann damit den Bewegungen des Schwimmers weitgehend nachgeben. Die durch den einseitigen Fußweg erzeugten unterschiedlichen Auflagerdrücke auf den Schwimmer bedingten eine Versetzung der Brücken- gegen die Schwimmerachse um rd. 0,5 m (s. Abb. 5).

Die Lieferung der eisernen Schwimmer war der Firma Elsflether Werft AG in Elsfleth a. d. Weser und die Lieferung der Brücken und der Führungsgerüste mit Montage der Firma Schellhaß & Druckenmüller G. m. b. H., Bremen, übertragen. Das Fährschiff wird im Auftrage des Fährpächters Herrn W. Niekamp, Altenesch i. O., von der Firma Abeking & Rasmussen, Lemwerder i. O., gebaut.

2. Neubau des Bollwerks der Gemeinde Altenesch.

Von dem im Lageplan (Abb. 1) angedeuteten alten Bollwerk war nur ein der Gemeinde gehöriger Teil von rd. 53 m Länge zurückzuverlegen. Er mußte dabei eine kleine Verschiebung stromab erleiden, damit sich die beiden Verkehrsanlagen nicht gegenseitig störten.

Das alte Bollwerk ist 1908 in Holzbauweise mit einem Unter- und einem aufgeständerten Oberbau (Eichenholz) errichtet worden, hatte also im Jahre 1934 mit seinem Oberbau noch nicht die zu 40 Jahren anzunehmende Lebensdauer erreicht. Für das neue Bollwerk war die wirtschaftlichste Ausführungsart zu wählen, wobei außer den Baukosten auch die späteren Unterhaltungskosten und Lebensdauer zu berücksichtigen waren. Den veränderten Wasserständen entsprechend wurde die neue Bollwerkoberkante 26 cm höher und die Sohle davor 94 cm tiefer angenommen. Die Baukosten eines auf die neuen Verhältnisse abgestellten eisernen Bollwerks stellten sich um 1500 RM höher als die eines in der alten Bauweise auszuführenden; die Vorteile des eisernen liegen aber in den geringen Unterhaltungskosten und in der langen Lebensdauer. Die Gemeinde erhält durch die Verlegung des Ufers ein völlig neues Bollwerk für das im oberen Teil schon sehr ausbesserungsbedürftige vorhandene. Gemäß dem Staatsvertrag zwischen Oldenburg und dem Reich über den Ausbau der Unterweser hat der zur Unterhaltung von Anlagen Verpflichtete bei Umgestaltung durch die Reichswasserstraßenverwaltung zu den Kosten so viel beizutragen, als ihm durch die Änderung Kosten erspart werden, die er sonst zur Erfüllung der Unterhaltungspflicht hätte aufwenden müssen. Alle diese Fragen, die Wirtschaftlichkeit, etwaige Vorteile und Anrechnung der noch nicht abgelaufenen Lebensdauer der alten Anlage betreffend, finden ihre Lösung in dem Vergleich der sog. Ablösungsummen für das alte und für die verschiedenen Ausführungsarten des neuen Bollwerks. Die Berechnungsgrundlagen hierfür finden sich in der preußischen „Anweisung zur Ablösung von Wegebauverpflichtungen der Staatsbauverwaltung" vom 7. November 1907. Der Vergleich fiel bei einer geringen Kostenbeteiligung seitens der Gemeinde zugunsten eines eisernen Bollwerks aus.

Die Wahl des Spundwandsystems fiel auf Hoesch, Köln-Neuessen. Vorgeschrieben wurde das Profil I in St 37 mit 0,25 bis 0,35% Kupferzusatz, kein Anstrich. Die Bohlenlänge beträgt 7 m. Einzelheiten der Konstruktion zeigt Abb. 9. Die Ankergurtung wird, wie jetzt allgemein üblich, zur Erzielung einer glatten Vorderwand rückseitig angebracht. Reibepfähle sind alsdann entbehrlich. Drei Steigeleitern und sieben Schiffshalteringe ließen sich leicht in den Buchten der Spundwand unterbringen. Die sieben Poller bestehen aus ausbetonierten Eisenrohren von 230 mm äußerem Durchmesser und 15 mm Wanddicke und sind mittels je drei angeschweißter Laschen rückseitig an die Wand angeschraubt.

Über eine in der Nähe des oberen Endes in die Wand eingelassene Holztreppe auf eisernen Wangen spielt sich der Lösch- und Ladeverkehr kleiner Boote ab, die hauptsächlich Heiztorf anbringen. Da die Sohle vor dem Bollwerk ungefähr auf MNW liegt, fallen alle anlegenden Schiffe zeitweise trocken.

Der Hauptinteressent an dem Ladeverkehr, ein benachbarter Mühlenbesitzer, hat sich einen einfachen, elektrisch betriebenen Ladebaum aufgestellt.

Zwei Beispiele zur Vergrößerung des Gleisabstandes in bestehenden Eisenbahnunterführungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Max Roloff in Oppeln.

Zunächst der Umbau des Neißer Kreuzungsbauwerkes auf Bahnhof Heydebreck (Abb. 1 bis 10).

Abb. 1 u. 2 zeigen die von so vielen Bahnhöfen her bekannte Form eines Kreuzungsbauwerkes für spitze Gleisüberschneidungen: Widerlager und aufgelöste Zwischenmauern aus Massivbeton, die Fahrbahn aus Walzträgern in Beton, wobei die Walzträger an den Ecken der Fahrbahn von Wechseln abgefangen werden, die an starke, mit Beton ummantelte Blechbalken angeschlossen sind. Das Bauwerk war während des Weltkrieges in den Jahren 1913 bis 1916 entstanden. Seine Öffnungen waren zu eng angelegt. Man hatte sich nahezu zwei Jahrzehnte damit abgefunden, daß in der Öffnung II die beiden Hauptgütergleise, die von Heydebreck nach Oppeln und Cosel gehen, also verschiedenen Strecken angehören, entgegen der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung nur 3,5 m Abstand aufwiesen. Ein gleiches Zugeständnis konnte man nicht mehr für die Öffnung I machen, als es sich darum handelte, in ihr rechts von dem stark befahrenen Schnellzuggleis Oppeln—Heydebreck das in beiden Richtungen zu betreibende Hauptgleis der neuen Eisenbahnlinie Heydebreck—Groß-Strehlitz unterzubringen. Hier mußten unbedingt 4 m durchgeführt werden. Es lag nahe, zu prüfen, ob man denn nicht aus dem Ostwiderlager und aus der Zwischenmauer II in enger Anschmiegung an den Regellichtraum je bis zu 25 cm herausschälen könnte, um die fehlenden 50 cm zu schaffen. Als wir aber durch Stemmen festgestellt hatten, daß Mitte Steg der Eisenbahnschienen, die die Auflager der einbetonierten Träger bilden, nur 25 cm vom aufgehenden Mauerwerk entfernt lag, mußten wir diesen Gedanken aufgeben. Kurze Zeit wurde daran gedacht, unmittelbar nördlich vom alten Bauwerk ein neues mit stählernen Überbauten und stählernen Zwischenstützen zu errichten. Das erschien schon um deswillen nicht so abwegig, weil der Beton des bestehenden Bauwerkes Anlaß zu Bedenken gab. In der Ummantelung der schweren stählernen Unterzüge befand er sich in voller Auflösung, und aus der Brüstung der Fahrbahnen schickte sich ein großer Block an, herunterzustürzen. Die beiden durchbrochenen Zwischenmauern waren mit Rissen übersät. Bei dem Gedanken an ein neues Bauwerk war uns aber nicht ganz wohl: Die erste Teilstrecke der Neubaulinie mußte am 1. Juli 1934 in Betrieb genommen werden. Die Zeit bis dahin hätte für Entwurf und Ausführung der Brücke und die damit verbundenen umfangreichen Gleisänderungen und Dammverlegungen nicht gereicht. Die Kosten hätten 0,5 Mill. RM überschritten. Noch im rechten Augenblick konnte der Betrieb die Zusage machen, daß er für einen Umbau des alten Bauwerkes Erleichterungen schaffen werde, indem er den überführten Reisezügen von und nach Neiße und den durch die Öffnung II westlich der Zwischenmauer II fahrenden Güterzügen der Richtung Heydebreck—Oppeln behelfmäßig andere Fahrwege zuweise. Nun erst war der Weg für einen Entwurf frei, der an die Stelle der alten Zwischenmauer II eine schmalere setzte und dabei doch die alten Fahrbahnen, die 405 t Stahl umschließen, beibehielt. Auf diese Weise konnte sowohl in I als auch in II ein Gleisabstand von 4 m erzielt werden.

Es liegt auf der Hand, daß trotz Ausschaltung der oberen Gleise die Aufgabe immer noch heikel genug war. Denn es galt, die Fahrbahn vor Rissen zu bewahren und in ihrem Bestande nicht zu gefährden. Zunächst wollten wir statt der Zwischenmauer II stählerne, unten eingespannte Stützen stellen, ihre Köpfe quer zu den Gleisen links und rechts mit je einer Auskragung versehen und darauf die stählernen Unterzüge zur Aufnahme der Fahrbahnträger setzen. Das hatte viel für sich, auf diese Weise wäre für die in den Öffnungen I und II an den Gleisen arbeitenden Rotten die Sicherheit sehr erhöht worden. Da nun aber (Abb. 3 u. 4) die U.-K. der Fahrbahnträger häufig ihre Höhe wechseln, sahen wir im Entwurf und Bau nicht leicht zu meisternde Schwierigkeiten. Wir mußten uns deshalb zu einer Lösung in Eisenbeton bekennen (Abb. 3 u. 4), bei der die Höhenunterschiede unschwer ausgeglichen werden konnten. In der maßgebenden Zone des Regellichtraumes, d. h. zwischen 1,0 und 3,05 m über S.-O. und noch etwas darüber hinaus ist die neue Mauer nun 0,5 m dick gegenüber 1,5 m bei der früheren. Auf dieser waren die schweren mit Beton ummantelten Blechträger der einen Öffnung mit festen, die der anderen mit beweglichen Lagern abgesetzt. Die Walzträger wiesen durchweg Gleitlager auf. Wir haben diese Anordnung beibehalten. Die Anteile von Bremskraft und Seitenstoß wurden bei der Berechnung der neuen Mauer berücksichtigt. Die Beanspruchung des vorzüglichen, aus Sand bestehenden Baugrundes geht über 3,3 kg/cm² nicht hinaus. Bei den Querschnitten *A—B* und *C—D* sind die Fahrbahnlasten nur einer Öffnung, beim Querschnitt *E—F* jedoch die zweier Öffnungen aufzunehmen. Infolgedessen sahen wir bei jener am Fuß ungleichmäßige Auskragungen, bei diesem aber gleichmäßige vor. Aus dem Querschnitt *C—D* wächst die Brüstung der Fahrbahn heraus. Es gelang uns, in der 79,55 m langen Mauer 16 Öffnungen zum Wegtreten anzulegen. Sie sind im allgemeinen 0,8 m und an den Enden bis zu 2,4 m breit.

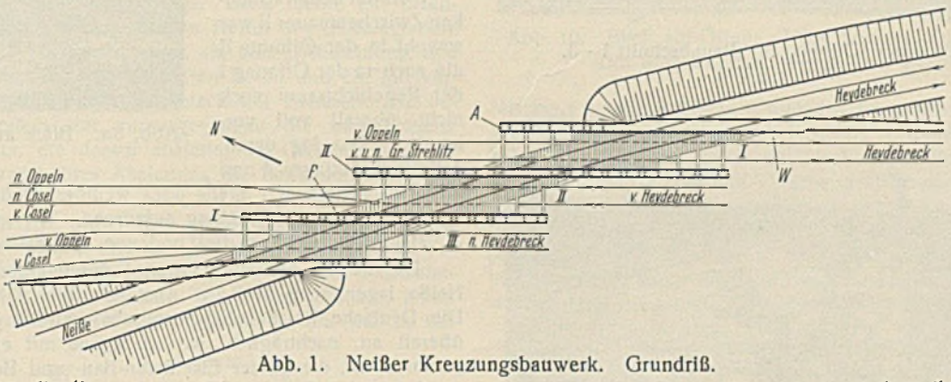


Abb. 1. Neißer Kreuzungsbauwerk. Grundriß.

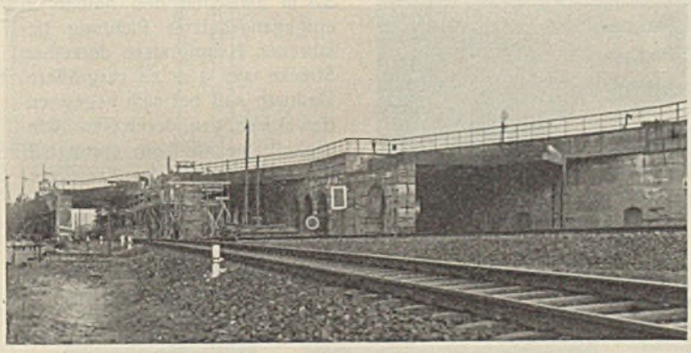


Abb. 2. Neißer Kreuzungsbauwerk.
Gesamtbild von Norden. Die alte Mauer II eingerüstet.

Wir fingen die Fahrbahnen I und II am Orte der alten Mauer II ohne besondere Stempel neben ihr ab. Hierzu teilten wir (Abb. 3, 3a u. 4) die Mauer in mehr oder weniger schmale Streifen, brachten oben — nach Herrichten von Kammern im Beton — für die Fahrbahnträger stählerne Unterzüge ein, die in verschiedenen Höhen und im Grundriß hintereinander liegen, und brachen jeden zweiten Streifen ab. Die beibehaltenen Streifen trugen dann als Behelfspfeiler die Unterzüge und die Fahrbahnen. Durch Stahlplatten von 200 · 200 · 15 mm sorgten wir für einwandfreie Lagerung der Unterzüge. Die Keile unter den Unterzügen und die zwischen ihnen und den Fahrbahnträgern wurden zunächst in dem Maße angezogen, daß Behelfspfeiler, Unterzüge und Deckenträger gegeneinander einwandfrei verspannt wurden. Während man die Zwischenmauer zur Aufnahme der Unterzüge vorbereitete und diese selbst einlegte, ging man daran, oben die Gleise nebst Schotter zu beseitigen und zwischen beiden abzufangenden Fahrbahnen einen Schlitz abzuteufen (Abb. 4 u. 5). Dieser war nötig, um den Beton von oben einzubringen und um eine sachgemäße Trennung zwischen den Fahrbahnen einerseits, die bisher nicht bestand, und zwischen ihnen und der neuen Mauer anderseits auszuführen. — Am Schluß benutzten wir die Gelegenheit, um die Wasserscheide nach den Regeln der AIB auszubilden. — Als der Schlitz fertig und die beiden Fahrbahnen einwandfrei auf ihre Unterzüge und diese wiederum auf die Behelfspfeiler abgesetzt waren, zogen wir die Keile unter den Unterzügen überall gleichzeitig und möglichst gleichmäßig an, um die alten Auflagerschienen und Lager von ihrer Last zu befreien. Dazu genügte ein Zwischenraum von etwa 2 mm. Nun waren die Vorarbeiten beendet, um einen Mauerstreifen um den anderen abzubrechen, von den entstandenen Lücken aus in der Längsrichtung die Köpfe der Behelfspfeiler so weit zu beseitigen, als es die Rücksicht auf die einwandfreie Lagerung der Unterzüge gestattete, und die alten Auflagerschienen herauszunehmen. Die neuen Auflagerschienen wurden auf die Längen geschnitten, die der Bauvorgang verlangte, mit Ankerlöchern versehen und eingebracht, wobei sie auf den Behelfspfeilern gelagert und durch Unterklotzen an die Deckenträger gepreßt wurden. Die Lagerkörper der ummantelten Blechbalken konnten nach Herstellung der neuen Mauerteile eingebracht werden. Nun wurden die Zwischenräume zwischen

den Behelfspfeilern durch Eisenbeton in Schalung geschlossen. Nach seiner Erhärtung wurden die Lager der Unterzüge von den Behelfspfeilern auf die neuen Pfeiler umgelegt. Danach brach man die Behelfspfeiler ab und errichtete an ihrer Stelle ebenfalls Eisenbetonkörper, die von den früher hergestellten durch eine Zwischenlage aus Bitumenpappe getrennt sind. Erwähnt sei, daß wir die senkrechten Fugen nicht eben, sondern als flache Sinuskurven ausbildeten, um die einzelnen Mauerkörper in Abhängigkeit voneinander zu bringen. Schließlich wurde der Schlitz zwischen beiden Fahrbahnen geschlossen, wobei man die freigelegten Träger durch eine Querbewehrung nach Dr.-Ing. Kommerell verband und eine senkrechte Trennfuge nach den Regeln der AIB schuf.

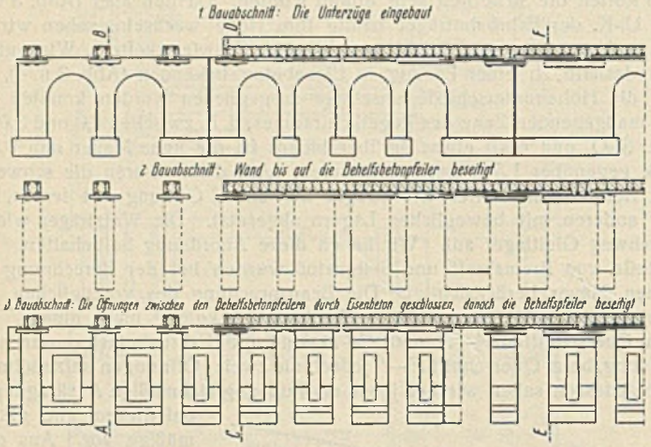


Abb. 3. Längsschnitt durch Öffnung II. Bauabschnitt 1—3.

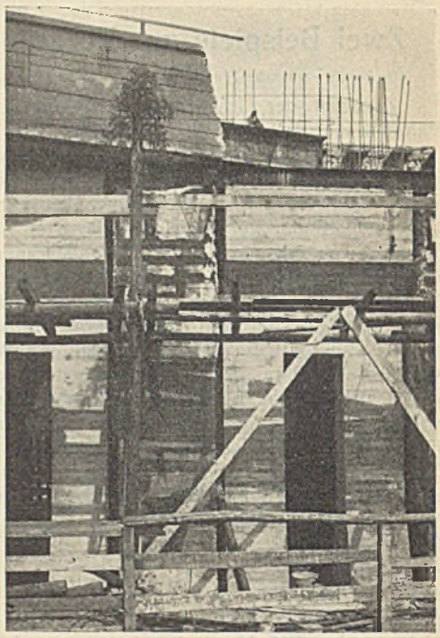


Abb. 3a. Blick auf *P* (Abb. 1) von Osten.

Trotz der neuen schlanken Zwischenmauer II war sowohl in der Öffnung II als auch in der Öffnung I der Regellichtraum noch nicht überall voll vorhanden. Das lag daran, daß das Widerlager *A* und die Zwischenmauer I mehr oder weniger große Ausbauchungen infolge schlecht angelegter Schalung aufwiesen. Wir sahen uns gezwungen, von *A* 121 m² bis zu 10 cm tief und von I 62 m² bis zu 6 cm abzustemmen.

Die beiden oberen gekrümmt durchgeführten Gleise von und nach Neiße lagen auch in 3,5 m Abstand. Wir haben sie auf 4 m gebracht. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft strebt ja seit etwa zwei Jahren überall an, nachträglich, wo es irgend mit erträglichen Kosten durchzuführen ist, die in der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung früher vorgeschriebene Entfernung von 3,5 m zwischen den beiden in entgegengesetzter Richtung befahrenen Hauptgleisen derselben Strecke auf 4 m zu vergrößern. Dadurch soll bei sich begegnenden Reisezügen, deren Geschwindigkeit bekanntlich sprunghaft gesteigert wird, der Luftwiderstand herabgemindert werden. Das gelang uns hier mit geringen

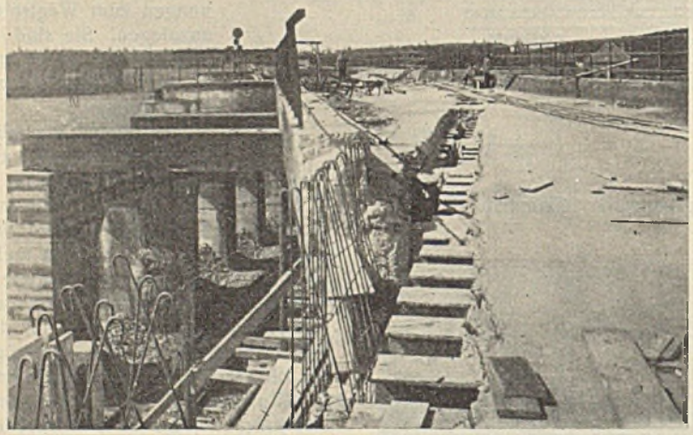


Abb. 5. Der Schlitz zwischen beiden Fahrbahnen, von Süden gesehen. Die Bewehrung der neuen Brüstung aufgestellt.

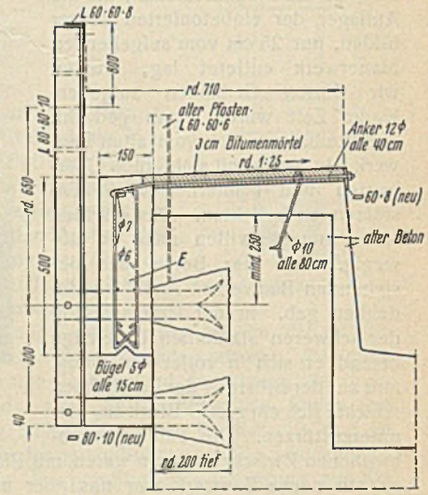
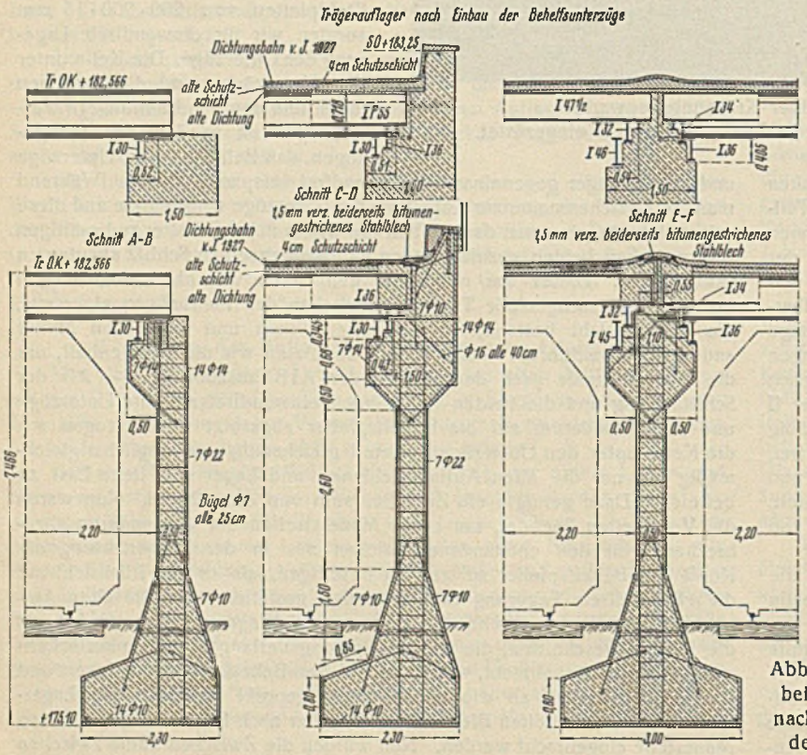


Abb. 6. Versetzen des Geländers.



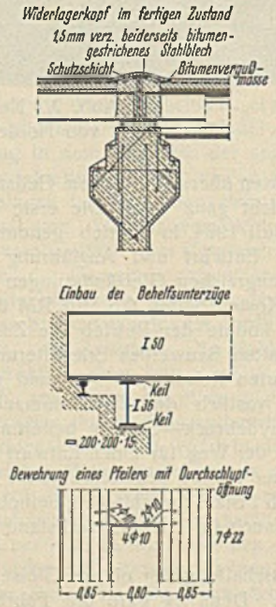


Abb. 4. Mauer II bei Beginn und nach Beendigung des Umbaues.

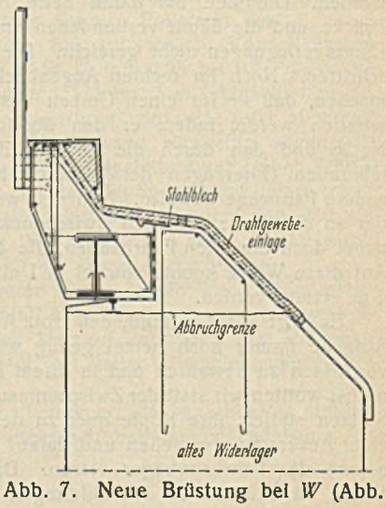


Abb. 7. Neue Brüstung bei *W* (Abb. 1).

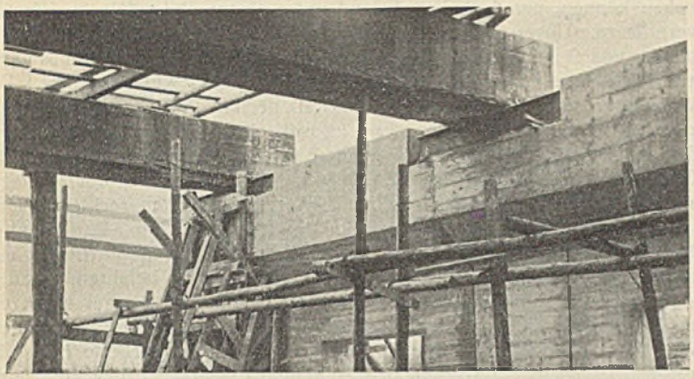


Abb. 8. Zerstörungen am Umhüllungsbeton der Blechbalken.

Mitteln u. a. dadurch, daß wir das stählerne Geländer, das von Hause aus auf den Bordmauern stand, nun vor diese setzten. Wenn dabei zwischen Geländer und Vorderkante Bordmauer ein zu großer Zwischenraum entstand, haben wir ihn geschlossen, wie Abb. 6 zeigt. Dazu diente ein Eisenbetonkörper *E*, der sich um die waagerechten Halter der Geländerstiele legt, eine 3 cm dicke Schicht Bitumenmörtel als obere Abdichtung und Verschluß der Fuge zwischen *E* und dem alten Beton und ein gut verankerter Flachstahl, der den Bitumenmörtel nach der Gleisseite hin begrenzt und schützt. Alledem war vorausgegangen die umfangreiche Tätigkeit eines Landmessers, die darauf abzielte, die Gleisbogen so zu legen, daß trotz Vergrößerung ihres Abstandes die Bauarbeiten auf ein Mindestmaß beschränkt blieben.

Wir verließen die Baustelle nicht, ohne einige schwere Krankheiten des Bauwerkes, die seinen Bestand und den Betrieb gefährdeten, zu beseitigen. Bereits eingangs erwähnten wir, daß sich aus der Fahrbahnbrüstung ein großer Block gelöst und nach außen vorgeschoben hatte. Das war an den stählernen Wechseln bei *W* (Abb. 1). Es war in der Jugendzeit der Fahrbahnen aus Walzträgern und Beton leider meist nicht üblich, die Bordwände zu bewehren. Dabei haben sich dann, insonderheit als Folgen von Arbeitsfugen und magerem Beton, häufig dieselben Schäden gezeigt wie hier auch. Wir beseitigten den abgewanderten massiven Betonblock und setzten an seine Stelle durch reichliche Bewehrung mit den Widerlagern bzw. den Walzträgern verklammerte Körper aus Eisenbeton, wofür Abb. 7 ein Beispiel gibt. Sie zeigt beiläufig ebenso wie Schnitt *C—D* der Abb. 4, wie wir seit Jahren mit Erfolg die oberen Enden der Dichtungsbahnen auf Brüstungsmauern festhalten: Der schraffierte Teil des Querschnittes wird betoniert, nachdem die Dichtungsbahnen aufgeklebt sind. Die Rundstähle, die in ihn aus dem bereits erhärteten Beton ragen, geben der Betonkappe einwandfreien Halt und sorgen dafür, daß sie das Ende der Dichtungsbahnen gut einklemmt.

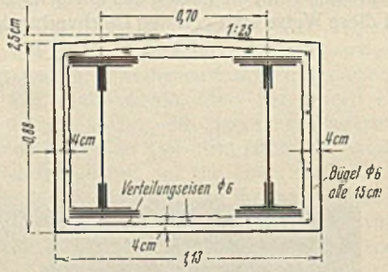


Abb. 9a. Für sich liegende Blechbalken.

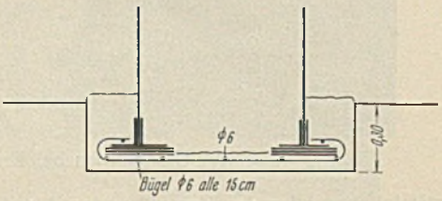


Abb. 9b.
Von der Fahrbahn eingeschlossene Blechbalken.
Abb. 9a u. b. Querschnitt der Blechbalken nach der Torkretierung.

In sehr bedenklicher Verfassung befand sich der Umhüllungsbeton an den Blechbalken, und zwar ringsum, soweit sie für sich liegen, und nur an den Unterseiten, wo sie an beiden Seiten von der Fahrbahn eingeschlossen sind. An den Untersichten bildete er lose Schalen, die mit leichten Hammerschlägen gelöst werden konnten. Daß diese erst hier und da heruntergefallen waren, verdankten sie der Umhüllung der Trägerflansche mit Drahtgewebe, das von Rost stark mitgenommen war. Man hatte hier also die Trägeruntersichten geputzt, statt die Schalung 4 cm tiefer zu setzen und das Betonmischgut naß einzubringen. Bei Ausführungen in dieser Art hat Verfasser seit 25 Jahren stets gute Erfahrungen gemacht. Drahtgewebe hat er dabei nicht eingelegt. Er hält es bei Trägern mit breiteren Flanschen sogar für nachteilig. Das breiige Mischgut muß da mit Brettstücken in den engen waagerechten Raum gestopft werden, und dabei bildet dann das Gewebe ein Hindernis. Daß das

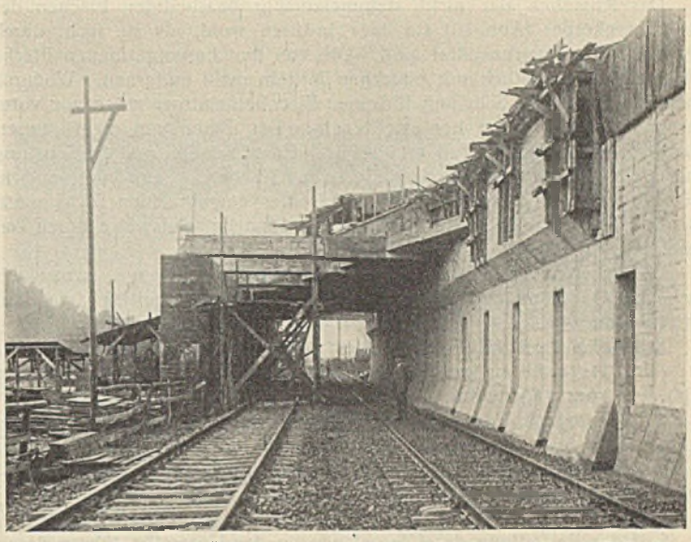


Abb. 10. Blick auf Öffnung I von Norden. Die neue Mauer II fertig. Die ummantelten Blechbalken werden torkretiert.

Mischgut unter den Trägern und das der eigentlichen Fahrbahn in einem Arbeitsgang einzubringen ist, ist selbstverständlich. Wo genügend Bauhöhe vorhanden ist, ziehen wir diese Durchbildung der anderen, bei der die Trägeruntersichten mit Ölfarbe gestrichen werden, vor. Soweit die ummantelten Blechbalken außerhalb der Fahrbahnplatte liegen, war der Beton der Aufsichts- und der senkrechten Seitenflächen weich geworden (Abb. 8). Die Ursache ist in erster Linie darin zu suchen, daß der umhüllende Beton nicht dicht und die Aufsichtflächen ohne Gefälle angelegt waren. Das vornehmlich von oben, aber auch von den Seiten aufgesogene

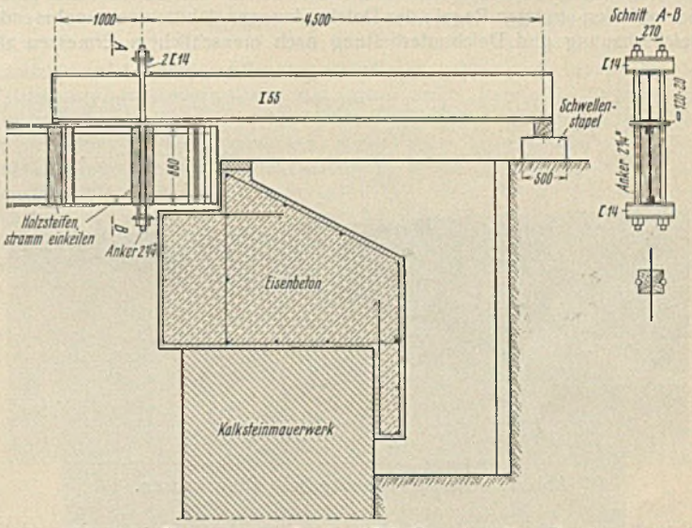


Abb. 11. Provinzialstraße km 57,3 Groschowitz—Beuthen.

Wasser in Verbindung mit den schwefligen Lok-Rauchgasen hat die Zerstörung bewirkt. Wir entfernten den kranken Beton, umgaben den Stammkörper mit einem Netz aus Rundstählen und torkretierten (Abb. 9a, b). In Abb. 10 ist die Torkretschicht rechts schon aufgebracht, links fehlt sie noch. Einen Teil der Torkretarbeiten in der Öffnung II konnten wir erst ausführen, als die beiden oberen Gleise schon wieder in Betrieb genommen waren. Das hat der Güte des aufgeschleuderten Betons nichts geschadet.

Es wurden 693 m³ Beton abgebrochen, 622 m³ neuer Beton, und zwar überwiegend Eisenbeton hergestellt, 37 t Rundstahl verlegt, 533 m² Flächen beibehaltener Betonkörper abgearbeitet und 367 m² Flächen torkretiert.

Das neue Hauptgleis Heydebreck—Gr.-Strehlitz wurde am 5. April 1934 außer Betrieb gesetzt, nachdem es bis dahin von Arbeitszügen benutzt worden war, das Gütergleis nach Breslau und die beiden oberen Gleise von und nach Neiße wurden am 9. April ausgeschaltet. Erst mit diesem Tage konnte sich die Huta, Zweigniederlassung Gleiwitz, der die Arbeiten übertragen worden waren, voll entfalten. Sie hat sie mit größter Umsicht so vorbildlich durchgeführt, daß bereits am 20. Juni 1934 der Belastungsversuch — mit je 2 Lok auf beiden oberen Gleisen gleichzeitig — durchgeführt werden konnte. Dabei wurden dann bei ruhender Last und beim Abbremsen aus 60 km/h Geschwindigkeit an den Pfeilern weder Senkungen noch seitliche Verschiebungen ihrer Köpfe und Hälse festgestellt. Die Arbeiten haben keinerlei Schäden an den alten Fahrbahnen hervorgerufen.

Das Aussehen der nicht steinmetzmäßig bearbeiteten Flächen der Eisenbetonkörper (Abb. 10) tut hier insofern wohl, als sie nicht durch Zementschlamm verunstaltet sind. Die von ihm hervorgerufenen Flecke lassen sich bekanntlich mit einfachen Mitteln nicht entfernen. Wodurch entstehen sie? Die Schalung für einen Eisenbetonkörper möge von vornherein in ganzer Höhe hergestellt sein. Das Betonieren werde unterbrochen, bis der untere Teil erhärtet ist. Er schwindet, und die Schalung quillt. Dabei entsteht zwischen Beton und Schalung ein Spalt, und in diesen fließt der Zementschlamm des später eingebrachten Mischgutes. Es gilt also, den Spalt zu schließen. Das kann beispielsweise durch Ton geschehen.

Die Kosten für die Ausführung im ganzen Umfange, wozu wir auch die Oberbau- und Sicherungsarbeiten rechnen, beliefen sich auf 136 000 RM.

Schließlich sei die Instandsetzung der Überführung der Provinzialstraße in km 57,3 der Strecke Groschowitz—Beuthen (Abb. 11) kurz angedeutet. In manchen Fällen wird man ähnlich vorgehen können, um den Gleisabstand unter einem übergeführten Weg zu vergrößern. Unser 1878 in Betrieb genommenes Bauwerk hat einen Blechbalken von 9 m Stützweite mit versenkter Fahrbahn und mit Fußsteigen auf jeder Seite. Die Hauptträger sind 5,5 m voneinander entfernt. Die Widerlager sind aus Kalksteinen in Kalkmörtel. Vor etwa zwei Jahrzehnten hatte man hier aus der Längsseite jedes Widerlagers unterhalb 3,05 m über S.-O. einen Streifen von rd. 25 cm herausgearbeitet, um die Gleise auseinanderzuziehen. Dabei war dann unterhalb der Auflager ausladendes Mauerwerk entstanden. Dieses drohte am rechten Widerlager abzustürzen. Es galt also, den Kopf zu erneuern. Wir erhielten die Zustimmung der Regierung, die Brücke während der Arbeiten einspurig, und zwar abwechselnd rechts und links zu befahren. Daraus folgten zwei Bauabschnitte. In jedem wurde ein Hauptträger durch ein angeklammertes I 55 verlängert, das Auflager zurückverlegt, hinter dem Widerlager eine bis zur Straßenachse reichende gut gesicherte Baugrube ausgehoben, der neue Körper aus Eisenbeton eingebracht, der alte Hauptträger auf diesen endgültig abgesetzt und das I 55 wieder entfernt.

Alle Rechte vorbehalten.

Uferabbruch und Uferschutz an der Unterelbe.

Von Baurat Meisel, Hamburg.

Seit der Besiedlung der Ufergelände an der Unterelbe führen deren Bewohner einen steten Kampf mit den Wassergewalten der Elbe, die ihnen den Landbesitz streitig machen. Viele Schriften und Chroniken berichten in lebhaften Farben von Wassersnot und Katastrophen, bei denen oft ganze Landstriche der verheerenden Gewalt der Sturmfluten zum Opfer fielen. Erwähnt sei nur das ausgezeichnete Buch „Die Niederelbe" von Prof. Linde, in dem er schreibt: „Seit alters werfen sich die beiden Elbströme in dem gemeinsamen Bett unbändig hin und her, brechen das Ufer ab und bauen ein neues auf, wie es ihnen gefällt. Wo die Wellen jetzt fluten, klangen die Kirchenglocken, wo die Koggen der Hanse fuhren, da dehnt sich weite Schilfwildnis, oder Rinderherden gehen auf neugewonnenem Grünland. Von mehr als einem Vineta der Elbe erzählt die Geschichte." Wenn auch heute die Gefahr der Deichbrüche durch die nach den strengen Regeln der Deichordnungen jährlich vorzunehmende Deichschauung und Deichunterhaltung nach menschlichem Ermessen als gebannt angesehen werden kann, so gehen doch Jahr für Jahr viele Quadratmeter wertvollen Außendeichlandes durch Abbruch an ungeschützten Uferstrecken verloren. Das ist in heutiger Zeit, da wir wieder jeden Fußbreit Kulturland als wertvollstes Volksvermögen schätzen gelernt haben und wo an anderen Stellen unter Aufwendung großer Mühen und Kosten Ödland kultiviert und Neuland gewonnen wird, besonders zu beklagen (Abb. 1 u. 2).

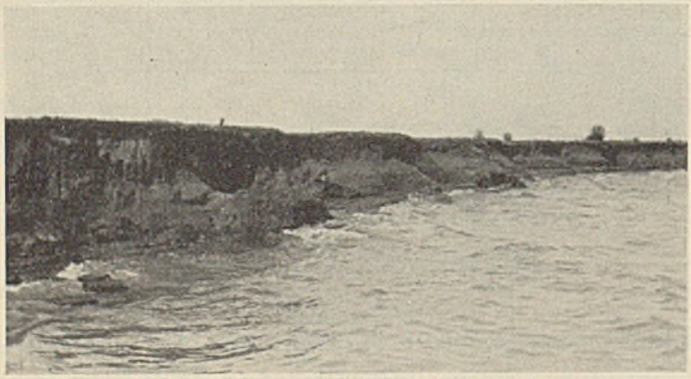


Abb. 1. Uferabbruch oberhalb Brunshausen.

Abb. 2. Uferabbruch bei Brunshausen.

Für den Uferschutz hat der Eigentümer des Ufergrundstücks zu sorgen. Gesetzlich ist er dazu nicht verpflichtet. Er wird sich deshalb in der Regel nur dann zu Sicherungsmaßnahmen entschließen, wenn die Kosten zu dem Werte und Ertrage seines Grundstücks in angemessenem Verhältnis stehen. Diese Voraussetzung ist aber in den meisten Fällen nicht erfüllt, weil einerseits der Wert des Außendeichlandes meist hinter dem des eingedeichten mehr oder weniger zurückbleibt, anderseits die Kosten eines wirksamen Uferschutzes an einem so gewaltigen Strom wie die Unterelbe außerordentlich hoch sind und auf einmal aufgebracht werden müssen, während der Verlust des Landbesitzes beim Fehlen einer Ufersicherung nur allmählich vor sich geht. Aber selbst wenn sich die Aufwendungen für den Uferschutz für den einzelnen Uferanlieger wirklich lohnten, so sind die meisten einfach nicht in der Lage, die notwendigen erheblichen Mittel aufzubringen. Dazu kommt, daß der Uferschutz vor einem einzelnen Ufergrundstück seinen Zweck nur unvollkommen erfüllt, wenn nicht auch die Nachbargrundstücke in gleicher Weise geschützt werden. Ein Zusammenschluß aber von mehreren Uferanliegern zu gemeinsamen Sicherungsmaßnahmen, zu dem auch die landwärts benachbarten Grundstückseigentümer wegen ihres mittelbaren Nutzens an dem Uferschutze treten müßten, wird aus den vorgenannten Gründen nur schwer zustande kommen. So ist es denn nicht verwunderlich, daß so mancher Bauer an den Ufern der Unterelbe tatenlos zuschauen muß, wie ihm die Wasserfluten Stück um Stück seines Landes entreißen. Verzichtend sagt er nur: „Lat rieten, ick kann't nich holen."

Manchmal freilich kommt ihm eine Hilfe. Das ist dann, wenn sein Ufergrundstück als schmaler Streifen unmittelbar vor dem Deich liegt und der Deichverband an der Erhaltung des Landstreifens als wirksamem Deichschutze oder zur Gewinnung von Deicherde für Ausbesserungszwecke ein besonderes Interesse hat. In solchen Fällen übernimmt der Deichverband, in dem alle Eigentümer des Binnendeichlandes zusammengeschlossen sind, die Lasten des Uferschutzes auf seine stärkeren Schultern. Auf diese Weise sind von den Deichverbänden besonders an dem schleswig-holsteinischen Ufer der Unterelbe, das den Angriffen wegen seiner ungünstigen Lage zu den häufigen und starken westlichen Winden besonders ausgesetzt ist, große Uferstrecken geschützt worden. Anders liegen dagegen die Verhältnisse am hannöverschen Ufer. Während in Schleswig-Holstein von den Deichverbänden die gesamten Lasten der Unterhaltung der Deiche und der dazugehörenden Nebenanlagen getragen werden, weist die hannöversche Deichordnung jedem Eigentümer deichgeschützten Landes je nach der Größe der Parzelle eine mehr oder weniger große Deichstrecke, eine sogenannte Kabel zu, die er aus eigenen Mitteln schaufähig zu unterhalten und, wenn notwendig, selbst mit einer Steinschutzdecke zu versehen hat. Der Deichverband selbst, in dem die einzelnen Kabelhalter außerdem zusammengeschlossen sind, greift erst dann helfend ein, wenn die Ausbesserung großer, gefahrdrohender Deichschäden die finanzielle Leistungsfähigkeit des einzelnen Kabelhalters übersteigt. Es liegt auf der Hand, daß bei dieser Regelung ein vorsorglicher Uferschutz des Deichvorlandes fast immer unterbleibt, zumal der Besitzer des Außendeichlandes und die Kabelhalter der dahinterliegenden Deichstrecke in den meisten Fällen verschiedene Personen sind. Hierauf dürfte es mit zurückzuführen sein, daß das hannöversche Ufergelände nur sehr wenig geschützte Ufer und deshalb sehr ausgedehnte Abbruchstrecken, im ganzen etwa 25 km, aufweist.

Noch in weiteren, freilich nur selten eintretenden Fällen kann den Uferanliegern die Last des Uferschutzes abgenommen werden, und zwar durch den Wasserlaufunterhaltungspflichtigen, das ist bei den Reichs-

Abb. 3. Windwellen am Ufer der Elbinsel Pagensand bei Windstärke 6.

wasserstraßen das Reich. Nach § 119 des preußischen Wassergesetzes hat „der zur Unterhaltung des Wasserlaufs Verpflichtete diejenigen Arbeiten an den Ufergrundstücken auszuführen, die erforderlich sind, um einer zukünftigen Behinderung der Vorflut durch Uferabbrüche vorzubeugen oder die infolge der Schiffahrt oder von Strombauten an den Ufergrundstücken entstandenen Schäden zu beseitigen und solche Schäden für die Zukunft zu verhüten".

Eine Behinderung der Vorflut durch Uferabbruch ist im Ebbe- und Flutgebiet bei Strömen von der Größe der Unterelbe kaum jemals zu befürchten. Auch gehören Uferabbrüche, die mit Strombauten im ursächlichen Zusammenhang stehen, zu den Seltenheiten. Die Aufgabe der Stromregelungen bei Tideströmen ist es ja gerade, den unregelmäßig, oft in getrennten Bahnen verlaufenden und nach den Ufern drängenden Flut- und Ebbestrom in ein gemeinsames, nicht zu nahe der Ufer liegendes Hauptstrombett zu zwingen. Die dafür erforderlichen Strombauwerke, wie Stacke, Leitdämme, Parallelwerke u. a., sollen dem Angriff des Stromes auf die Ufer entgegenwirken und sind deshalb dem Uferabbruch eher abträglich als förderlich. Eine Stromregelung, die eine entgegengesetzte Wirkung hat, wird in den meisten Fällen ihr Ziel nicht erreichen. Anders verhält es sich mit den Schiffahrteinflüssen auf die Ufer. Jede Welle, ganz gleich, wodurch sie entstanden ist, übt mit der ihr innewohnenden Bewegungsenergie auf das Ufer einen Stoß aus, der um so wirkungsvoller ist, je steiler das Ufer bzw. die Abbruchkante ist. Es werden somit

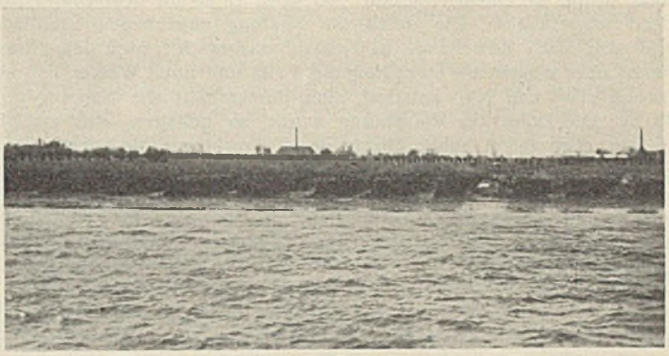


Abb. 4. Uferabbruch unterhalb Brunshausen mit Einmündungen von Entwässerungsgräben.

gehören vor allem die Einmündungen von Entwässerungsgräben. Infolge des hier fehlenden, die Wellen- und Wasserbewegung hemmenden Pflanzenwuchses bietet sich den vorgenannten zerstörenden Kräften eine leichte Angriffsmöglichkeit, so daß sich der Abbruch nach der Tiefe und vor allem seitlich mehr und mehr ausbreitet, bis er den vom benachbarten Entwässerungsgraben entgegenkommenden Abbruch erreicht hat und so allmählich an der ganzen Uferstrecke, an der solche Gräben in größerer Zahl einmünden, eine steile Abbruchkante entsteht (Abb. 4).

Es ist deshalb besonders wichtig, die Einmündungen der Entwässerungsgräben gegen den Angriff der Wellen und Strömung durch Faschinen und Steine zu schützen und gut zu unterhalten.

Es ist rein menschlich zu verstehen, wenn die Uferanlieger an der Unterelbe in ihrer Not immer und immer wieder Ausbaumaßnahmen und Schiffahrteinflüsse als die einzigen Ursachen für die Uferabbrüche hinzustellen und damit die gesamte für sie kaum tragbare Uferschutzlast auf die stärkeren Schultern des Reiches abzuwälzen versuchen. Die Reichswasserstraßenverwaltung war immer bereit, wegen der Rückwirkung des Verfalls und Abbruches der Ufer auf die Fahrwasserunterhaltung und in Anerkennung eines gewissen, wenn auch untergeordneten schädigenden Einflusses der Schiffahrtwellen zu ihrem Teile an einem Schutze der Ufer mitzuhelfen. Sie kann aber bei der Tatsache, daß die Uferabbrüche überwiegend durch die vorerwähnten natürlichen Einflüsse verursacht werden, unmöglich die Voraussetzungen des § 119 des preußischen Wassergesetzes als gegeben anerkennen. Eine Übernahme

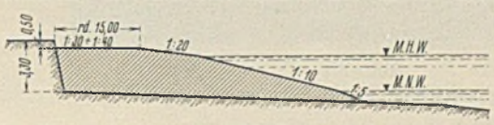


Abb. 5.

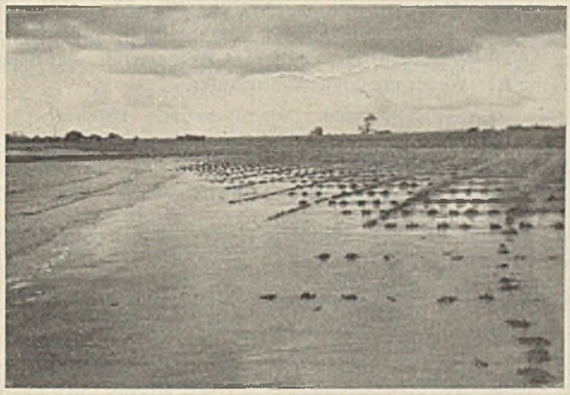


Abb. 6. Pflanzungen von Horsten von Scirpusgräsern auf der Spülfläche.

Abb. 7. Pflanzungen von Weidenstecklingen auf der Spülfläche.

auch die durch die Schiffahrt, besonders durch die schnellfahrenden Schiffe erzeugten Wellen bis zu einem gewissen Grade zu den Uferschäden beitragen. Ihr Einfluß tritt aber doch vollkommen zurück gegenüber der Wirkung der viel häufigeren und stärkeren Windwellen, die bei unruhigem Wetter oft stunden- und tagelang ohne Unterbrechung und mit großer Gewalt gegen das Ufer geworfen werden (Abb. 3). Sehr häufig werden den Uferböschungen bei Sturmfluten die ersten Wunden geschlagen. Werden dann solche Schäden nicht bald ausgebessert, dann haben der Wellenschlag und die vielen anderen Kräfte, wie Strömung, Frost, Eisgang usw., bei ihrem Zerstörungswerk ein leichtes Spiel. Aus anfänglich kleinen Verletzungen des Ufers werden in verhältnismäßig kurzer Zeit lange Abbruchstrecken. Zu den leicht verwundbaren Stellen des Ufers

der gesamten Uferschutzlast entgegen diesen z. Z. bestehenden wassergesetzlichen Bestimmungen würden voraussichtlich folgenschwere Berufungsfälle schaffen. Eine andere Frage ist es, ob nicht bei der z. Z. im Gange befindlichen Schaffung eines Reichswasserrechtes die Trägerschaft für den Uferschutz an solchen so großen Naturgewalten unterliegenden Strömen wie die Unterelbe etwas erweitert werden sollte.

In den letzten Jahren ist es nun gelungen, den Uferanliegern an einzelnen Stellen durch Vorspülen von bei Baggerungen anfallendem Baggersand vor dem abbrüchigen Ufer wirksame Hilfe in der Uferschutzfrage zu bringen. Dieses Verfahren ist an der Unterelbe erstmalig im Jahre 1931 vor einer rd. 1 km langen Uferstrecke bei Twielenfleth mit einer 3,30 m hohen steilen Abbruchkante versucht worden. Die Spülrohr-

leitung wurde in einem Abstande von etwa 15 m mit dem Ufer gleichlaufend vorgestreckt. Die durch die Spülung entstehende Sandfläche stellte sich nach dem Lande zu nahezu waagerecht, nach dem Stromlaufe zu über Wasser mit einer Neigung 1 : 20 und unter Wasser 1 : 5 ein. Zwischen HW und NW entstand eine durchschnittliche Neigung 1 : 10 (Abb. 5). Die Höhe der Vorspülung wurde so gehalten, daß am Ufer noch ein etwa 0,5 m hoher Absatz der Abbruchkante als Schutz gegen Aufwehung und Auftreibung des Sandes auf die dahinterliegenden Wiesen stehenblieb. Die Erfahrung hat jedoch gelehrt, daß diese Maßnahme gegen die Sandaufwehung allein nicht genügt. Es ist unbedingt eine Festlegung des Sandes durch eine Kleidecke, Besodung oder durch Anpflanzung erforderlich.

Eine weitere Vorspülung ist im Sommer 1933 unterhalb des Kollmarer Hafens auf Wunsch des III. Holsteinischen Deichbandes zum Schutze des Deichvorlandes vorgenommen worden. Der Deichband hat dann im darauffolgenden zeitigen Frühjahr in mustergültiger Weise die Sandfläche oberhalb der Hochwassergrenze mit Weidenstecklingen in gegenseitiger Entfernung von etwa 0,75 m und die zwischen HW und NW gelegene Fläche mit Horsten von Scirpusgräsern wie Hink oder Simse (Scirpus maritimus oder Scirpus tabernaemontani) und vereinzelt von Ret in schräg zur Stromrichtung laufenden Reihen von 3,50 m Abstand bepflanzt. Die einzelnen Horste in den Reihen erhielten einen Abstand von 0,5 m (Abb. 6). Die Weidenstecklinge sind zum größten Teil gut angewachsen und haben viele und lange Schößlinge getrieben (vgl. Abb. 7). Ebenso haben sich die Scirpuspflanzungen außerordentlich gut entwickelt und die ganze Fläche mit Scirpusausläufern netzartig überspannt (vgl. Abb. 8). Weniger gut dagegen sind die Retpflanzungen angewachsen, für die anscheinend der aufgespülte Sandboden zu wenig kleihaltig ist. Im großen und ganzen aber sind die Pflanzungen überraschend gut angewachsen und gediehen, so daß bereits im Sommer desselben Jahres eine üppige, schlickfangende Vegetation vorhanden und jede Gefahr der Sandverwehung gebannt war (Abb. 9). Durch das im besten Einvernehmen durchgeführte und sich ergänzende Zusammenwirken der Reichswasserstraßenverwaltung mit dem Deichband ist hier in verhältnismäßig kurzer Zeit und in billiger Weise auf einer etwa 1700 m langen Strecke ein wirksamer Uferschutz geschaffen worden, dessen Bestand bei der geringen Angriffsmöglichkeit, die die Wellen auf der flachen und durch Pflanzenwuchs befestigten Strandfläche finden werden, auf Jahrzehnte hinaus ohne größere Unterhaltungsarbeiten gesichert sein dürfte.

Die außerordentlich erfolgreiche Ufervorspülung bei Kollmar ermunterte nunmehr auch die Interessenten am linken Elbufer mit der Reichswasserstraßenverwaltung zwecks Vornahme gleicher Sandvorspülungen vor ihren gefährdeten Ufern zu verhandeln. So wurden mit der Gemeinde Krautsand, mit dem Deichverband der II. Meile Alten Landes, der Wassergenossenschaft Brammersand Verträge zwecks Ufersicherungen unterhalb des Krautsander Hafens, oberhalb der Lühemündung und unterhalb der Wischhafener Süderelbe abgeschlossen, nach denen die Reichswasserstraßenverwaltung die Sandvorspülung, die Uferanlieger als Träger der Schutzmaßnahmen die übrigen Arbeiten, wie die Erbauung von Stacken zur Begrenzung des Spülgeländes bei der Einmündung von Entwässerungsgräben, Nebengewässer u. dgl., die Festlegung der Sandfläche zur Verhinderung von Sandverwehungen usw. zu leisten und die Kosten dafür zu übernehmen haben. Die gewonnene Neulandfläche wird den Anliegern als Eigentum überlassen.

Die Vorspülung vor dem Krautsander Ufer, das bereits bis dicht an die Wurt eines Hofes abgebrochen war, ist schon im Sommer 1934 mit gutem Erfolge durchgeführt worden.

Die übrigen Vorspülungen werden in diesem und den nächsten Jahren folgen. Die zeitliche Durchführung bleibt naturgemäß abhängig von dem Anfall geeigneten, nicht zu feinen Baggersandes bei Baggerungen in der Nähe der vorzuspülenden Abbruchufer.

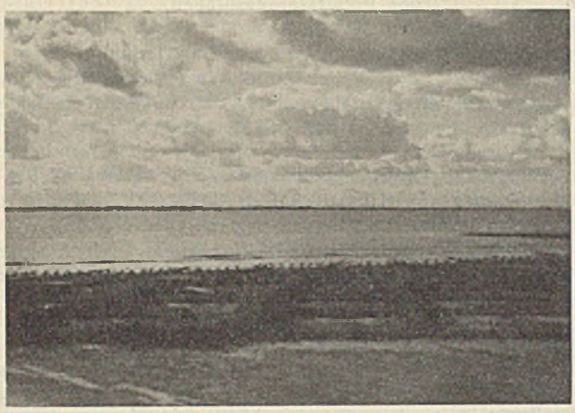


Abb. 8.
Zusammengewachsene Reihen von Scirpusgräsern.

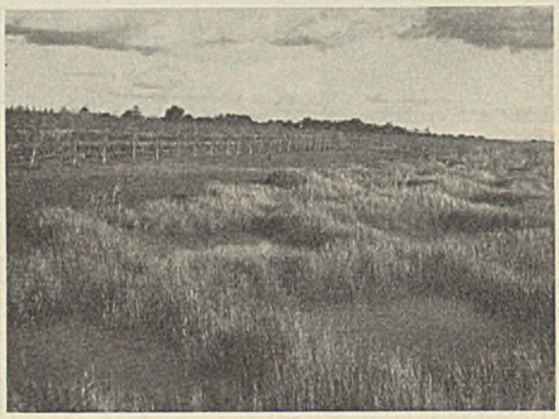


Abb. 9.
Durch Pflanzungen festgelegte Spülfläche bei Kollmar.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau von Autobahnen durch Moorgebiete.

Von Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Erich Zill, Bad Oeynhausen.

Es ist heute allgemein anerkannt, daß man beim Durchqueren von Moorgebieten mit hochwertigen Verkehrswegen gezwungen ist, das anstehende Moor dann restlos zu beseitigen, wenn man Dammschüttungen wählt, um hinterher letztere unmittelbar auf dem unterlagerten festen Boden schütten zu können. Bei Verkehrswegen geringerer Bedeutung, wie Feldwegen u. dgl., kann man selbstverständlich eine Sanddecke auf einigermaßen festes Moor schütten, ohne dieses beseitigen zu müssen. Aber für Autobahnen und Eisenbahnen ist es unbedingt erforderlich, das Moor vollständig zu beseitigen.

Man könnte diese Verkehrswege unter Vermeidung einer Dammschüttung natürlich auch durch Brücken überführen. Vergleichsberechnungen haben aber gezeigt, daß solche Brücken erheblich teurer werden als Dammschüttungen. Für die Überbrückung von Mooren kommt eine Gründung auf engstehenden Eisenbetonpfählen in Frage, auf denen die Fahrbahntafel aus Stahl oder Eisenbeton anzuordnen ist. Die Herstellung einwandfrei gegen die aggressiven Säuren des Moores geschützter Pfähle ist aber heute noch nicht gelöst. Es wurde vorgeschlagen, Eisenbetonortpfähle mit Blechmantel anzuwenden, bei denen der Schutzanstrich auf das Innere des Blechmantels aufgebracht, dieser mittels Jungfer eingerammt und der Beton nebst Bewehrung hinterher eingebracht wird. Es wird behauptet, daß nach dem bald zu erwartenden Durchrosten des Blechmantels der Schutzanstrich auf dem Beton haften bleibt. Wir können uns nicht denken, daß dies restlos geschehen wird; jede kleine, nicht geschützte Stelle wird den Säuren Zutritt geben und eine schnelle Zerstörung des Betons herbeiführen. Bei Verwendung von Betonpfählen müßte schon dazu übergegangen werden, diese außerhalb fertigzustellen, um sie vor dem Rammen einwandfrei isolieren zu können. In diesem Falle wäre es aber erforderlich, den Isolieranstrich gegen Beschädigung beim Rammen besonders zu schützen, etwa durch Einlöten des ganzen Pfahles in einen Blechmantel. Bei ganz großen Moortiefen könnte eine Vergleichsrechnung allerdings ergeben, daß eine Überbrückung wirtschaftlicher ist als eine Dammschüttung, vor allem dann noch, wenn z. B. der Dammboden auf sehr große Entfernungen herangeschafft werden muß.

Die bei der Moorbeseitigung zu wählenden Verfahren hängen zunächst von der Moorbeschaffenheit ab. Es gibt sehr weiches und nasses Moor, bei dem die Böschungen nicht stehenbleiben, wenn man eine Baugrube anlegt und diese leer pumpt. Dieser Fall kommt hauptsächlich beim Niederungsmoor vor. Das Hochmoor ist vor allem dann, wenn es schon vorentwässert ist, ganz gut tragfähig, und es bleiben in diesem Falle die Böschungen gut stehen, wenn auch vereinzelt wohl Rutschungen kleineren Ausmaßes vorkommen können. Es ist also bei einer vorliegenden Aufgabe zu untersuchen, welche Moorarten vorherrschen. Häufig kommen übrigens innerhalb eines Hochmoorgebietes Niederungsmoore vor, die sich hauptsächlich in Senken des Untergrundes gebildet

haben. Nur ein genauer Kenner des Moores ist in der Lage, durch flüchtige Untersuchung festzustellen, wo sich derartige Vorkommen finden.

Beim Hochmoor ist weiter zu beachten, daß es ebenfalls verhältnismäßig schwierig ist, vorher festzustellen, wie groß der Umfang störender Holzeinschüsse ist. Bei dem gewöhnlichen Heidetorf, der aus den Sphagnumarten entstanden ist, kommen solche Holzeinschüsse nur sehr selten vor. Es ist aber klar, daß man für Moor, das reichlich von Holz und Stümpfen durchsetzt ist, ein anderes Verfahren wählen muß als für ziemlich reines Moor.

Der Untergrund des Moores muß untersucht werden. Wenn das Moor auf Sand gelagert ist, so haben wir an der Oberfläche in der Regel eine verfestigte Ortsteinschicht mit einer Mächtigkeit von 0,30 bis 1 m, oder sonst lehmigen oder tonigen, immer undurchlässigen Boden. Es kann erforderlich sein, auch von diesen Bodenarten einige zu beseitigen, um einen standfesten, sicheren Damm zu erreichen.

Bei der Betrachtung der verschiedenen Bauverfahren muß man aber vor allem berücksichtigen, daß für die verschiedenen Moorvorkommen verschiedene Verfahren in Frage kommen, je nachdem ob es sich um kleine oder große Mengen handelt; denn es ist ersichtlich, daß man für kleine Vorkommen nicht mit großen Sondergeräten arbeiten kann, die die Kosten für die Moorbeseitigung ins Ungemessene steigern würden. Wir werden daher im folgenden bei unserer Untersuchung der verschiedenen Bauverfahren drei Gruppen untersuchen, und zwar 1. solche Verfahren, die für große und kleine Mengen gleichbleiben, 2. Verfahren für sehr große Massen, und schließlich 3. behelfmäßige Verfahren für kleinere und kleinste Mengen.

Im letzten Jahrzehnt bestand die Gelegenheit, sehr viele Moorarbeiten kennenzulernen, so am Küstenkanal und auch einmal beim Mittellandkanal. Es sind hier neue Verfahren ausprobiert worden und zum Teil vom Verfasser auch schon kritisch gewürdigt worden[1]).

I. Moorbeseitigungsverfahren für kleine bis große Bauwerke.

Bei nicht zu großen Tiefen, d. h. bis etwa zu zweimaligem Wurf = 2 bis 3 m und stehenbleibenden Böschungen, kommt das Lösen und Laden von Hand in Mulden mit Patentgleisbetrieb immer dann in Frage, wenn der Abtrag durch kurzen Quertransport unmittelbar seitlich gelagert werden kann, auch dann noch, wenn die Verwendung kleiner Diesel-Loks von etwa 10 PS bei etwas längeren Förderstrecken erforderlich wird. In diesem Falle ist es nötig, daß genügend große Kippflächen vorhanden sind und dadurch das Verlegen des Patentgleises auf der festen Mooroberfläche der Kippe möglich ist. Werden die Entfernungen so groß, daß größere Fahraggregate gewählt werden müssen — 600-mm-Spur mit Holzschwellen oder mehr —, so ist für das Verlegen des Gleises eine Sandunterlage von 20 bis 30 cm Dicke erforderlich und bei der Anordnung höherer Kippen als 1 m ein weiterer Sandzusatz für die Kippe selber, der etwa je nach der Moorbeschaffenheit 20 bis 30% beträgt.

Diese Verfahren kommen auch für große Bauwerke immer dann in Frage, wenn es sich darum handelt, große Arbeitermassen bei Handarbeit unterzubringen. Falls dieses Erfordernis nicht besteht, wird es natürlich wirtschaftlicher sein, bei großen Massen kleine Löffelbagger von 1 m³ Inhalt zum Lösen und Laden zu verwenden. Hierbei ist es immer zweckmäßig, den Löffelinhalt durch einen Sonderlöffel um 50% zu vergrößern, da das spezifische Gewicht des Moores ungefähr = 1,0 ist und es eine unnütze Kraftvergeudung wäre, hier mit dem Löffel für gewöhnliche Bodenarten zu arbeiten.

Neuerdings wird für die Beseitigung von weichem Boden, wie Morast und auch Moor, das Sprengen vorgeschlagen, das hauptsächlich in Amerika verwendet wird[2]).

Die Verfahren: a) Sprengen im Querschnitt, b) in der Achse und c) Entlastungssprengung können nur bei Moor angewendet werden, dessen Böschungen stehen bleiben. Wenn dies aber der Fall ist, haben wir es in der Regel mit schon vorentwässertem und in Kultur genommenem Moor zu tun. In Deutschland ist es jedenfalls unmöglich, dann den ganzen Aushub einfach in die Gegend zu sprengen. Die Kulturschädenansprüche würden die Billigkeit des Verfahrens wieder zunichte machen. Außerdem kommen bei uns Moore von mehr als 6 bis 8 m Mächtigkeit nur selten vor.

Dann bleiben noch 2. die Tiefensprengung und 3. die Entlastungsmethode. Bei beiden Verfahren ist einmal nicht einwandfrei festzustellen, ob die Moorbeseitigung mittels Sprengen eine vollständige war, weil über dem fortzusprengenden Moor schon eine Sandlagerung von 3 bis 4 m Mächtigkeit aufgebracht worden ist. Wenn an einzelnen Stellen das Moor nicht restlos beseitigt ist, werden hier später die besonders gefürchteten örtlichen Setzungen im Gegensatze zur gleichmäßigen Setzung sicher auftreten. Es ist nämlich klar, daß die Bemessung der Abstände der Sprenglöcher und die Größe der Sprengladung verschieden sein müssen je nach dem Vorkommen der verschiedenen Moorarten. Diese sind aber durch die vorzunehmenden Untersuchungen nicht einwandfrei genau festzustellen. Auch wird es nicht gelingen, durch Sprengung die Holzeinschüsse zu beseitigen. Diese werden ebenfalls Anlaß zu den gefürchteten späteren örtlichen Setzungen geben, da sie in verschiedenem Umfange auftreten.

Als zweiter Einwand gegen diese Verfahren spricht die Tatsache, daß hierbei die vorher aufgebrachte Sandschüttung von etwa 3 bis 4 m Mächtigkeit durch die Sprengung bis zu 2 m in die Höhe geschleudert, also zunächst gelockert wird, um dann wieder in sich zusammenzusinken. Es ist ersichtlich, daß hierbei der Damm selbst nicht die Verdichtung erhält, die bei hochwertigen Verkehrswegen gegen das spätere Sacken erforderlich ist. Gerade die letzten Untersuchungen[3]) [4]) haben gezeigt, daß z. B. das Stampfen in Lagen von nicht über 0,7 m Dicke stattfinden muß. Nur bei ganz reinem kohäsionslosen Boden, der feinen Sand in genügender Menge enthält, wäre es möglich, mittels Einsumpfens bei derartig hochgeschütteten Dämmen eine ganz feste Lagerung zu erhalten. Es wird aber dadurch eine erhebliche Verteuerung des Einsumpfens entstehen, daß beim Moor die Vorflut in der Regel sehr schlecht ist und daher das Einsumpfwasser durch künstliches Heben wieder beseitigt werden muß.

Selbstverständlich können die Sprengverfahren bei verhältnismäßig flüssigem, morastigem Boden große Dienste leisten, jedoch kaum bei dem hier zu behandelnden Moorboden. Die Kosten des Sprengverfahrens werden in dem angeführten Aufsatze[2]) mit $^1/_3$ bis $^1/_2$ der Kosten für Vollaushub angegeben, und dabei wird davon ausgegangen, daß die Beseitigung morastigen Bodens bei heutigen Preisen etwa 2,10 bis 2,70 RM/m³ betragen würde. In unserer Arbeit[1]) haben wir nachgewiesen, daß die dort gebrachten Verfahren erheblich billiger sind. Wenn man die Schäden und Nachteile der Sprengverfahren bei Moorboden weiter berücksichtigt, würden die Kosten hierfür tatsächlich bedeutend höher ausfallen.

Aus wirtschaftlichen und landeskulturellen Rücksichten muß daher auf diese Sprengverfahren beim Mooraushub für hochwertige Verkehrswege wie Autobahnen und Eisenbahnen, bis auf Ausnahmefälle, verzichtet werden.

II. Bauverfahren für große Massen.

A. Nasses, nicht standfähiges Moor.

Bei nassem Moor, bei dem die Böschungen bei Aushub im Trockenen nicht stehenbleiben, sondern dauernd und recht umfangreich nachrutschen, muß das Moor mittels Naßbaggerverfahrens beseitigt werden. Hierfür kommt etwa der Moorspezialeimerbagger in Frage, der von Garbe[5]) beschrieben wurde und beim Mittellandkanal erstmalig benutzt wurde.

Dieser schwimmende Eimerbagger baggert das Moor in eine auf dem Bagger befindliche Verbreieranlage, in der das Moor durch Zusatz von Hochdruckwasserstrahlen von etwa 5 at vor Rosten so zerkleinert wird, daß eine spülfähige Masse entsteht, die dann mittels Rohrleitungen zur Ablagerungsstelle fortgedrückt wird.

Ebenso gut, vor allem dann, wenn es sich nicht lohnt, einen Spezialbagger neu zu beschaffen, kann ein schwimmender Greifer zum Lösen und Laden verwendet werden, der dann in eine gleiche Verbreier-Vorrichtung laden muß. Auch hier muß das erzeugte Sondergemisch durch Rohrleitungen fortgedrückt werden, weil die Tragfähigkeit des Moores so gering ist, daß eine Verwendung von Rollbahnen kaum in Betracht kommt.

B. Standfestere Moore.

Moore, hauptsächlich Hochmoore, bei denen die Böschungen verhältnismäßig gut stehenbleiben, werden am besten mittels Greifbaggers von der zu entwässernden Sandoberfläche aus, die dem Moor unterlagert ist, gelöst und in einer fahrbaren Anlage verbreit, spülfähig gemacht, und das erzeugte Spülgemisch wird durch Rohrleitungen zur Ablagerungsfläche fortgedrückt.

Falls eine Spülkippe nicht anwendbar ist, oder auch dann, wenn das Moor sehr stark von Holzeinschüssen durchsetzt ist, kann es in Frage kommen, statt des Greifbaggers einen Löffelbagger anzusetzen, der dann in Rollbahnen ladet. Diese verfährt den Moorboden entweder auf eine Kippe, natürlich mit Sandzusatz, oder kippt das Moor in eine ortsfeste Verbreieranlage, von der aus das Moor auf eine Spülkippe gebracht wird[1]).

Bei recht festem Hochmoor, d. h. bei solchem, das vorentwässert ist und dessen Mächtigkeit etwa bis zu 4 oder 5 m beträgt, können gewöhnliche Tiefbauverfahren benutzt werden, wobei zum Lösen und Laden Greifbagger bis zur Größe Menck Modell IV oder Trockeneimerbagger bis zu 100 l Eimerinhalt dienen. Die Moormassen werden hierbei

[1]) Zill, Der Bau von Schiffahrtkanälen durch Hochmoorgebiete. Bautechn. 1932, Heft 21.

[2]) Casagrande u. Wheeler, Sprengen, ein einfaches Hilfsmittel zur raschen Stabilisierung von Straßendämmen auf weichem Untergrund. Die Straße 1934, Heft 6.

[3]) W. Loos u. H. Lorenz, Verdichtung geschütteter Dämme. Die Straße 1935, Heft 4, S. 111 (IV, 2).

[4]) Peter Liedek, Bodenkundlicher Schulungskurs. Die Straße 1935, Nr. 4, S. 117 u. 118.

[5]) Garbe, Baggerarbeiten am Mittellandkanal im Moor des Drömlings. Z. d. VdI 1932, Nr. 20, S. 485 ff.

mittels 600-mm-spurigen Geräts auf Gleis mit Holzschwellen verfahren. Hierbei ist häufig nicht einmal eine Sandunterlage für die Gleisverlegung erforderlich, nur muß ein Sandzusatz bei höheren Kippen vorgesehen werden.

Der Raupengreifbagger arbeitet hierbei am besten auf einem Schwellenrost, wobei die Schwellen zweckmäßig aus jungen, grünen Baumstämmen zu bilden sind, da diese sich infolge ihrer Elastizität besonders bewährt haben.

III. Bauverfahren für kleine Mengen.

Bei Moorbeseitigungen kleineren Umfanges, etwa bis zu 50 000 m³, aber mit verhältnismäßig großen Tiefen oder bei recht nassem Moor, müssen Verfahren angewendet werden, die mit den gewöhnlichen Geräten des Tiefbaues durchgeführt werden können, da die obenerwähnten großen Aggregate in solchen Fällen zu unwirtschaftlich arbeiten würden.

Es ist klar, daß für trockenes Moor, bei dem die Böschungen stehenbleiben, irgendeines der obenerwähnten Verfahren benutzt werden kann. Schwierigkeiten bereiten nur die nassen Moore, bei denen die Böschungen nicht stehen bleiben. Für diese Fälle schlagen wir vor, das zu beseitigende Moor durch Fangedämme zunächst einzufassen, derart, daß an den äußeren Begrenzungen je zwei Reihen leichte eiserne Spundwände eingetrieben werden, und zwar mit solchem Abstande voneinander, daß sich je nach der Moortiefe nach Herausnahme des Moores eine Sandschüttung zwischen den Spundwänden einbringen läßt, die den Greifbagger trägt, der den inneren Mooraushub vorzunehmen hat. Die nach innen zu vorgesehene Spundwand darf nämlich durch die Auflast des Gerätes nur gering beansprucht werden, da bei Herausnahme des Moores innerhalb der Fangedämme diese stehenbleiben müssen. Wenn der Wasserandrang besonders groß ist, wird es erforderlich sein, einmal die Fangedämme durch Querwände zu unterteilen, desgl. die zwischen den Fangedämmen verbleibende Baugrube des Mooraushubes. Der Mooraushub kann zwischen den Fangedämmen in der Regel mittels kleiner Wasserhaltung, d. h. von Hand, vorgenommen werden, während diese innerhalb der größeren Baugrube am besten mit einer Kreiselpumpe durchzuführen ist. Durch dieses Verfahren ist es möglich, auch kleine Moorstrecken, die recht schwierig erscheinen, mit einfachen Mitteln und doch wirtschaftlich zu beseitigen.

IV. Kosten der Verfahren.

Der Mooraushub von Hand ist meist recht billig. Man muß berücksichtigen, daß ein ostfriesischer Torfstecher in einem Tagewerk im Bausommer in der Zeit von morgens 5 Uhr bis abends 8 Uhr imstande ist, 40 m³ Moor sogar in Soden zu stechen. Bei einiger Übung der anzusetzenden Leute, die vor allem über kräftige Armmuskeln verfügen müssen, lassen sich in achtstündiger Schicht bei Akkord oder Prämien Ladeleistungen von 20 m³ und mehr leicht erzielen. Die Zustellung der Ladezüge beeinflußt die Leistung in erster Linie.

Bei Verwendung von Greif- und Löffelbaggern ist ebenfalls eine bedeutend höhere Leistung zu erzielen als bei gewöhnlichem Boden, weil die Fördergefäße bei Moorboden, wie bereits erwähnt, einen um 50 % größeren Inhalt haben können. Mithin ist das Lösen und Laden durch Gerät um etwa 30 % billiger als bei gewöhnlichem, etwa Sandboden. Das Verfahren ist auch billiger, weil das Gewicht um rd. 40 % niedriger ist als beim gewöhnlichen Boden. Das Kippen erfordert allerdings bei beschränktem Raum und daher hohen Kippen einen Sandzusatz, der zwischen 20 und 30 % der zu kippenden Moormasse beträgt, je nach Feuchtigkeitsgehalt des Moores.

Bezüglich der Kosten der großen maschinellen Sonderverfahren verweisen wir nochmals auf den Aufsatz des Verfassers[1]), in dessen letztem Teil zureichende Angaben hierüber gemacht sind. Jedenfalls sind Preise, wie sie Casagrande & Wheeler mit 2,10 bis 2,70 RM/m³ für Morast angeben, bei Moorboden nur in Ausnahmefällen zu erwarten. Bei den gewöhnlichen Niederungs- und Hochmooren bei Mächtigkeiten bis zu 5 m dürften Preise über 1,50 RM/m³ kaum vorkommen. Selbstverständlich hängt der Preis von dem Umfange der Massen ab, d. h. von den Geräte- und Einrichtungskosten.

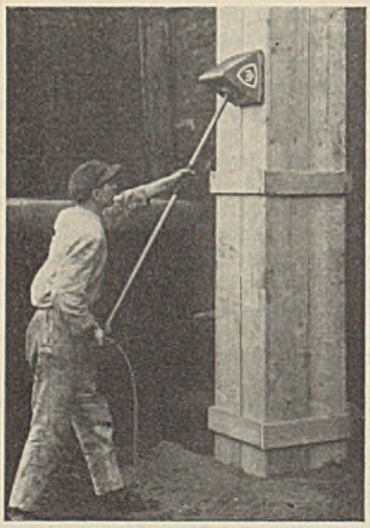
Eine größere Kostenersparnis läßt sich noch dann erreichen, wenn man Zeit genug hat, das Moor, jedenfalls Hochmoor, durch ein jährlich zu vertiefendes Grabensystem vorzuentwässern[6])[7]). Hierdurch erreicht man einmal ein für Geräte tragfähigeres, weil trockenes Moor, anderseits schrumpft das Moor durch Abgabe eines Teiles des mechanisch gebundenen Wassers in dem Teile, der durch die Grabentiefe erfaßt wird, erheblich zusammen. Beim preußischen Teile des Küstenkanals wurde eine Senkung von über 1 bis 2 m in nur wenigen Jahren bei einer Moortiefe von 3 bis 6 m beobachtet. Beim Bau der Autobahn wird dieses allerdings, wenigstens bei den zuerst in Angriff zu nehmenden Teilstrecken, wegen der Kürze der Zeit nicht möglich sein. Vielleicht läßt sich aber diese Vorentwässerung für solche Strecken erreichen, die schon jetzt in der Trasse festliegen, aber erst in einigen Jahren in Angriff genommen werden.

[6]) Bartels, Torfwerke. 2. Aufl., S. 42 ff, Berlin 1923.
[7]) Hausding, Torfgewinnung und Torfverwertung. 5. Aufl., S. 37 ff, Berlin 1921.

Vermischtes.

Technische Hochschule Breslau. Der ord. Professor Domke an der Technischen Hochschule Aachen ist in Anerkennung seiner tiefschürfenden und hervorragenden Leistungen als Lehrer und Forscher auf dem Gebiete des Ingenieurbaues zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber ernannt worden.

Außenrüttler für Beton. Da wesentliche Eigenschaften eines gut verdichteten Betons vom Wasserzementfaktor abhängen (je kleiner das Verhältnis Wasser: Zement im frischen Beton wird, desto besser sind dann die Betoneigenschaften), sind verschiedene Rüttelverfahren, bei denen man mit einem kleinstmöglichen Wassergehalt auskommt, entwickelt worden. Für die Außenrüttlung als eines der Rüttelverfahren, die für dünne Bauteile (Rohre, Maste, Säulen) in Frage kommt, hat das Losenhausenwerk in Düsseldorf ein handliches, elektrisch betriebenes Gerät (s. Abb.) geschaffen, das wie ein Drucklufthammer außen an die Schalung gehalten und hin und her bewegt wird. Im Inneren des Gehäuses sind auf der Grundplatte zwei gleich große, exzentrisch umlaufende Schwungmassen befestigt, die in gegenläufige, synchrone Drehung durch einen Elektromotor versetzt werden und eine senkrecht zur Grundplatte hin- und herschwingende Rüttlung hervorrufen, wobei nur die zur Grundplatte senkrechten Komponenten der Fliehkraft (rd. 140 kg) wirksam sind.

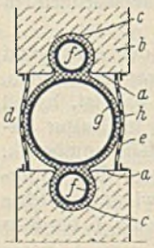


Elektrisch betriebener Beton-Außenrüttler beim Rütteln einer Säule.

Der mit Drehstrom von 220 oder 380 V Spannung betriebene Elektromotor leistet 0,1 kW und erzeugt rd. 3000 Kraftwechsel/min. Der Energiebedarf des Gerätes ist nur $^1/_{10}$ des eines gleich leistungsfähigen Gerätes mit Druckluftantrieb. — Das Gerät, das betriebsfähig 17 kg wiegt, kann auch zur Oberflächenrüttlung von Betondecken bis 12 cm Dicke verwendet werden, wobei man es unmittelbar auf den Beton aufsetzt und hin und her bewegt. Unter bestimmten Voraussetzungen über die Betonzusammensetzung und -dicke lassen sich mit dem Gerät gute Erfolge erzielen[1]). R.

Patentschau.

Nachgiebige Verbindung für abzusenkende Baukörper, insbesondere für Tunnelrohrschüsse. (Kl. 84c, Nr. 592 904 vom 17. 4. 1931 von Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges. in Berlin-Siemensstadt.) Um eine dicht schließende und leicht regelbare Verbindung der Schüsse zu schaffen, werden in den Stirnflächen *a* der zu versenkenden Baukörper *b* Ausnehmungen *c* vorgesehen, die sich zu kreisförmigen, außen offenen Rinnen schließen, die zur Aufnahme des elastischen Verbindungsgliedes *d* dienen. Letzteres besteht aus zwei, den Rinnen *c* angepaßten, aufblasbaren Gummikörpern *f* und einem weiteren Gummikörper *g*, die sämtlich in einem Mantel *h* liegen. Zur Vermeidung von Ausbuchtungen des Verbindungsgliedes können zwischen den Stirnflächen der Baukörper Drahtgeflechte *e* od. dgl. angebracht werden. Um zu verhindern, daß die Schüsse außer Eingriff geraten, sind Ketten, Bindeglieder od. dgl. vorgesehen.



[1]) B. u. E. 1935, Heft 5, 6, 7.

INHALT: Umbau der Fähre Vegesack—Lemwerder und Neubau des Bollwerkes der Gemeinde Altenesch. — Zwei Beispiele zur Vergrößerung des Gleisabstandes in bestehenden Eisenbahnunterführungen. — Uferabbruch und Uferschutz an der Unterelbe. — Der Bau von Autobahnen durch Moorgebiete. — Vermischtes: Technische Hochschule Breslau. — Außenrüttler für Beton. — Patentschau.

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