

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 28. März 1939

Heft 13

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwicklung der Stahlbrücken bei den Reichsautobahnen.

Von Oberreichsbahnrat Burger, München¹⁾.

Vor etwa fünf Jahren wurde auf Anordnung des Führers mit dem Bau der Autobahnen begonnen, fünf Jahre lang wurde mit unermüdlichem Eifer und unbeugsamer Energie der Wille des Führers in die Tat umgesetzt, eine neue Baugesinnung ließ eine Reihe prächtiger Bauwerke entstehen, die Zeugnis ablegen von dem Schaffen dieser Zeit. In einem Rückblick über das Werden und die allmähliche Entwicklung der

Reichsautobahnen auf dem Gebiete des Brückenbaus wird die Entwicklung der Stahlbrücken der Reichsautobahnen behandelt. Wenn dem Brückenbauingenieur der Autobahnen die

Aufgabe gestellt wird, ein größeres Brückenbauwerk zu entwerfen, so stehen ihm für den Bau drei Gruppen von Baustoffen zur Verfügung, die bereits grundlegend die Form der Brücke bestimmen. Es sind dies einmal die Natursteine und der unbewehrte Beton,

die aus ihrer Natur heraus im allgemeinen die Form der Gewölbebrücken bedingen, ferner der Eisenbeton, der mit seiner aufgelösten Bauweise schon große Stützweiten mit Balken oder weitgespannten Bogen überwinden läßt, und drittens der Stahl, der durch seine hohen Festigkeiten die schlanken, kühnen Bauwerke mit den gewaltigen Stütz-

großer, schiffbarer Strom zu überbrücken ist, wo die unbehinderte Durchführung der Schifffahrt keinerlei Einbauten im Strom duldet, wie bei der Elbebrücke bei Dresden²⁾, bei der eine Stützweite von 130 m zu überwinden war (Abb 1). Auch die Überbrückung sehr tief eingeschnittener Taler führt zur Wahl von Stahlüberbauten, da hierbei größere Spannweiten erhebliche Ersparnisse an Pfeilerkosten ermöglichen.

Bei der Mangfallbrücke³⁾ z. B. war eine Talbreite von etwa 300 m zu überwinden. Steile Geröllhänge, Druckrohrleitungen der Münchener Wasserversorgung, Straße und Fluß verhinderten Einbauten, so daß nur an zwei Stellen die Möglichkeit für Pfeilergründungen gegeben war. Die Stützweiten betragen 90 m, 108 m und 90 m (s. Abb. 7, 8 u. 9).

Besonders zwingend wird der Ingenieur auf die Verwendung von Stahl für die Überbauten

hingewiesen, wenn die Höhenlage der Autobahn festliegt und nur ganz geringe Bauhöhen zur Verfügung stehen. Bei dem Überschneidungsbauwerk beim Bahnhof Radebeul kreuzt die Autobahn ein Industrie- und Bahnhofsgelände. Mit Stützweiten bis rd. 30 m mußten die Gleis- und Fabrikanlagen gekreuzt werden, eine möglichst geringe Bauhöhe war



Abb. 1. Reichsautobahnbrücke über die Elbe bei Dresden.

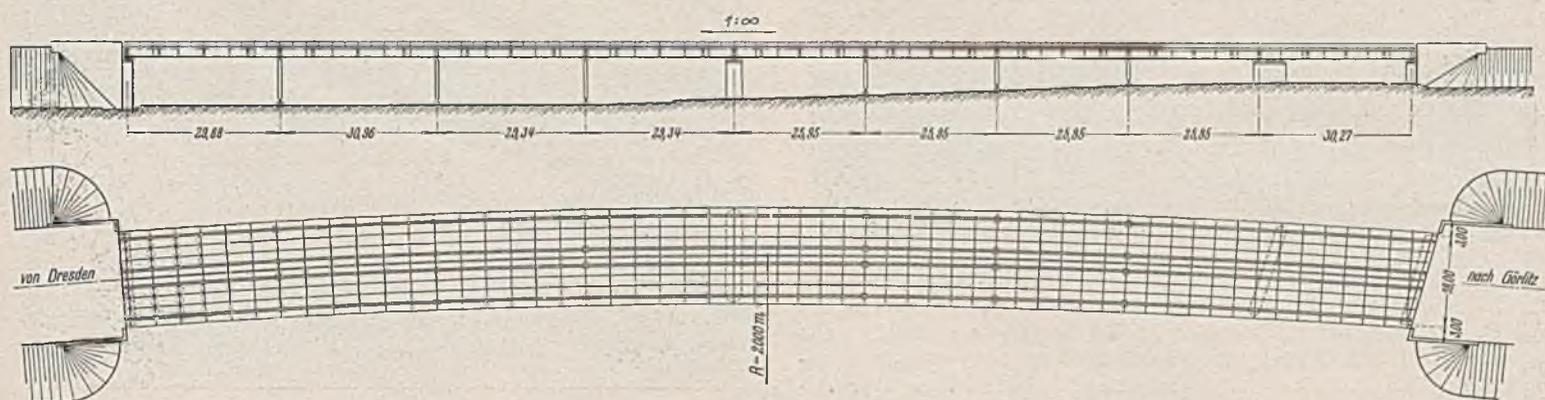


Abb. 2. Autobahnbrücke am Bahnhof Radebeul.

weiten entstehen läßt, die nicht nur bei dem Fachmann, sondern auch bei jedem anderen Beschauer Staunen und Bewunderung erwecken.

Ich will kurz die Gründe aufzählen, die den entwerfenden Ingenieur zur Wahl eines Stahlüberbaues bestimmen können. Vielfach ist dies schon durch die örtlichen Verhältnisse der Brückenbaustelle bedingt. Ich brauche nur daran zu erinnern, daß z. B. ein

¹⁾ Nach einem Vortrage auf der Tagung der Brückenbaudezernenten der Reichsautobahnen in Nürnberg vom 4. bis 6. Oktober 1937 (gekürzt).

anzustreben (Abb. 2). Aus dem Montagebild dieser Brücke sind deutlich die ungünstigen Verhältnisse an der Baustelle zu ersehen (Abb. 3).

Sehr spitze Kreuzungswinkel stellen oft Aufgaben für die Überbauten, die nur in Stahl gelöst werden können, so die Überführung einer Reichsstraße über den Berliner Ring bei Bernau. Zur Vermeidung der häßlichen, langgestreckten Stützmauern, die durch die schräge Kreuzung bedingt sind, wurde die Brücke über die eigentliche

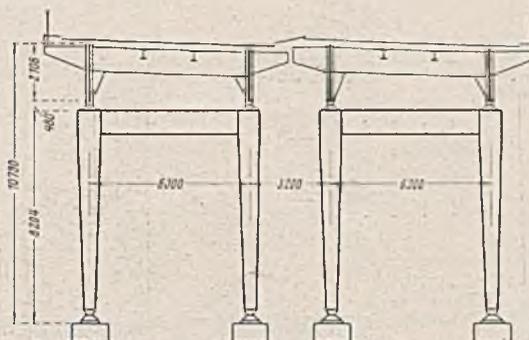


Abb. 2a.

²⁾ Bautechn. 1935, Heft 35; 1936, Heft 6.

³⁾ Bautechn. 1935, Heft 46 u. 47.

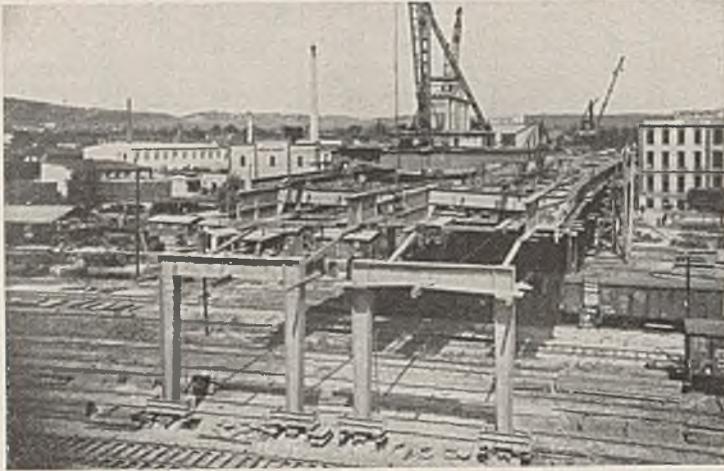


Abb. 3. Montage der Autobahnbrücke am Bahnhof Radebeul.

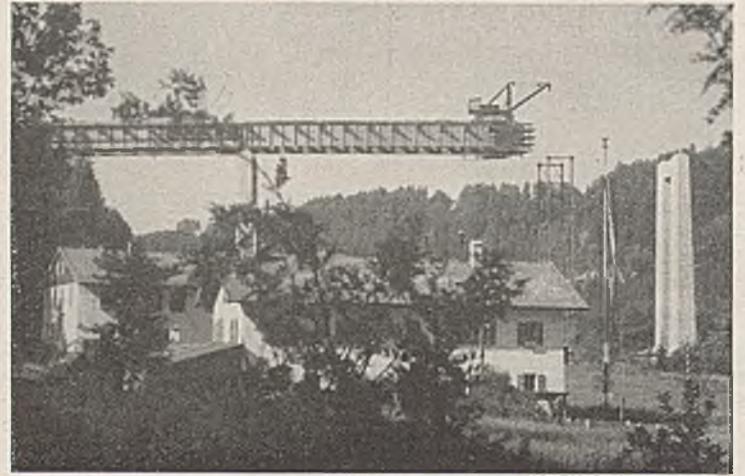


Abb. 8. Mangfallbrücke. Montage.

Fahrbahnbreite der überführten Kraftfahrbahn hinaus verlängert, wodurch auch zugleich das Blickfeld des Kraftfahrers wesentlich erweitert wurde (Abb. 4).

Ein anderer Anlaß zur Wahl eines Stahlüberbaues kann durch den Bauvorgang selbst gegeben sein, wenn z. B. die Errichtung von Gerüsten nicht erwünscht oder nicht möglich ist, wie bei großen Schiffahrtstraßen oder bei Flüssen und Strömen mit großer Hochwasser- und Eisstoßgefahr. Die Möglichkeit des Freivorbaues läßt diese Schwierigkeiten am leichtesten überwinden (Abb. 5 u. 1). Auch das



Abb. 4. Reichsstraßenüberführung bei Bernau.

sohle liegt, im Freivorbau erstellt. Zur Überwindung der Stützweite von rd. 82 m in einem der Mittelfelder wurde noch ein Hilfspfeiler aufgestellt. Ähnliche Verhältnisse lagen beim Bau der Mangfallbrücke (Abb. 50) vor. Die Seitenöffnung konnte noch teilweise eingerüstet werden, während dies bei der Mittelloffnung (Stützweite 108 m) wegen der bedeutenden Kosten nicht mehr vertretbar war. Auch hier war im Mittelfelde noch eine Hilfsstütze erforderlich (Abb. 7 u. 8).

Noch ein Sonderfall kann vorliegen, bei dem der Stahlüberbau allein dem verantwortungsbewußten

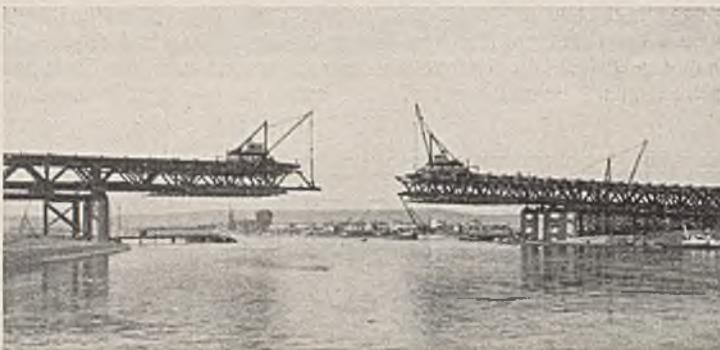


Abb. 5. Elbebrücke bei Dresden. Freivorbau.

Einschwimmen fertiger Brückentelle ist nur bei Stahlüberbauten möglich (Abb. 6). Die Frage des Freivorbaues bei Talübergängen wird sich meist nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten entscheiden. So wurde der Stahlüberbau der Muldetalbrücke bei Siebenlehen, die etwa 70 m über Tal-

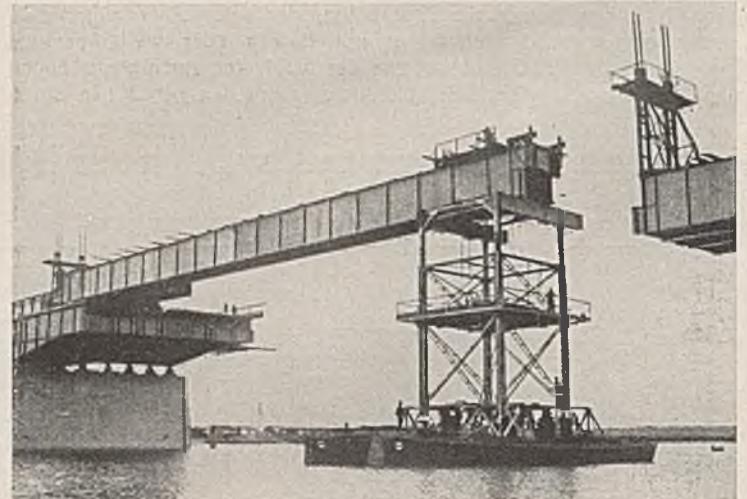


Abb. 6. Oderbrücke bei Stettin.
Einschwimmen der mittleren eingehängten Träger.

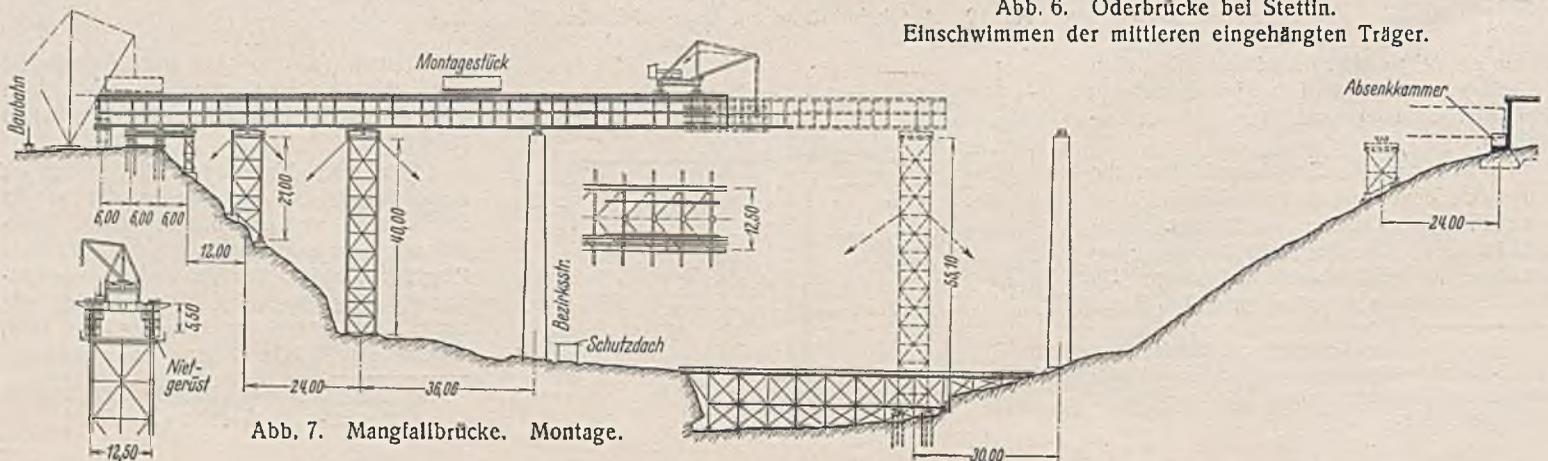


Abb. 7. Mangfallbrücke. Montage.

Für den Überbau wurden Blechbalken ohne Zwischenstützen gewählt. Die Stützweite betrug wegen der schrägen Kreuzung mit dem Fluß 56,6 m, die Fahrbahn wurde versenkt angeordnet, da die Höhe der anschließenden Dämme möglichst gering gehalten werden mußte. Aus dem Schaubild über den bisherigen Verlauf der Setzungen der Brücke (Abb. 9) ist zu ersehen, wie bedeutend diese Setzungen sind. Zwar nehmen die Setzungen in ihrer Größe allmählich ab, was aus der Verflachung der Kurven ersichtlich ist, aber fast drei Jahre nach dem Bau ist immer noch kein Ende der Setzungen abzusehen. Durchschnittlich haben sich die Widerlager bisher etwa 40 bis 60 cm, die Flügel etwa 65 bis 80 cm gesetzt. Daß ein Stahlüberbau mit statisch bestimmten Auflagerbedingungen hier die richtige Lösung war, ergibt sich schon daraus, daß die Brücke trotz der Setzungen und obgleich die Auflager bereits etwa 20 cm vorgesetzt werden mußten, keinerlei Schäden erlitten hat (Abb. 10).

Ein weiteres Beispiel dafür, wie das ungünstige Baugelände den Bau einer Stahlbrücke bedingen kann, ist die Brücke über den Atzbach am Nordhang des Teisenberges. Die Brücke mußte in einen steilen Rutschhang hineingestellt werden, da in dem gebirgigen Gelände eine Umgehung der Baustelle unmöglich war. Bogenbrücken aus Stein waren bei dem schlechten Baugrund ausgeschlossen, und auch Betonbalkenbrücken mußten wegen ihres großen Gewichtes und wegen der Gefahr etwaiger Setzungen ausscheiden. Selbst die Widerlager sind in aufgelöster Bauweise ausgeführt, um die ungünstige Wirkung des Dammdruckes auszuschneiden. Durch tiefgreifende Gründung in dem Moränenschutt, wie Pfahlgründungen und Tiefgründungen zwischen Stahlspundwänden bis zu 9 m Tiefe, um die Drücke in möglichst tiefe Lagen zu übertragen, und durch umfassende Hangentwässerung mit sorgfältigster Aussteifung und Sicherung der Baugrube gegen den Hang

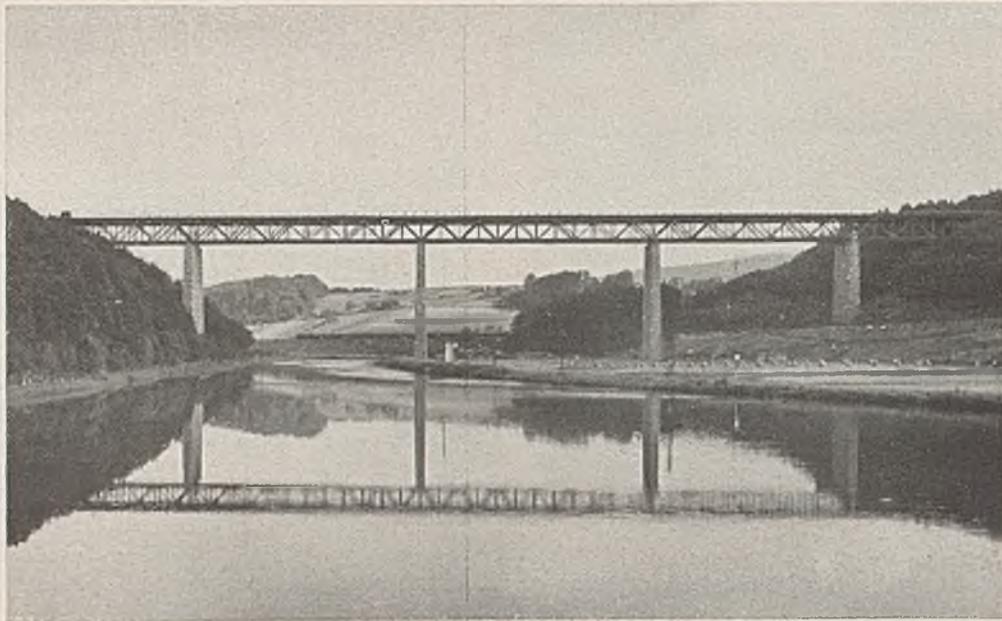


Abb. 13. Werrabrücke bei Hann.-Münden.



Abb. 14. Donaubrücke bei Ingolstadt.



Abb. 15. Brücke über den Elster-Saale-Kanal.

konnte man die drohende Gefahr eines Hangrutsches während des Baues bannen (Abb. 11). Der Bau konnte trotz der Ungunst der örtlichen Verhältnisse ohne wesentliche Zwischenfälle ausgeführt werden.

Wesentlich für das Aussehen einer Brücke ist die Entscheidung über die Form des Tragwerks. Bei Brücken, die frei und hoch über das Tal weg führen, gibt eine stets befriedigende Form der einfache Balken gleichbleibender Höhe. Die erste Brücke dieser Art, deren Entwurf noch im Jahre 1933 entstand und die richtungswesend für die Autobahnbrücken dieser Art wurde, ist die Prienbrücke (Abb. 12).

Nicht weniger günstig kann auch die Wirkung eines parallelgurtigen Fachwerkbalkens sein, wie bei der Werrabrücke bei Hannoverisch - Münden⁴⁾, der allerdings eine höhere Lage über den Talboden voraussetzt, damit der Träger nicht drückend wirkt (Abb. 13). Ist ein flaches Flußvorland in geringer Höhe zu überbrücken, so kann ebenfalls der parallelgurtige Vollwandträger berechtigt sein. Ist eine betonte Mittelöffnung vorhanden, so können Vouten über den Pfeilern, die auch aus technischen Gründen erwünscht sind, diese Wirkung noch verstärken. Beide Möglichkeiten sind bei der Donaubrücke bei Ingolstadt vereint: die durch Vouten betonte Stromöffnung und die nach Spannweite und Trägerhöhe allmählich abnehmenden Vorflutöffnungen (Abb. 14). Die Gesamtlänge der gelenkigen Überbauten beträgt 380 m mit Stützweiten von 55 m bis 75 m im Vorland und 115 m über dem Strom. Der Obergurt liegt nur 75 cm über der Fahrbahn, so daß der freie Ausblick von der Brücke für den Kraftfahrer voll gewährleistet ist. Für den Ortsverkehr zur Verbindung der beiden Ufer ist zwischen den Hauptträgern versenkt ein Fußweg angeordnet.

Bei sehr geringen Bauhöhen werden andere Tragssysteme notwendig. So ist ein Rahmen mit Auskragungen über die Seitenöffnungen für die Brücke

⁴⁾ Bautechn. 1938, Heft 23/24.

über den Elster-Saale-Kanal⁵⁾ gewählt (Abb. 15). Die Seitenöffnungen erhielten Gegengewichte zur Entlastung der Mittelöffnung. Die architektonisch gut befriedigende Wirkung dieser Konstruktion wird vor allem mit durch die geschweißte Ausführung erzielt. Besonders günstige Bauhöhen liefern Brücken mit obentliegendem Fachwerk. Wirtschaftlich ist diese Bauart zweifellos sehr günstig (Abb. 16). Die Wirkung auf den Autofahrer ist bei der Anfahrt und noch mehr bei der Durchfahrt vielleicht etwas zu kräftig, wenn auch an sich der Gedanke berechtigt ist, den Autofahrer an dem Erlebnis der Fahrt über die Brücke teilnehmen zu lassen, das bei den Brücken mit obentliegender Fahrbahn dem Autofahrer meist nur wenig oder gar nicht zum Bewußtsein kommt oder erst künstlich durch besonders auffällige Hinweise geweckt werden muß. Die gleiche Wirkung, aber wesentlich günstiger, läßt sich mit dem Langerschen Balken erreichen, wie bei der Lechbrücke bei Augsburg, wo das Geländer ganz weggelassen und der Querschnitt als Trogbücke ausgebildet ist, wodurch die Wirkung einfach und klar wurde. Die Hängestangen sind möglichst dünn, um den Ausblick frei zu halten;



Abb. 16. Brücke über den Dortmund-Ems-Kanal.

für den oberen Windverband wurden Vierendeckträger gewählt, die in keiner Weise mehr störend bei der Durchfahrt wirken (Abb. 46).

Wichtig ist die Entscheidung über die Querschnittsgestaltung der Überbauten. Zunächst möchte ich Brücken mit zwei Hauptträgern nennen. Der Abstand der Hauptträger schwankt bei diesen Brücken gewöhnlich zwischen 12,5 und 15,5 m. Bei allen diesen Bauwerken setzen sich die Querträger als kräftige, weit ausladende Konsole nach außen fort. Innen sind sie meistens rahmenartig ausgebildet, um die Untergurte der Hauptträger seitlich zu halten. Einen typischen solchen Querschnitt hat der Talübergang Loithal

(Abb. 17 u. 18), ein Stahlüberbau von 285,6 m Länge mit sieben gleichen Öffnungen von je 40,8 m. Das Stehblech der Hauptträger ist 3 m hoch. Die Breite zwischen den Geländern beträgt 19,9 m, da die ganze Autobahn auf dem Streckenabschnitt Siegsdorf-Reichenhall nur eine Dammbreite von 19 m hat. Der Mittelstreifen auf dieser Strecke ist 2 m breit, daher hat der Mittelschrammbord auf der Brücke nur 1 m Breite. Die Besichtigungswagenschiene ist hochgesetzt, wodurch die Untersicht ruhiger erscheint. Bei den genieteten Brücken hat man meistens vermieden, die Fahrbahntragplatte unmittelbar auf die Hauptträger auf-

⁵⁾ Bautechn. 1938, Heft 27.

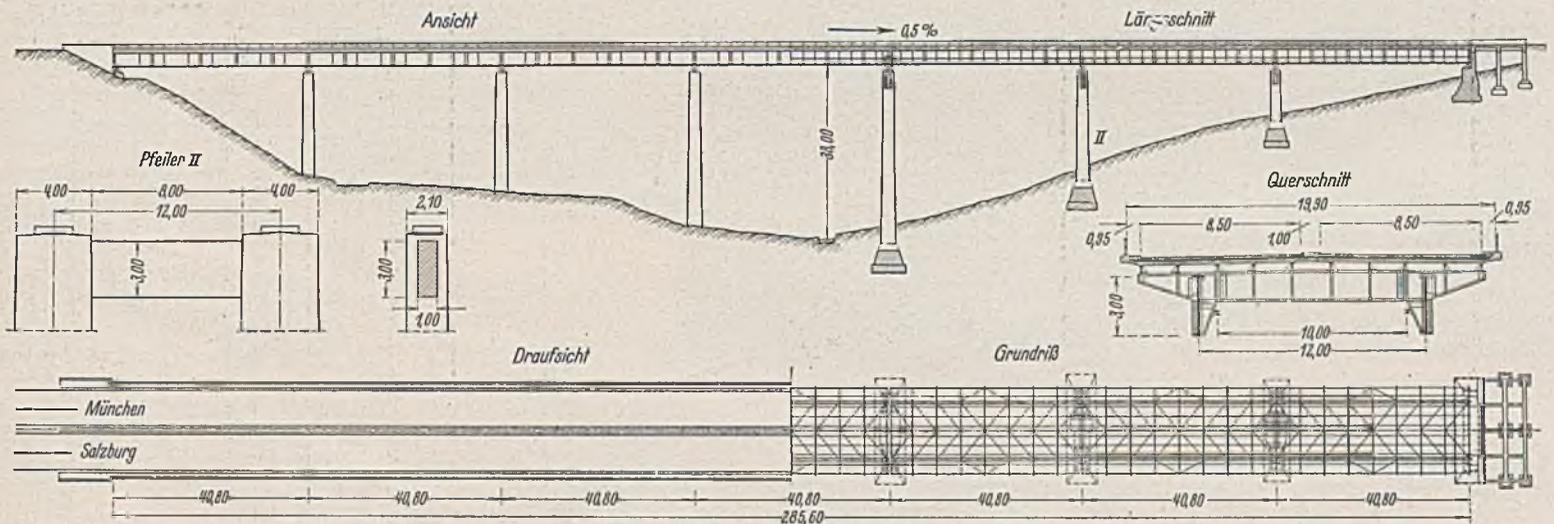


Abb. 17. Talübergang Loithal.



Abb. 18. Talübergang Loithal.



Abb. 20. Talübergang Bergen während der Montage.

der letzten Zeit gebaut wurden, hat man hierauf verzichtet und Buckelbleche bis zu 8,5 m Länge verwendet. Die Buckelblechfahrbahn⁶⁾ ist leichter als die Tragplatte aus Eisenbeton, wodurch an dem Stahlgewicht der Hauptträger gespart werden kann. Die Einsparung an Stahl für den gesamten Überbau ist allerdings nicht so beträchtlich, da für die Fahrbahn selbst der Stahlverbrauch größer ist. Wegen der höheren Preise der Buckelbleche wird zudem in der Regel nachzuprüfen sein, ob eine Brücke mit Buckelblechfahrbahn wirtschaftlicher ist als eine solche mit einer Eisenbetontragplatte. Als weiteres Beispiel für Brücken mit zwei Hauptträgern diene noch der Sulzbach - Viadukt⁷⁾ (s. Abb. 38).

Einen Querschnitt mit vier Hauptträgern wird man wählen, wenn nur kleinere Stützweiten zu überbrücken sind oder die Trägerhöhe aus irgendwelchen Gründen nicht zu groß gewählt werden soll (Abb. 21)⁸⁾. Zwangläufig ergeben sich zwei getrennte Brücken und damit auch eine Ausführung mit vier Hauptträgern, wenn zunächst nur einseitiger Ausbau vorgesehen ist, wie bei den Strecken der OBR Königsberg (Abb. 22). Auch wenn beide Fahrbahnen gegeneinander versetzt sind, wird man zwei getrennte Brücken vorziehen (s. Abb. 2 u. 3). Vor allem kommt dies dann in Frage, wenn die Brücke in einer Krümmung liegt, wie z. B. bei dem Talübergang Rohrsreuth (Abb. 23). Die Ansicht der Brücke läßt erkennen, daß die Versetzung der Fahrbahnen keineswegs störend wirkt. Wie bei den Brücken mit zwei Hauptträgern werden auch bei Brücken mit vier Hauptträgern die Fahrbahnplatten aus Blechen oder aus Eisenbetonplatten ausgeführt. Die beiden Überbauten sind meistens getrennt und bilden selbständige Tragwerke für sich. Die Untersicht wirkt bei vier Hauptträgern nicht mehr so ruhig wie bei Brücken mit zwei Hauptträgern (Abb. 24)⁹⁾. Bei genieteten Brücken mit vier Hauptträgern, bei denen ja der Hauptträgerabstand schon wesentlich geringer ist als bei zwei Hauptträgern, kann man bei einer Fahrbahn aus Buckelblechen auf die

⁶⁾ Bautechn. 1936, Heft 43 u. 45; 1938, Heft 23/24.

⁷⁾ Bautechn. 1936, Heft 36.

⁸⁾ Bautechn. 1937, Heft 49.

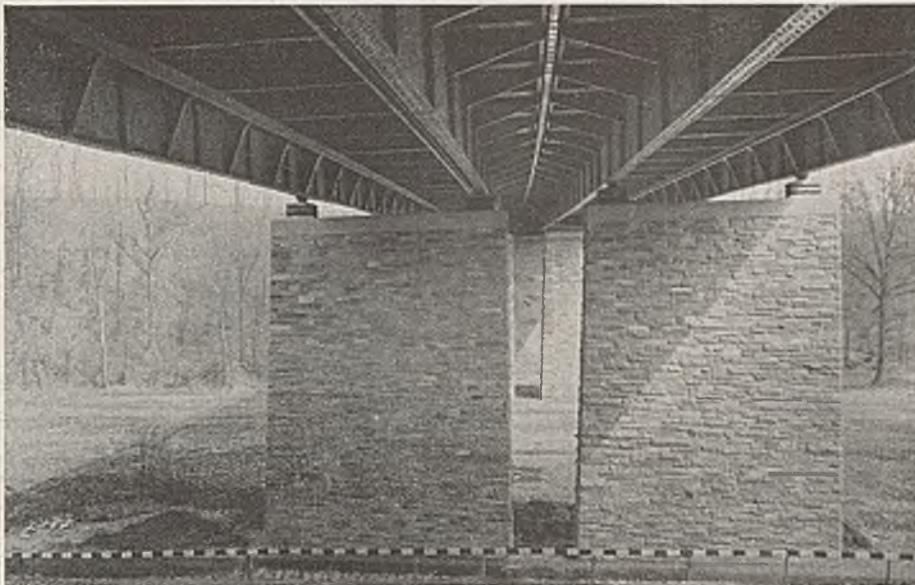


Abb. 24. Brücke über das Lützelbachtal.



Abb. 25. Tautendorf-Viadukt.



Abb. 26. Talübergang Rüdersdorf.

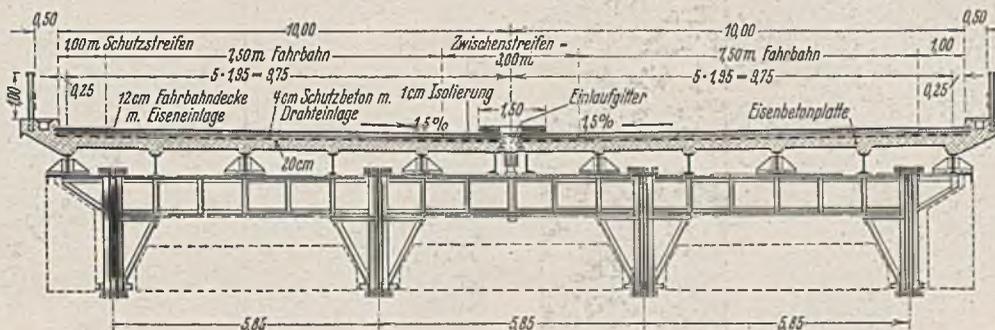


Abb. 27. Prienbrücke. Querschnitt.

sekundären Fahrbahnquerträger verzichten und die Fahrbahntragplatte unmittelbar auf den Obergurt der Querträger auflegen, sofern dieser über dem Obergurt der Hauptträger liegt, womit eine wesentliche Einsparung an Stahlgewicht verbunden ist. Die Verwendung von Stahlpendelpfeilern ermöglicht auch bei vier Hauptträgern noch einen fast vollkommen freien Durchblick durch die Brücke (Abb. 25).

Bei geschweißten Hauptträgern hat man die Möglichkeit, eine Eisenbetonplatte unmittelbar auf die Hauptträger aufzulegen. Auf Längsträger wird daher verzichtet, und die kreuzweis bewehrte Platte spannt sich mit weit auskragenden Konsolen nur zwischen den Haupt- und Querträgern. Schon dieser Umstand allein bringt eine bedeutende Gewichtsersparung bei geschweißten Brücken mit sich (Abb. 26 u. 29). Obergurt von Haupt- und Querträgern liegen in diesem Falle bündig. Eine weitere Möglichkeit zeigt die Querschnittausbildung der Prienbrücke (Abb. 27 u. 12), eine über vier Öffnungen durchlaufende Balkenbrücke von 168 m Länge mit vier starr verbundenen Hauptträgern und aufgelegter Eisenbetonplatte. Die Fahrbahnplatte ruht auf Längsträgern, jeder

zweite Längsträgerstrang ist seitlich abgestützt. Die Querträger sind als durchlaufende Träger starr auf den Hauptträgern angeschlossen. Das erzwungene Zusammenwirken aller Hauptträger bringt einen Gewinn an Tragfähigkeit bei einseitiger Belastung. Ein weiteres Beispiel einer Brücke mit vier Hauptträgern ist die Werrabrücke. Für den Überbau ist hier wegen der hohen Lage über dem Tal und der großen verfügbaren Bauhöhe ein Fachwerkträger gewählt. Der Überbau hat eine Gesamtlänge von 416 m und fünf Öffnungen von 64 bis 96 m Stützweite. Die Fahrbahn liegt etwa 60 m über dem Talboden. Die Trägerhöhe beträgt 8 m (Abb. 13).

Bei stark gedrückter Bauhöhe ist man gezwungen, mehr als vier Hauptträger zu wählen. So hat die Ost-Oderbrücke bei Stettin insgesamt acht Hauptträger (Abb. 28). Der Querschnitt hat Fachwerkschelben zur starren Kopplung der Hauptträger gegeneinander. Die Querträger sind beweglich auf den Hauptträgern gelagert. Durch diese bewegliche Auflagerung ist die Sicherheit gegeben, daß die Fahrbahn von den

Spannungen des Haupttragwerks frei bleibt. Ein ähnlicher Entwurf mit acht Hauptträgern sei noch erwähnt: Der Übergang der Autobahn über die Ruhr. Die geringe Trägerhöhe wirkt in dem flachen Gelände und bei den niedrigen Dämmen besonders angenehm und rechtfertigt den Mehraufwand an Stahl (s. Abb. 39). Bei Brücken mit mehreren Hauptträgern sind die geschweißte Ausführung und die unmittelbare Auflagerung der Tragplatte auf die Hauptträger besonders günstig, wie der Querschnitt vom Überbau der Quelsbrücke zeigt (Abb. 29). Das Brückensystem ist ein durchlaufender Balken über zwei Öffnungen von je 44,5 m Stützweite. Für jede Fahrbahn sind je drei Hauptträger mit rahmenartig ausgebildeten Querträgern angeordnet. Die Spreebrücke am Dehmsee hat einen Trägerrost mit zehn Hauptträgern (Abb. 30). Man

sieht aus der Draufsicht, die vor dem Aufbringen der Fahrbahn aufgenommen wurde, die hohen lastverteilenden Querträger und dazwischen die niederen Zwischenquerträger. Windverbände sind nur im Mittelfelde und in den beiden Außenfeldern angeordnet. Bei der Chemnitztalbrücke war man bestrebt, möglichst große Einheiten in der Werkstätte fertigzustellen. Es wurden je zwei Hauptträger für eine ganze Öffnung mit eingeschweißten Querrahmen zur Baustelle gebracht. Auf die Gesamtbreite der Brücke sind zehn Hauptträger vorgesehen. Zwischen die fertiggeschweißte auf die Baustelle angelieferten Trägerpaare wurden Tonnenbleche aufgeschweißt. Geschweißte Brücken ergeben meistens, wie das Bild dieser Brücke zeigt, eine besonders ruhige Gesamtansicht (Abb. 31).



Abb. 28. Ost-Oderbrücke.



Abb. 35. Nieetalbrücke. Teilansicht.

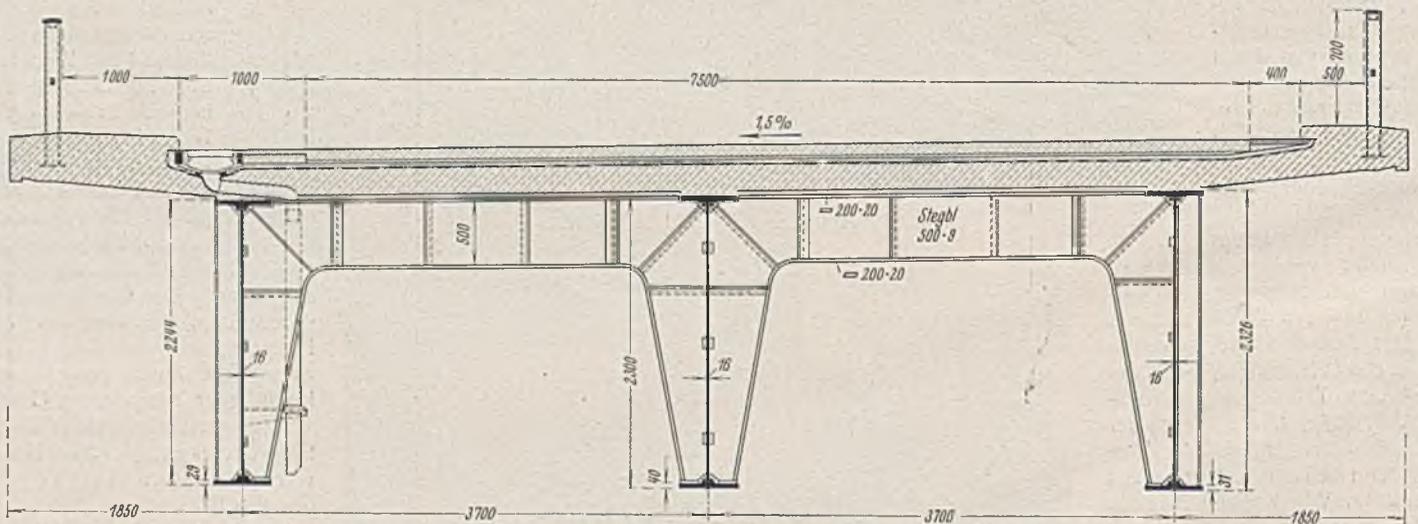


Abb. 29. Quelsbrücke. Querschnitt.

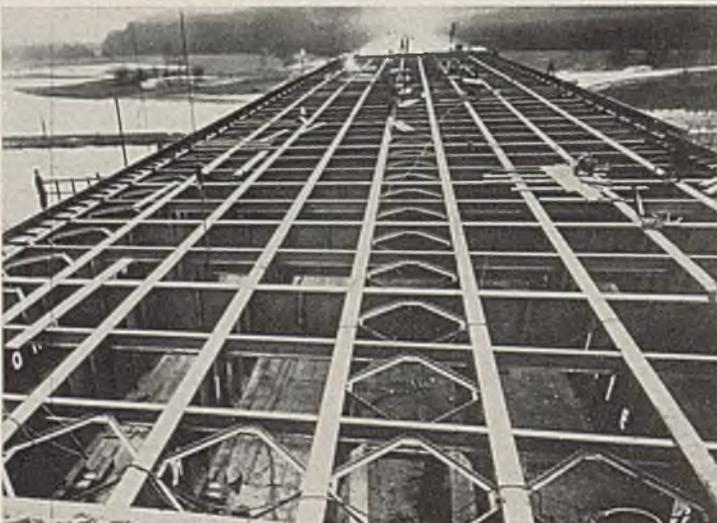


Abb. 30. Spreebrücke am Dehmsee. Draufsicht während der Montage.



Abb. 31. Chemnitztalbrücke.

Mit geringerem Aufwand an Stahl wird sich die Aufgabe geringster Bauhöhe im allgemeinen mit Trogbriicken lösen lassen. Wenn die Träger nicht zu hoch über die Fahrbahn hinausgehen, stören diese Brücken auch den Autofahrer nicht. In der Ansicht wirken sie auf den Beschauer günstig, da keine Fahrbahnaufbauten das ruhige Trägerbild beeinträchtigen (Abb. 32 u. 14). Bei der Boberbrücke, einer geschweißten Ausführung, tritt besonders gut die ruhige Wirkung dieser Bauart in Erscheinung (Abb. 33). Diese Brücke ist mit einer Leichtfahrbahn mit versteiften

Tonnenblechen ausgestattet, die in Verbindung mit der geschweißten Ausführung große Gewichtersparnis ermöglicht. Die Querträger sind unmittelbar auf den Untergurt der Hauptträger aufgelegt, da auf Längsschienen für den Untersuchungswagen verzichtet wurde. Die Brücke ist vorerst nur für eine Fahrbahn ausgebaut.

Es ist noch auf eine Frage näher einzugehen, die für das Aussehen von Stahlbrücken von wesentlichem Einfluß ist, die Konsolausbildung. Durch die Konsole erhält die Ansicht der Brücke eine bestimmte

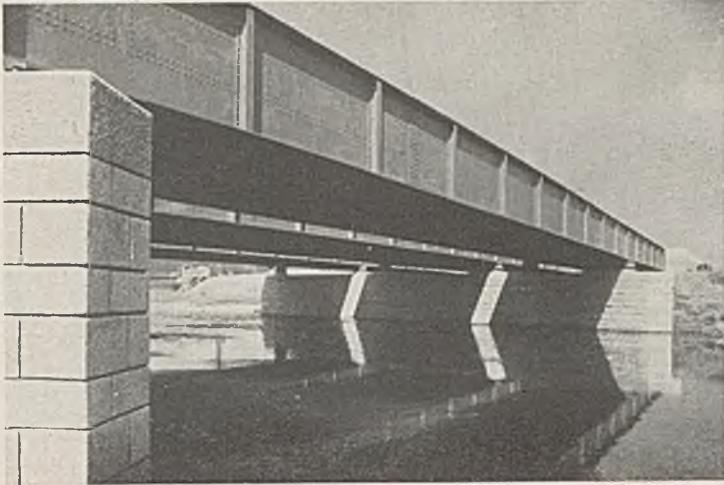


Abb. 32. Zschopaubrücke.



Abb. 34. Mangfallbrücke. Ansicht der Konsolen.



Abb. 33. Boberbrücke.

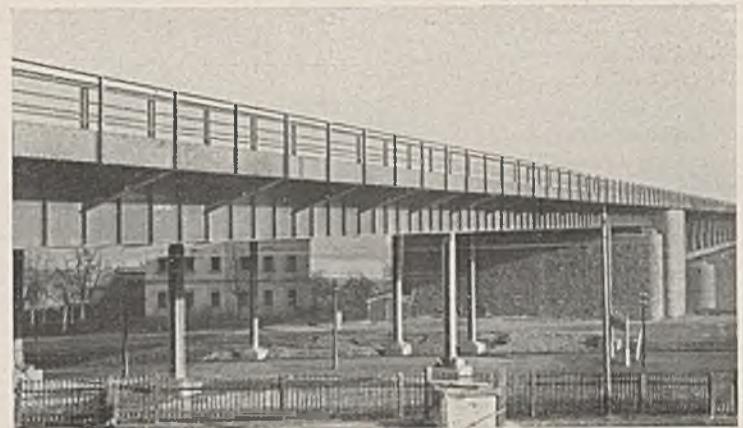


Abb. 37. Elbebrücke bei Dresden. Anschlußbrücke.



Abb. 38. Sulzbachtal-Viadukt.



Abb. 36. Brücke über das Lützelbachtal. Konsolansicht.

straffe Gliederung und Aufteilung. Bei der auf Längsträgern sitzenden Eisenbetonplatte ist eine befriedigende Ausbildung im allgemeinen unschwer möglich. Hier ein Beispiel aus vielen: der Querschnitt des Talübergangs Lohthal (s. Abb. 19). Das Konsol krägt etwa 3 m, die Platte für sich nochmals 1,2 m vor. Eine Aufnahme der ganz ähnlichen Gesimsausbildung bei der Mangfallbrücke zeigt die ruhige, klare Wirkung dieser Ausbildung (Abb. 34). Zu bedenken ist hierbei, daß die Brücken meist nicht aus unmittelbarer Nähe betrachtet werden. Bei Brücken mit vier Hauptträgern, wobei die Auskrägung verhältnismäßig knapper gehalten werden muß, ist die Kragweite der Eisenbetonplatte gegenüber dem Stahlkonsol meist so stark gekürzt, daß die Fußwegplatte nur mehr als eine Art Gesims wirkt (Abb. 35). Aus diesem Grunde ist bei der Brücke über die kleine Striegis⁹⁾, die zwar nur zwei Hauptträger, aber sehr weit ausladende Konsole hat, auf die Plattenauskrägung verzichtet und die Platte nur noch als einfaches Gesims gezeitigt. Um die Stufe des vorspringenden Betongesimses zu verdecken, wurde bei der Brücke über das Lützelbachtal¹⁰⁾ vor das Betongesims ein Blech vorgeblendet. Im übrigen aber wurde der eben geschilderte

Konstruktionsgedanke, nämlich Stahlkonsole und darüber hinaus etwas vorkragend das Fußweggesims, beibehalten. Das Blech ist über die Unterkante des Gesimses noch ein Stück hinabgezogen, wodurch das Gesims selbst höher erscheint. Zwischen Gesims und Konsol ist noch ein Schlitz gelassen. An der Außenseite des Bleches sind die Geländerpfosten

befestigt, um die Vertikaleinteilung des Hauptträgers zu betonen (Abb. 36). Ruhiger ist die Lösung, wenn das Konsol bis an das Randblech vorgezogen und das Randblech bis zur Unterkante des Konsols hinabgezogen ist wie bei der Elbebrücke bei Dresden (Abb. 37). Allerdings wirkt das Gesims dadurch im Verhältnis zum Hauptträger etwas hoch. Gut wirken das gleich hohe Gesimsband über den beiden verschiedenen Tragsystemen und die Durchführung dieses Bandes über den Pfeiler hinweg. Dieselbe Ausbildung ist beim Sulzbach-Viadukt gewählt. Auch hier verstärken die sichtbaren Geländerpfosten die senkrechte Aufteilung durch die Konsole. Die Fortsetzung der Geländerpfosten in den Konsolen in gleicher Breite in der Ansicht wirkt besonders günstig (Abb. 38)¹¹⁾. Setzt man die Geländerpfosten hinter das Verblendblech des Gesimses, so erhält man ein durchgehendes, straffes waagerechtes Band, wie z. B. bei der Ruhrbrücke, das die senkrechte Gliederung des Trägers gegen das Geländer absetzt. Bei dieser flachgestreckten Brücke ist diese starke Betonung der waagerechten Linie durchaus am Platze (Abb. 39).

Eine Sonderlösung weist eine Reichsautobahnbrücke auf, bei der die Unterstüütungen der Außenstreifen der Fahrbahn und des Gehweges von den innerhalb der Hauptträger liegenden Fahrbahnlängsträgern 1,80 m über die Hauptträger hinaus vorkragen. Es wird dadurch die völlige Trennung der Fahrbahn von den Hauptträgern erreicht (Abb. 40).

Das Gesims ist niedriger als in den vorhergehenden Beispielen, bei der großen Ausladung hätten aber straffe, mit den Hauptträgern verbundene Konsole vielleicht günstiger gewirkt (Abb. 41). Ein anderer Weg ist eingeschlagen bei Lösungen, die die Konsole nicht abdecken,



Abb. 39. Ruhrbrücke.

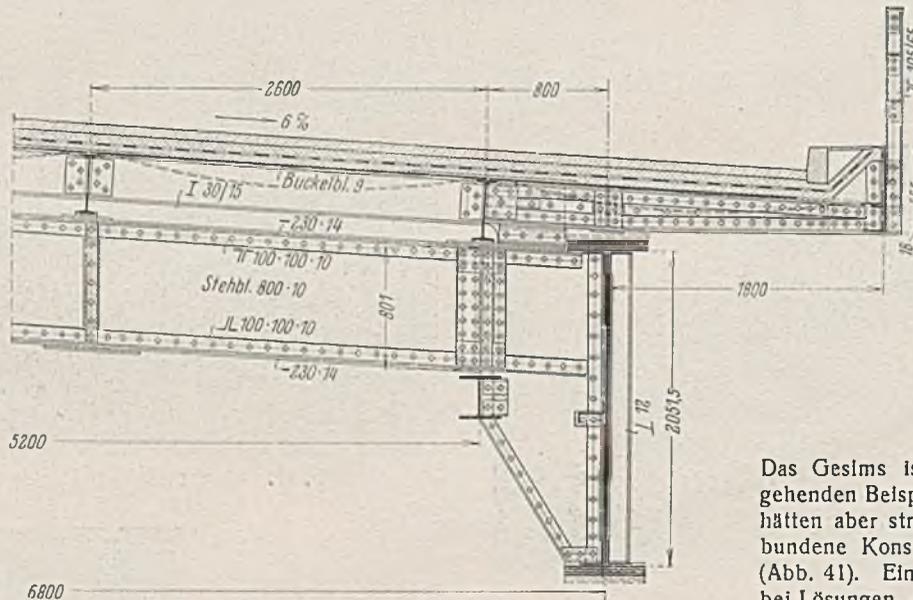


Abb. 40. Brücke über die Waldkappeler Bahn und Leipziger Straße in Kassel. Querschnitt.

¹¹⁾ Bautechn. 1936, Heft 36.

⁹⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1936, Heft 40.

¹⁰⁾ Bautechnik 1937, Heft 49.



Abb. 41.

Brücke über die Waldkappeler Bahn und Leipziger Straße in Kassel.

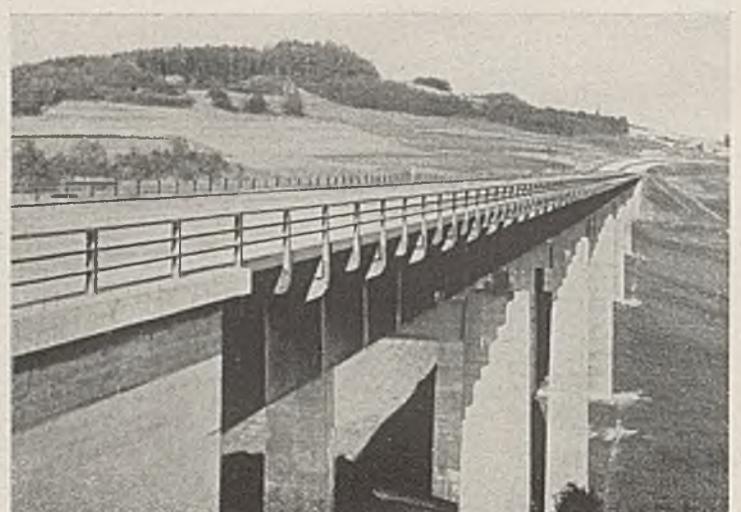


Abb. 42.

Talübergang Bergen, Ansicht vom Parkplatz aus.

sondern sie betont nach außen zeigen. Eine solche Ausführung zeigt eine Aufnahme des Hauptträgers vom Talübergang Bergen. Ein Lichtbild von dem fertigen Überbau zeigt, daß diese kräftige Betonung bei den sonstigen Ausmaßen der Brücke durchaus am Platze ist (Abb. 42). Ganz ähnlich ist bei der Fuldabrücke verfahren, bei der noch die

Zwischenpfosten für das Geländer wegen des geringen Abstandes der Konsolen weggelassen werden konnten (Abb. 43). In Fortsetzung des Gedanken seiner kräftigen Quergliederung der Hauptträger sind bei anderen Reichsautobahnbrücken auch die Geländerpfosten besonders kräftig gehalten. Die Gesamtansicht einer solchen Brücke zeigt aber,



Abb. 43. Fuldabrücke.



Abb. 44. Omaza-Viadukt.



Abb. 45. Brücke über die Glauchauer Mulde. Konsolansicht.

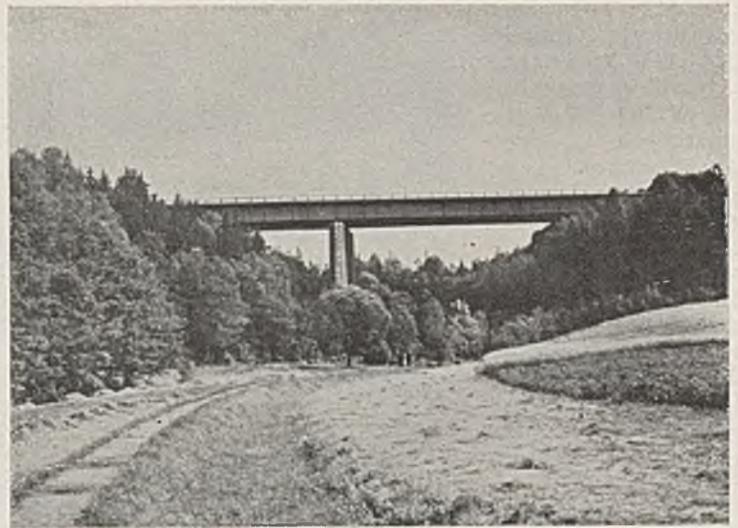


Abb. 48. Brücke über die Große Striepis.



Abb. 46. Lechbrücke bei Augsburg.

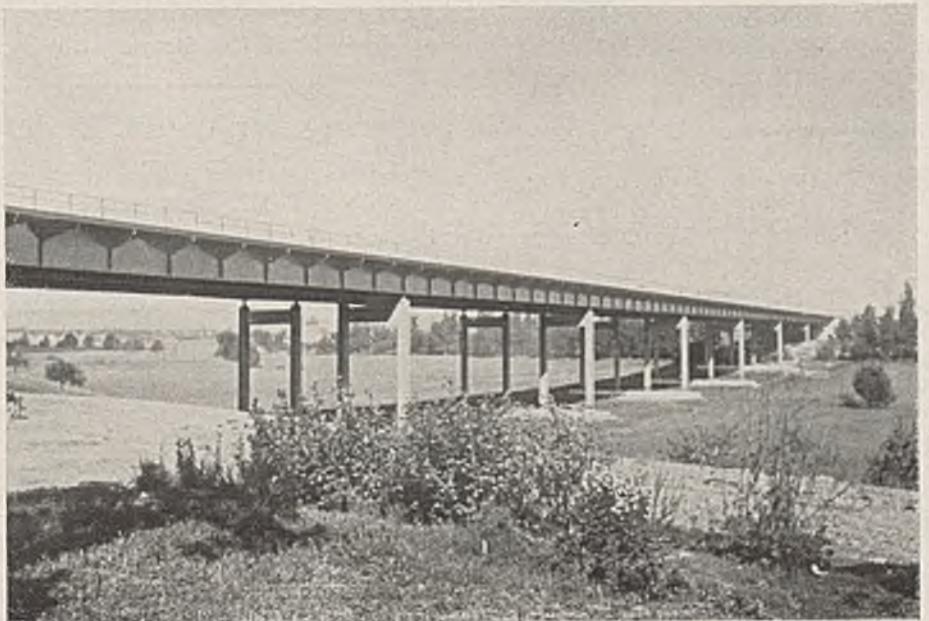


Abb. 47. Urselbachtalbrücke.

daß selbst diese kräftige Konsolausbildung, im ganzen gesehen, immer noch erträglich ist (Abb. 44)¹²⁾. Die einfachsten Lösungen ergeben sich, wenn eine Eisenbetonplatte unmittelbar auf die Hauptträger aufgelegt wird, eine Konstruktion, die jedoch meistens nur bei geschweißten Brücken angewendet wird. Einen Übergang hierzu bildet die Konsolausbildung bei der Brücke über die Glauchauer Mulde. Eine Eisenbetonplatte liegt unmittelbar auf den Hauptträgern und den Konsolen auf. Die Geländerpfeiler sind in die Platte eingelassen. Das Band des Betongesimses läuft ungebogen über die ganze Brücke durch (Abb. 45). Noch klarer und einfacher wird die Lösung, wenn man auf Konsole ganz verzichtet und die Eisenbetonplatte frei auskragen läßt. Bei geschweißten Brücken ist heute diese Lösung fast meist angewendet (Abb. 15, 26, 28 u. 29). Bei flach gestreckten Brücken wird die ruhige Wirkung des Betongesimses besonders angenehm empfunden.

Aus zahlreichen Abbildungen war zu erkennen, daß die Stahlbrücken bei einwandfreier, guter Formgebung durchaus mit anderen Brücken an Schönheit wetteifern können, ja, daß sie an Kühnheit der Ausführung diese sogar übertreffen. Gerade der Stahlüberbau mit seiner Leichtigkeit und Beschwingtheit mag oft Wirkungen erzielen, die anderen Baustoffen versagt sind. Eine so

¹²⁾ Bautechnik 1935, Heft 13 u. 17.

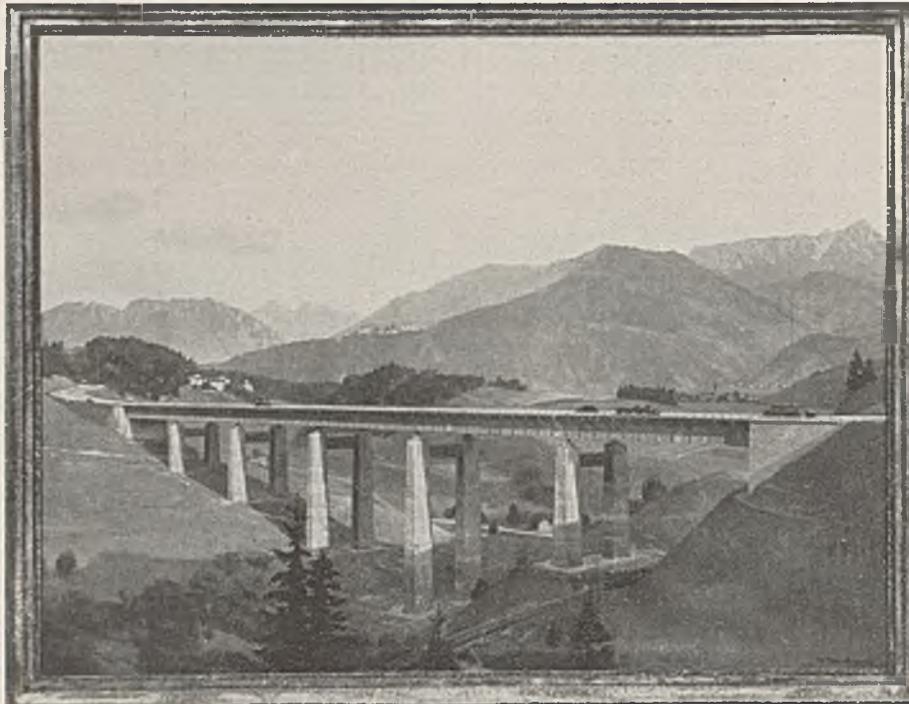


Abb. 49. Talübergang Bergen. Gemälde von Z. Diemer.

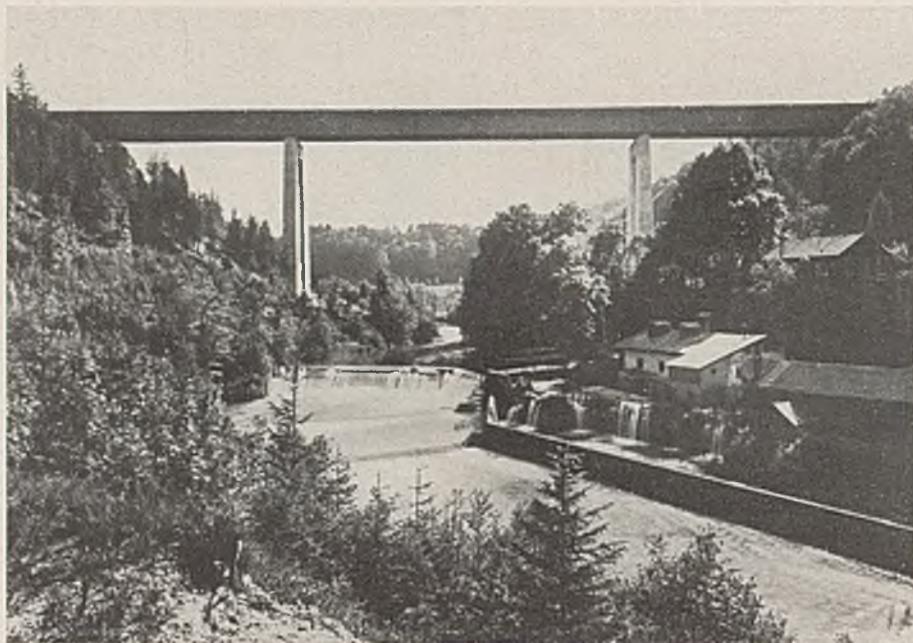


Abb. 50. Mangfallbrücke.

schlanke und leichte Lösung, wie z. B. bei der Lechbrücke bei Augsburg¹³⁾, läßt sich wohl in keinem anderen Baustoff als Stahl erzwingen (Abb. 46). Flüssig und züglig führt die Urselbachtalbrücke über das Tal hinweg, und die fast raumlosen Pendelpfeiler lassen den Blick frei und ungehindert in die Weite des Wiesengrundes schweifen (Abb. 47)¹⁴⁾. Auch wenn es gilt, ein stilles Waldtal möglichst unauffällig zu überbrücken, ermöglicht der Stahl die günstigsten Lösungen (Abb. 48). Nicht durch die Masse des Bauwerks oder durch besonderen Aufwand soll der Blick eingefangen werden, sondern leicht wie die Brücke und beschwingt wie die Autobahn gleitet das Auge des Beschauers hinweg über die Hügellandschaft auf die herrliche Bergwelt im Hintergrunde (Abb. 49). Der Stahl mit seinem geringen Materialaufwand läßt diese Bauwerke gewaltig und doch einfach und unaufdringlich mit Umwelt und Natur verwachsen (Abb. 50). —

Ich brachte im vorstehenden nur einen ganz kurzen Überblick über die Entwicklung und die wichtigsten Konstruktionsgrundsätze der großen Autobahnbrücken in Stahl, hoffe aber doch, mit diesem kurzen Rückblick auf das bisher Vollbrachte neue Anregungen für weiteres Schaffen und Arbeiten, für Verbesserung und Vervollkommnung gegeben zu haben.

¹³⁾ Bautechnik 1938, Heft 2.

¹⁴⁾ Bautechnik 1937, Heft 27/28.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder nach dem Gesetz vom 4. August 1904.

III. Bauwerke.

Von Oberregierungs- und -baurat i. R. Ostmann, Berlin, und Regierungsbaurat Keil, Münster i. W.

(Fortsetzung aus Heft 55, Jahrgang 1938.)

III. Brücken.

Das von den Oderregulierungsarbeiten betroffene Tal der unteren Oder wird von zwei alten Heerstraßen durchquert, die beide mit Dämmen durch das Bruch geführt sind und die Wasserläufe früher mit hölzernen Brückenbauwerken überschritten:

Der eine in der Höhe von Schwedt—Niederkränig, der andere nahezu 30 km weiter unterhalb in der Höhe von Mescherin—Greifenhagen. Da nach dem Regulierungsplan die bisher bei Schwedt vorüberfließende Stromoder an den Ostrand des Tals verlegt und die Stadt Schwedt an dem künftig so gut wie stromlosen schiffbaren Vorflutkanal Hohen-saathen—Friedrichsthal zu liegen kommen sollte, konnte zunächst von Änderungen an der Brücke in Schwedt selbst ebenso abgesehen werden, wie von Erweiterungen der zahlreichen im Zuge des Dammes liegenden über die einzelnen Fileße führenden Hochwasserbrücken. Dagegen mußte die bei Niederkränig über die Meglitze führende Brücke beträchtlich er-

weitert werden, ebenso wie die Brücke bei Greifenhagen, wenn die beiden Bauwerke den Anforderungen an die Vorflut nach dem Plan der Oderregulierung gerecht werden sollten.

a) Brücken im Zuge des Schwedt-Niederkräniger Dammes.

1. Geschichtliche Entwicklung. Der Schwedt-Niederkräniger Damm mit der Niederkräniger Osterstrombrücke, der Schwedter Brücke über die Wasserstraße Berlin—Stettin und den vier dazwischenliegenden Flutbrücken — Dammwiesenbrücke, Ratswiesenbrücke, Meglitzebrücke und Oderflutbrücke — ist in seiner heutigen Gestaltung erst in neuester Zeit entstanden, und zwar sind mit Ausnahme der Niederkräniger Straßenbrücke sämtliche Brücken erst nach der Oderregulierung gebaut worden und stehen mit ihr nicht in unmittelbarem ursächlichen Zusammenhang. Wenn auch die neuen Bauwerke bereits eingehend beschrieben und veröffentlicht worden sind, soll in folgendem dennoch ein kurzer ge-

schichtlicher und technischer Überblick über diesen wichtigen Oderübergang und seine Bauten gegeben werden, da seine neue Gestaltung durch Veränderung der Abflußverhältnisse nach dem Oderregulierungsentwurf maßgebend beeinflusst worden ist⁸⁾.

Der Schwedt-Niederkräniger Damm liegt im Zuge der alten Heerstraße vom Sachsenlande nach der östlichen Ostseeküste und ist seit Jahrhunderten bekannt. Er ist von vielen Armeen zur Durchquerung des Oertales benutzt, aber auch von manchem Heerführer zerstört worden. Im 16. Jahrhundert wurde der Damm, der vorher seit längerer Zeit vernachlässigt worden war, bis auf den Hauptarm bei Schwedt, über den eine Fähre den Verkehr vermittelte, wieder mit hölzernen Brücken versehen. Im folgenden Jahrhundert, im Dreißigjährigen Kriege, wurden die Brücken mehrmals von den kriegführenden Staaten abgebrannt und wieder aufgebaut. Im Jahre 1680 ließ der Große Kurfürst die erste Pfahljochbrücke über den Oderstrom bei Schwedt erbauen, die jedoch im Jahre 1736 durch Hochwasser zerstört, dann aber vom Markgrafen Friedrich Wilhelm wiederhergestellt wurde. Das gleiche Schicksal der Zerstörung und des Wiederaufbaues trifft die Brücken dieses Oderüberganges — einmal diese Brücke, einmal jene Brücke — im Siebenjährigen Kriege und in den Befreiungskriegen. Nach Beendigung der Befreiungskriege wurden die Schiffbrücke, die 1811 an Stelle der 1806 zerstörten Pfahljochbrücke über den Hauptoderarm bei Schwedt gebaut wurde, und die übrigen Brücken wiederhergestellt. Nachdem im Jahre 1830 durch Elsgang und Hochwasser der Damm mit seinen Brücken erheblich beschädigt und im Jahre 1837 die Oderschiffbrücke durch Eis wiederum zerstört worden war, wurde im Jahre 1838

die bis in die jüngste Zeit hinein — also fast ein Jahrhundert — in Betrieb gewesene hölzerne Pfahlbrücke errichtet, die den Oderstrom bei Schwedt mit 22 Öffnungen in einer Gesamtlänge von 270 m überbrückte und deren Pfahljoche durch hölzerne Eisbrecher geschützt waren. Gleichzeitig wurde in den nächsten Jahrzehnten eine Erhöhung des Dammes und eine Verringerung der Brückenzahl, die damals noch 13 betrug, durch Vergrößerung der übrigen

Brückenlängen vorgenommen. Als letztes Glied in der langen Reihenfolge dieser Verbesserungen wurden in den Jahren 1890 bis 1894 die beiden östlichen Brücken — die Bleichbrücke und die Kräniger Brücke — zu einer einzigen Brücke, der Niederkräniger Straßenbrücke, zusammengelegt, so daß der Damm nunmehr nur noch sechs Brücken — wie heute — aufwies.

2. Die Straßenbrücke bei Niederkränig. Die Straßenbrücke bei Niederkränig war die erste feste Brücke mit massiven Pfeilern und Widerlagern und drei eisernen Überbauten. Sie führte über den am östlichen Talrand entlang fließenden, Meglitze genannten Odernebenarm. Da der Straßenzug nicht rechtwinklig zur Meglitze übergeführt werden konnte, entstand eine rechtsschiefe Brücke. Die Hauptträger waren als Halbparabelträger ausgebildet; die Mittelöffnung hatte eine Stützweite von 50,50 m, die beiden Seitenöffnungen von je 37,43 m. Die mit einem Holzbelag versehene Fahrbahn wies eine Breite von 5 m auf, die beiderseits ausgekragten Fußwege waren je 1,50 m breit.

Durch die im Jahre 1906 beginnenden Oderregulierungsarbeiten wurde nun die Oderstrecke, die von Niedersaathen nach Schwedt führte und den östlichen Talrand erst wieder bei Nipperwiese erreichte, stillgelegt und dafür die Meglitze zum Hauptstrom ausgebaut. Die hierdurch bedingte Verbreiterung des Strombettes machte eine Verlängerung der Brücke erforderlich. In den Jahren 1910 und 1911 verschob man daher den linkseitigen Überbau nach Westen zu und fügte zwei neue Überbauten von 50,50 m Stützweite dazwischen, wodurch sich die heutige Anordnung mit fünf Überbauten ergab (Abb. 14). Gleichzeitig wurden die alten Überbauten verstärkt. Nähere Einzelheiten hierüber sind in dem Aufsatz von Sarrazin u. Hoffmann, Die zweite Verstärkung der Niederkräniger Straßenbrücke bei Schwedt a. d. O. enthalten⁹⁾. Die Kosten für die in diesem Aufsatz beschriebenen Erweiterungs- und Verstärkungsarbeiten im Jahre 1910/11 haben rd. 200 000 RM betragen. Hierzu ist zu bemerken, daß diese Kostensumme der einzige Betrag ist, der aus Mitteln des Fonds zur Verbesserung der Vorflut an der unteren

Oder zur Verfügung gestellt worden ist, da alle übrigen Erneuerungsarbeiten an dem Schwedt-Niederkräniger Damm und seinen Brücken, wie bereits betont, nicht im ursächlichen Zusammenhang mit den Oderregulierungsarbeiten stehen, infolgedessen sind sie von dem Unterhaltungspflichtigen, dem Preussischen Staat, allein ausgeführt worden.

Als Folge der bereits anfangs erwähnten Neugestaltung des Dammüberganges Schwedt-Niederkränig in den Jahren 1926 bis 1932, die insbesondere in dem Ersatz der hölzernen Flutbrücken durch Eisen- oder Eisenbetonbrücken bestand, wurde eine erneute Verstärkung der Niederkräniger Brücke erforderlich, da nunmehr der übrige Straßenzug, der bisher nur mit 3,5 t Gesamtlast befahren werden durfte, für Lasten der Brückenklasse I ausgebaut wurde. Diese zweite Verstärkung, die in den Jahren 1931 und 1932 ausgeführt wurde, ist in dem obenerwähnten Aufsatz eingehend beschrieben worden. Besonders erwähnenswert ist hierzu noch, daß am Schlusse dieses Aufsatzes die Verfasser die Frage erörtern, ob nicht statt der Verstärkung besser ein Neubau der Brücke vorgenommen worden wäre. Sie kommen dabei zu dem Schluß, daß die Verstärkung etwa nur $\frac{1}{4}$ der Kosten einer Erneuerung erforderte und daher in jenen Jahren des wirtschaftlichen Niedergangs aus Gründen der Sparsamkeit vorzuziehen war. Dagegen ist man, wenn man jetzt abschließend die Geschichte dieser Brücke betrachtet, wohl berechtigt, zu behaupten, daß bei der Erweiterung der Brücke in den Jahren 1910 und 1911 ein Neubau am Platze gewesen wäre. Die Brücke ist nämlich in ihrer jetzigen Gestaltung, wie sich im Laufe der Jahre herausgestellt hat, sowohl sehr gefahrlos für die Schifffahrt wie auch besonders hinderlich für die Eis-

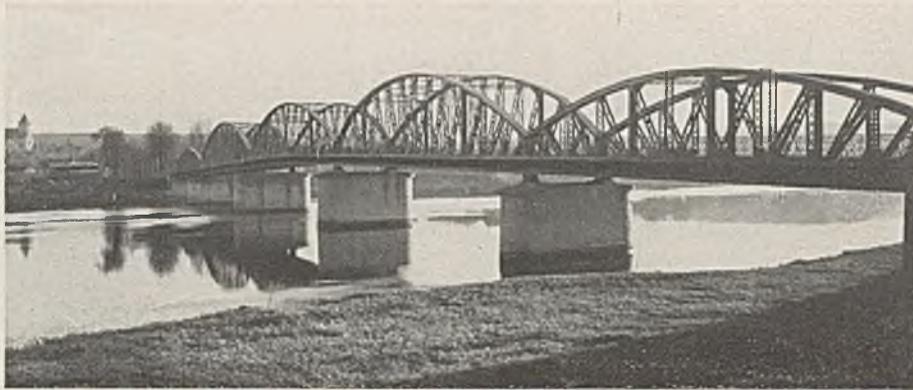


Abb. 14.

abführung. Dadurch, daß die Stromrichtung der verlegten Oder nicht genau in die Stromrichtung der früheren Meglitze gelegt werden konnte, stehen die Pfeiler jetzt schräg — etwa 6° — zum Strom. Hierdurch sind, wie in dem Abschnitt über die Schleuse Schwedt bereits erwähnt wurde, an der Brücke Stromverhältnisse entstanden, durch die es vor allem für stromabfahrende Schleppzüge sowie für Einzelfahrer ohne Triebkraft schwer ist, ohne Gefahr die Brückenöffnung zu

durchfahren. So ist denn auch hier schon mancher Schiffsunfall verursacht worden. Für die Eisführung sind ferner die drei im Strom stehenden Pfeiler ein Hindernis, da gerade an dieser Stelle der Übergang von der starken Strömung der oberen Oderstrecke zum Rückstau der unteren Strecke liegt und daher jedes Jahr vor der Brücke starke Eisversetzungen auftreten. Aus vorstehenden Ausführungen ersieht man, daß bei derartigen Stromverbesserungen die Frage: Erweiterung oder Neubau der vorhandenen Anlagen — in diesem Falle also der Brücke — nicht allein eine Kostenfrage sein darf.

3. Die Straßenbrücke bei Schwedt. Wenngleich auch seit dem Jahre 1912 die Stromoder, wie vorhin bereits ausgeführt, von Schwedt weg an den östlichen Talrand bei Niederkränig verlegt worden und die Alte Oder bei Schwedt nur noch Teilstrecke des stromlosen Kanals Berlin-Stettin war, so war doch die im Jahre 1838 erbaute Holzpfahlbrücke trotz des nunmehr fehlenden gefahrbringenden Hochwassers und Eisganges in keiner Weise mehr dem stark vermehrten Durchgangsschiffsverkehr noch dem sich zu immer größeren Lasteneinheiten entwickelnden Straßenverkehr gewachsen¹⁰⁾. Sie wurde daher als erste Brücke im Zuge der Neugestaltung des Schwedt-Niederkräniger Dammes in den Jahren 1926 bis 1928 erneuert. Die neue für eine Belastung nach Brückenklasse I erbaute Brücke ist eine rd. 180 m lange, aus Eisenbeton hergestellte Gewölbebrücke mit drei als Dreigelenkbogen durchgebildeten Überbauten von 39,2 m, 44,0 m und 50,4 m lichter Weite. Die Fahrbahn ist 5,20 m breit und stromab von einem 1,50 m breiten Bürgersteig und auf der anderen Seite von einem 0,50 m breiten Schrammbord begrenzt. Eine genaue Beschreibung der Bauart, des Bauvorganges und der Abmessungen der Brücke im einzelnen befindet sich in dem Aufsatz von Kaumanns, Neubau der Straßenbrücke über den Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin bei Schwedt a. d. Oder¹¹⁾.

4. Die vier Flutbrücken im Schwedt-Niederkräniger Damm. Man würde bei der durch den Neubau der Schwedter Brücke begonnenen

¹⁰⁾ Ausschlaggebend für den Ersatz der Brücke durch einen Neubau war aber, daß die Brücke im Jahre 1911 teilweise abbrannte und der immer mehr zunehmende Verkehr auf diesem Teil über eine Behelfsbrücke aufrechterhalten werden mußte.

¹¹⁾ Bautechn. 1928, Heft 29.

⁸⁾ Vgl. Bautechn. 1928, Heft 29; 1932, Heft 33; 1933, Heft 34 u. 36; Bauing. 1933, S. 233 ff.

⁹⁾ Bautechn. 1933, Heft 34 u. 36.

Verbesserung des wichtigen Oderübergangs Schwedt—Niederkränig auf halbem Wege stehengeblieben sein, wenn man nicht anschließend daran auch die vier noch als Holzbrücken bestehenden Flutbrücken auf der Dammstrecke — die Oderflutbrücke, die Meglitzbrücke, die Dammwiesenbrücke und die Ratswiesenbrücke — erneuert hätte. Aus dieser Erkenntnis heraus wurden dann auch diese vier Brücken in den Jahren 1930 bis 1932 durch gänzlich neue Brücken ersetzt. Alle vier Brücken sind wie die Schwedter Brücke für eine Belastung nach Brückenklasse I ausgeführt worden. Die Neubauten sind bereits eingehend in folgenden Aufsätzen behandelt: Sarrazin u. Gorges, Neubau der Oderflutbrücke im Schwedt-Niederkräniger Oderdamm¹²⁾; Kaumanns u. Sarrazin, Brückenneubauten im Schwedt-Niederkräniger Oderdamm¹³⁾.

Aus diesem Grunde erübrigt es sich, hier näher auf die Einzelheiten der Bauten und der Bauausführung einzugehen. Nachfolgend sollen daher zur Vervollständigung des Gesamtbildes nur einige wichtige Angaben über die einzelnen Brücken gemacht werden:

Die Oderflutbrücke — erbaut 1930 — ist eine Eisenbetonbalkenbrücke — Gerberträger — mit sieben Öffnungen von rd. 132 m Durchflußweite. Sie hat eine 6 m breite Betonfahrbahn mit einem Fußweg von 2,50 m Breite auf der Nordseite und einem Schrammbord von 0,50 m Breite auf der Südseite erhalten.

Die Dammwiesenbrücke — erbaut 1931 — und die Ratswiesenbrücke — erbaut 1932 —, die ebenfalls wie die Oderflutbrücke als Gerberbalkenbrücken aus Eisenbeton hergestellt sind, haben drei und zwei Öffnungen mit einer Gesamtstützweite von 54 m und rd. 30 m. Auch die Querschnittsausbildung der Fahrbahn ist bei beiden Brücken die gleiche wie bei der Oderflutbrücke. Mit den aus wenigen einfachen Stäben hergestellten Geländern machen alle drei

Brücken einen schlanken leichten Eindruck, so daß sie gut in die flache Wiesenlandschaft des Odertales hineinpassen.

Wegen der Tiefe des Meglitz-Altarms an der Brückenbaustelle ließ sich die letzte der vier Flutbrücken, die Meg-

litzbrücke, die ebenfalls 1931 erbaut wurde, ohne erhebliche Mehrkosten leider nicht in der gleichen Bauweise ausführen. Die Meglitz wurde daher durch eine Stahlbrücke von rd. 66 m Stützweite überbrückt, die als Trapezträger mit steigenden und fallenden Diagonalen ausgebildet wurde. Die Fahrbahn liegt zwischen den Hauptträgern und hat gleichfalls 6 m Breite mit zwei Schrammborden von je 0,50 m. Auf der Nordseite ist ein 2,50 m breiter Fußweg auf Kragträgern angeordnet. Die Fahrstraße ist als Eisenbetonfahrbahn ausgebildet, die auf einem aus Längs- und Querträgern bestehenden stählernen Fahrbahnrost ruht.

b) Brücken im Zuge des Greifenhagen-Mescheriner Dammes.

1. Geschichtliche Entwicklung. Dieser Oderübergang ist seit Anfang des 14. Jahrhunderts geschichtlich nachgewiesen. Wann hier die ersten Brücken über die beiden Stromarme angelegt worden sind, läßt sich dagegen nicht mehr feststellen. Bekannt ist nur, daß dieser Übergang im Dreißigjährigen Kriege mehr als einmal eine bedeutende Rolle gespielt hat, und daß er bis dahin auch im Frieden für Handel und Verkehr besondere Wichtigkeit besessen haben muß. Im Jahre 1640 wurden beide Brücken von den abzulehenden Schweden verbrannt und später, als im Westfälischen Frieden die Provinz Pommern an Schweden fiel, von ihnen auch nicht wieder erneuert, da Schweden natürlich für diese entlegenen Landesteile nichts übrig hatte. Auch später, als durch den Stettiner Frieden im Jahre 1720 ein Teil von Vorpommern und damit beide Ufer des Stromes wieder zu Preußen kamen, hatte der wirtschaftlich schwache Preußische Staat für umfangreiche Brückenbauwerke keine Mittel zur Verfügung, zumal sich die Bevölkerung wohl inzwischen so an den brückenlosen Zustand gewöhnt hatte, daß man die eingerichtete Fährverbindung als ausreichend empfand. Erst die Erbauung der Eisenbahn Berlin—Stettin anfangs der 50er Jahre des 19. Jahrhunderts legte der Bevölkerung östlich der unteren Oder, also namentlich der Leitung des Kreises Greifenhagen, den Gedanken nahe, einen dauernden Landanschluß an den neuen Verkehrsweg zu suchen. So wurden nach

langen Verhandlungen in den Jahren 1857 bis 1860 mit einem Kostenaufwande von 125 000 Talern (375 000 RM) die beiden hölzernen Jochbrücken bei Greifenhagen und Mescherin errichtet. Der Staat leistete damals einen Zuschuß von 37 000 Talern, wogegen der Kreis Greifenhagen die weitere Verpflichtung übernehmen mußte, im Anschluß an die Brücken entsprechende Kunststraßen anzulegen. Die Unterhaltung der beiden Brücken hatte zunächst die Stadt Greifenhagen übernommen, der zur Erleichterung dieser Auflage ein Recht auf Erhebung von Brückengeld zugestanden wurde. Bereits im Jahre 1861 übergab sie jedoch gegen eine Ablösungssumme von 35 000 Talern die Unterhaltungsverpflichtung an den Kreis, der bis 1935 unterhaltungspflichtiger Eigentümer der Brückenbauwerke war, d. h. bis zu dem Zeitpunkte, wo der über die beiden Brücken führende Straßenzug nach dem Gesetz vom 26. 3. 1934 — R. G. Bl. I, S. 243/45 — zur Reichsstraße erklärt wurde.

Die alten Bauwerke, die bis zum Abbruch etwa 55 Jahre dem Verkehr gedient haben, waren hölzerne Jochbrücken mit massiven Landwiderlagern; die zahlreichen Öffnungen — bei Greifenhagen 22, bei Mescherin 10 — wurden durch doppelte Hängewerke aus schweren Holzbalken von 11 bis 13 m Spannweite überbrückt. Zum Schutze eines jeden Pfahljoches stand oberstrom ein kräftiger Eisbock, weil der Eisgang auf der unteren Oder den Brücken, wie die Zerstörung von fünf Öffnungen bei dem Eisgang am 6. April 1888 gezeigt hat, manchmal recht starke Beanspruchungen zugemutet hat. Da bei der Anlage der Bauwerke allzu hohe und lange Rampen vermieden werden sollten, lagen die Brückenbahnen nur etwa 4 bis 5 m über dem mittleren Wasserstand der Oder; infolgedessen hatte zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt bei höheren Wasserständen in jeder der

beiden Brücken je ein Schiffsdurchlaß von 9 bis 10 m Lichtweite angelegt werden müssen; diese wurden durch Portalzugbrücken mit doppelten Klappen verschlossen und durch ständige Brückenwärterbedient. — Die Länge der Greifenhagener Brücke betrug etwa 280 m, die der Mescheriner 150 m, ihre nutzbare Breite 6,2 m. Die Brückenbahn und die Tragwerke vermochten

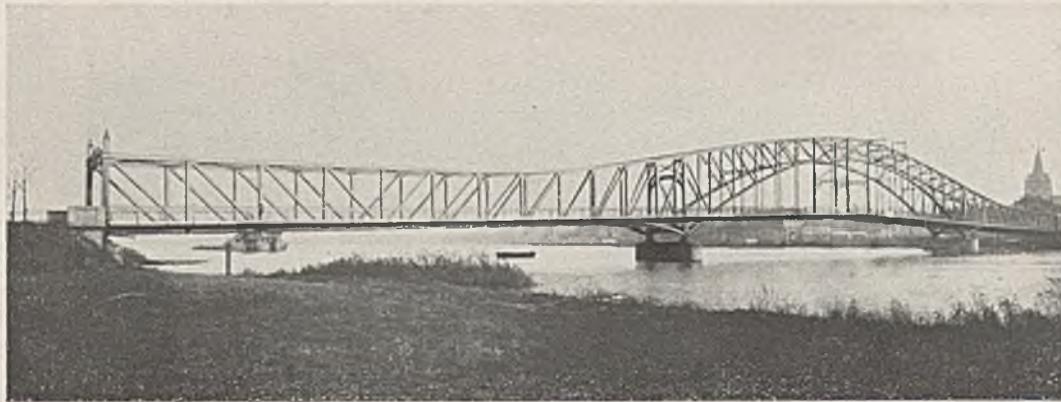


Abb. 15.

den Wagenlasten von höchstens 5 t (100 Ztr.) zu tragen. Der Verkehr bestand bis zum Ende des 19. Jahrhunderts lediglich aus örtlichen, und zwar vorwiegend landwirtschaftlichen Fuhrwerken, insbesondere Heuwagen und Rübenfuhrern nach den benachbarten Zuckerfabriken. Nur in den Zeiten der Heuernte, Juli und August, sowie während der Hauptarbeit der Zuckerfabriken, Oktober bis Dezember, übertraf er wesentlich den sonst nur etwa auf 100 Fahrzeuge am Tage ermittelten Durchschnittsverkehr. Trotzdem machten sich, besonders eben zur Zeit der Heu- und Rübenenernte, die Störungen für den Landverkehr durch das häufige Öffnen der Schiffsdurchlässe immer unangenehmer bemerkbar, je mehr die Oderschifffahrt zunahm; andererseits verzögerte auch die mühsame und zeitraubende Durchfahrt der Schleppzüge durch die engen Schiffsdurchlässe den Schifffahrtbetrieb immer mehr.

War somit ein Umbau der Brücken zur Sicherung des Land- und Schiffsverkehrs in absehbarer Zeit nicht von der Hand zu weisen, so war er in Verbindung mit den Oderregulierungsarbeiten, wenn die Abführung der Hochwassermengen in dem geplanten Umfang unschädlich für die Niederung vor sich gehen sollte, unvermeidbar. Aus diesem Grunde war es auch nicht zu umgehen, daß der Staat als Unternehmer der Oderregulierung sich mit einem namhaften Betrage an dem Brückenumbau beteiligte. Nach jahrelangen Verhandlungen kam zwischen Kreis und Staat eine Vereinbarung dahin zustande, daß

- a) der Kreis den Umbau unter Aufsicht und nach den Plänen der Staatsbauverwaltung vornahm und für diese Arbeiten (feste Brücken ohne Schiffsdurchlässe) die Bauherrnrolle sowie später die Unterhaltung der neuen Brücken übernahm,
- b) die Staatsbauverwaltung einen einmaligen Zuschuß von 600 000 RM zu den im ganzen auf 900 000 RM ermittelten Kosten leistete.

2. Die Brücke bei Greifenhagen. Damit während der Bauausführung die Herstellung einer besonderen Notbrücke gespart werden konnte, wurde das neue Bauwerk unmittelbar oberhalb der alten Jochbrücke errichtet. Die Brücke besteht aus einem stählernen Überbau mit massiver Fahrbahn von 5,0 m Breite, 0,6 m breiten Kutscher- und beiderseitigen je 1,5 m breiten Fußsteigen, der ein Eisengewicht von 1120 t besitzt und außer von den beiden massiven Landwiderlagern von zwei

¹²⁾ Bautechn. 1932, Heft 33.

¹³⁾ Bauing. 1933, S. 233 ff.

Strompfeilern getragen wird. Auf diese Weise sind die zahlreichen Hindernisse für Vorflut und Eisgang, die durch die Holzjoche gebildet wurden, beseitigt worden; das Bauwerk konnte infolgedessen um nahezu 40 m im ganzen kürzer werden als die alte Holzbrücke und dennoch, auch infolge Vertiefung des Querschnitts, einen weit größeren nutzbaren Abflußquerschnitt erhalten, als ihn die alte Brücke aufgewiesen hatte.

Das Gewicht der Landwiderlager mußte bei dem unsicheren Baugrunde und bei der Größe der Lasten mittels Pfahlrost auf den tragfähigen Baugrund übertragen werden. Die Strompfeiler wurden im Luftdruckverfahren von festen Gerüsten aus abgesenkt. Dabei wurden das erstmal in Deutschland als Senkkasten solche aus Eisenbeton verwendet.

Der stählerne Überbau, der mit seiner Unterkante auf 40 m Breite in der Mitte 4 m über dem zur Zeit der Entwurfsbearbeitung bekannten HHW von NN + 2,36 (6. 4. 1888, s. Abb. 3), also, auf NN + 6,36 m liegt, mußte so ausgebildet werden, daß er die Möglichkeit bot, in Not- und Einzelfällen für die Baggergeräte der Wasserbauverwaltung sowie für die großen Eisbrechdampfer, die ihre Aufbauten nicht bis auf 4,0 m abnehmen können, eine Öffnung in der Fahrbahn frei zu machen. Daraus ergab sich beinahe zwangsläufig die gewählte, aus Abb. 15 ersichtliche Trägerform, die als Gerberscher Träger mit Gelenken im Mittelfelde ausgebildet worden ist. Die Seitenöffnungen haben je 72 m Stützweite, die Mittelöffnung 103 m.

Die Einzelheiten können hier übergangen werden, da sie schon früher ausführlich dargestellt worden sind¹⁴⁾.

3. Die Brücke bei Mescherin.

Da die Westoder als Vorfluter künftig eine geringere Bedeutung hat als bisher, so konnte die Mescheriner Brücke in ihrer Länge ebenfalls wesentlich eingeschränkt werden. Sie hat gegenüber der bisherigen Länge von 150 m nur eine solche von 135 m erhalten (Stützweite des Mittelträgers 57 m, die der Seitenträger je 38 m)

(Abb. 16). Ihr Eigengewicht betrug 315 t. Trotz dieser Verringerung der Gesamtlänge ist ihr leistungsfähiger wasserführender Querschnitt ebenso wie der der Greifenhagener Brücke wesentlich günstiger als der der alten Brücke.

Bei dieser Brücke liegt die Verkehrsbahn ganz zwischen den Hauptträgern. Da die Brücke nur etwa halb so lang wie die Greifenhagener ist und der Fußgängerverkehr über die Westoder bei weitem nicht so stark ist wie der über die Oder, so konnten hier die ausgekragten Fußsteige gespart werden. Die Möglichkeit, sie nachträglich anzubringen, ist aber vorgesehen worden.

Sie ist ebenfalls als Gerberscher Träger mit Gelenken im Mittelfelde ausgebildet. Die Träger haben aber hier eine andere Form erhalten, da auf den Einbau eines Baggerdurchlasses nicht Rücksicht genommen zu werden brauchte (Abb. 16).

Da der Baugrund auch hier bis 8 und 10 m unter Gelände recht fragwürdig war, so blieb für die Gründung keine andere Wahl als dieselbe Bauweise, wie sie bei der Greifenhagener Brücke angewendet worden ist.

Auch für dieses Bauwerk braucht auf Einzelheiten nicht eingegangen zu werden, da diese an derselben Stelle wie die Mitteilungen über die Greifenhagener Brücke bereits früher veröffentlicht sind. —

Beide Brücken wurden gemeinsam vergeben und nach einem einheitlichen Bauplan errichtet. Die Greifenhagener Brücke wurde im Frühjahr 1911 begonnen und am 31. Januar 1913 in Betrieb genommen, der Bau der Mescheriner Brücke wurde im Herbst 1911 angefangen und im September 1913 beendet. Die Unterbauten hat die Firma Dyckerhoff & Widmann, Zweigniederlassung Dresden, ausgeführt, während die stählernen Überbauten von der Firma Hein, Lehmann & Co., Berlin-Reinickendorf, geliefert und aufgestellt wurden.

Die gewählten Bauweisen und die getroffenen Anordnungen haben sich im allgemeinen bewährt. Lediglich der Handantrieb für das Maschinenwerk des Baggerdurchlasses an der Greifenhagener Brücke hat sich nicht als ausreichend erwiesen, obwohl seine Benutzung nur wenige Male im

Jahre erforderlich wird. Wenn auch das Öffnen vorher jedesmal öffentlich bekanntgegeben und die Zeit für die Durchführung der Baggergeräte auf die Nachtstunden verlegt wird, so werden doch mit zunehmendem Kraftwagenverkehr Unterbrechungen des Landverkehrs von mehreren Stunden, selbst des Nachts, auf die Dauer kaum ertragen werden können.

c) Wirtschaftsbrücke bei Gartz.

Nach den Ausbauplänen für die Oderregulierung bestand nicht die Absicht, außer den beiden in den vorstehenden Abschnitten beschriebenen festen Oderübergängen bei Schwedt und Greifenhagen einen weiteren Übergang auf der Zwischenstrecke zu schaffen. Da die Entfernung der beiden vorhandenen Verbindungen aber immerhin beinahe 30 km beträgt, war es nicht zu verwundern, daß nach Beginn der Oderregulierungsarbeiten recht bald Stimmen laut wurden, die im Zusammenhang mit diesen Arbeiten einen weiteren Oderübergang verlangten. Diese Bestrebungen gingen hauptsächlich von den Städten Gartz und Fiddichow aus, und zwar vertrat jede Stadt den Plan eines Oderüberganges querab ihrer Ortslage. Die Stadt Gartz führte als Begründung für ihren Plan an, daß früher an dieser Stelle bereits eine Verbindung mit dem jenseitigen Ufer bestanden habe, die im Jahre 1318 unter der Herrschaft des Herzogs Otto I. von Pommern errichtet, nach jahrhundertelanger Vermittlung des Verkehrs zwischen den Orten am rechten Oderufer und Gartz jedoch im Dreißigjährigen Krieg zerstört wurde. Außerdem seien durch die Herstellung des Marwitzer Durchstiches die Bewohner der am rechten Oderufer liegenden Dörfer von dem Odertal völlig abgeschnitten, so daß sie die wertvollen Oderwiesen nur unter den größten Schwierigkeiten

bewirtschaften könnten. Ein auf Veranlassung der zuständigen Ministerien aufgestellter überschläglicher Entwurf stellte die Kosten für diese Verbindung mit rd. 1.500.000 RM fest. Der Vorschlag der Stadt Fiddichow, einen Oderübergang von Fiddichow über die Teerofenbrücke (s. Tafel untere, Nr. 14) nach Westen hin zu bauen, hatte dem Gartz' Entwurf gegenüber den Vor-



Abb. 16.

teil, daß die Kosten nur rd. 950.000 RM betragen hätten, da hier nur eine große Strombrücke zu bauen war. Die Stadt begründete ihren Plan insbesondere mit der völlig vereinsamten Lage der Stadt seit der Eröffnung der rd. 5 km östlich verlaufenden Bahnstrecke Stettin—Küstrin im Jahre 1872, die den gesamten wirtschaftlichen Verkehr des östlich von Fiddichow liegenden Hinterlandes von Fiddichow weg nach den Städten Greifenhagen und Königsberg gezogen habe. An Hand der von dem Bauamt für die Oderregulierung in Greifenhagen aufgestellten Entwürfe für die beiden geplanten Straßenverbindungen Gartz—Marwitz und Fiddichow—Teerofen wurde die Frage ihrer Bauwürdigkeit von den zuständigen Ministerien nach der technischen und wirtschaftlichen Seite hin eingehend geprüft. Das Ergebnis dieser Prüfung war, daß den die Pläne verfolgenden Städten Gartz und Fiddichow im Jahre 1911 und 1912 eröffnet werden mußte, daß ein allgemeines, über den engeren Ortsbereich hinausgehendes Bedürfnis dieser Straßenverbindungen nicht bestehe und daher staatlicherseits von einer Weiterverfolgung dieser Pläne Abstand genommen werden müsse. Damit waren diese Pläne der durchgehenden Straßenverbindungen endgültig gescheitert; denn die Kosten waren zu hoch, als daß sie, selbst bei Zuschuß etwaiger Ersparnisse aus der Oderregulierung (Wegfall von Kahnschleusen u. dgl.) von den Gemeinden und Interessenten allein hätten getragen werden können.

Nun richtete sich das Bestreben der Städte Gartz und Fiddichow darauf, wenigstens eine Wirtschaftsbrücke über die Westoder bzw. Oder zu erhalten. Die Verhandlungen hierüber wurden zunächst durch den Weltkrieg unterbrochen, im Jahre 1919 jedoch wieder aufgenommen. Während die Stadt Fiddichow nach einer erneuten Ablehnung ihrer Pläne durch den Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten im Jahre 1919 auch den Plan des Baues einer Wirtschaftsbrücke aufgab, waren die Bemühungen der Stadt Gartz, eine Wirtschaftsbrücke zu erhalten, schließlich von Erfolg gekrönt. Es sollen daher nachfolgend einige Angaben über die Zweckbestimmung und die Baugeschichte dieser Wirtschaftsbrücke, die durch den Einsturz im Jahre 1926 in weiten Kreisen der Bauwelt bekanntgeworden ist, gemacht werden.

Durch die Arbeiten zur Verbesserung der Vorflut an der unteren Oder sind die Verkehrsverhältnisse im Odertal durch den Bau neuer

¹⁴⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1921, S. 617 ff.

Wasserläufe, durch Zuschüttung, Abdämmung und Verlegung alter Wasserläufe und Wege u. dgl. zum großen Teil grundlegend geändert worden. Hierdurch wurde an vielen Stellen auch eine Umstellung des Heuwerbsverkehrs, der in den Poldern fast ausschließlich in Frage kommt, erforderlich. Der Ausbau des Odertals sah die Heuwerbung entweder auf dem Wasserwege oder auf dem Landwege, mittels Fähren zur Überquerung der breiten Ströme oder, wo über diese feste Brücken vorhanden waren, ausschließlich auf dem Landwege vor. Man erkennt, daß die Betriebskosten bei der Heuwerbung auf dem Wasserwege unvergleichlich höher sind als bei der Heuabfuhr mittels Fähren oder gar ausschließlich auf dem Landwege, und man versteht daher durchaus das Bestreben der Gemeinden und Interessenten, ihr Heu aus dem Odertal auf dem Landwege werben zu können. Dieses Bestreben wird noch verständlicher, wenn man bedenkt, daß gerade auf der Höhe von Gartz durch die Herstellung des Marwitzer Durchstichs die infolge der Oderregulierung entstandene Veränderung im Odertal besonders einschneidend gewesen ist; denn vor dem Bau des Durchstichs konnte der größte Teil der Wiesenerträge im jetzigen Mittelpolder von den Dörfern am östlichen Talrande, insbesondere Marwitz, auf dem Landwege abgefahren werden. Das zum Gartzter Gebiet gehörende Wiesengelände, das rd. 8 km lang und 2 bis 3 km breit ist, umfaßt eine nutzbare Wiesenfläche von rd. 1500 ha.



Abb. 17.

Die durchschnittliche Jahresernte wurde vor dem Kriege auf rd. 240 000 Ztr. Heu geschätzt. Man ersieht aus diesen Zahlen, wie eng verbunden die Wirtschaft der Stadt Gartz mit dem Wiesenpolder ist. Um so mehr war es daher für die Stadt und die Wiesenbesitzer nötig, die Trennung des Wiesengebiets von den östlichen Randdörfern und die dadurch eintretende Minderung der Nutzungsmöglichkeit der meist Gartzter Bürgern gehörenden Wiesen wieder weltzumachen durch möglichst wirtschaftliche Heuwerbung. Die Sonderentwürfe der Oderregulierung sahen für die Heuwerbung in diesem Gebiet nach dem Osten zu Kahnverkehr und, wo die alten Wegeverbindungen noch bestanden, zum Teil auch Fährbetrieb, nach dem Westen zu, also zur Stadt Gartz, nur Kahnverkehr vor. Hier sollte eine Kahnschleuse im Zuge der Kreuzfahrt den Verkehr mit dem Poldergebiet oberhalb Gartz, die Schiffschleuse am Schloo den Verkehr mit dem mittleren Poldergebiet und eine Kahnschleuse im Zuge der Krümmen Reglitz den Verkehr mit dem Poldergebiet unterhalb Gartz vermitteln. Auf Veranlassung des Delchverbandes an der unteren Oder wurde jedoch beschlossen, die beiden Kahnschleusen nicht zu bauen und dafür je zwei Fähren einzurichten, wobei der Deichverband sich verpflichtete, für den entsprechenden Ausbau des Wegenetzes zu sorgen. Dies bedeutete schon eine wesentliche Verkehrsverbesserung für die Heuwerbung gegenüber dem Kahnverkehr. Durch die Umstellung der Heuwerbung von Kahnverkehr auf Landverkehr — wenn auch mit Fähren — stiegen die Aussichten für den Bau der Wirtschaftsbrücke. Nach weiteren Verhandlungen erklärten sich dann schließlich der Reichsverkehrsminister und der Preußische Minister für Landwirtschaft, Domänen und Forsten Ende 1925 bereit, die durch den Wegfall der vier Fähren zu ersparenden Kosten in Höhe von 70 000 RM als Zuschuß zu den Brückenbaukosten zu geben. Da außerdem der Deichverband inzwischen die Aufnahme einer Anleihe von 250 000 RM für den Bau der Wirtschaftsbrücke beschlossen hatte, die von der Stadt Gartz als Bauherrin der Brücke verzinst und getilgt werden sollte, war der Brückenbau endgültig gesichert.

Über den Bau der ersten Brücke, ihren Einsturz und den Bau der Ersatzbrücke sind ausführliche Beschreibungen bereits veröffentlicht. Eine

zusammenfassende Darstellung der Bauvorgänge und insbesondere eine eingehende Beschreibung der jetzigen Brücke ist in dem Aufsatz von Bruno Müller, Der Neubau der Wirtschaftsbrücke über die Westoder bei Gartz¹⁵⁾ enthalten. Nachfolgend mögen daher auch hier einige kurze Angaben genügen. Die erste von der Stadt Gartz in den Jahren 1925 und 1926 gebaute Brücke war eine Eisenbetonbogenbrücke, wie sie in den Nachkriegsjahren auch anderwärts hier und da gebaut wurden, die heute aber insbesondere wegen ihres unschönen Aussehens allgemein verworfen werden. Die mittlere Brückenöffnung hatte eine Stützweite von 58,20 m, die beiden Seitenöffnungen Stützweiten von je 37,70 m. Die Fahrbahn hatte eine Breite von 5 m und beiderseits Schrammborde von je 0,40 m Breite. Die massiven Pfeiler und das stadtseltige Widerlager wurden bis auf den tragfähigen Baugrund hinabgeführt, während das wiesenseitige Widerlager auf Betonpfählen gegründet wurde. Die Brücke wurde am 19. September 1926 — eine Woche vor der Einweihung — durch Einsturz des wiesenseitigen Strompfeilers zerstört. Dieser Einsturz hat seinerzeit wegen der vielfach umstrittenen Ansichten über seine Ursache — höhere Gewalt oder Baufehler — erhebliches Aufsehen in der Fachwelt nicht nur Deutschlands, sondern auch des Auslandes erregt, was in zahlreichen Veröffentlichungen zum Ausdruck gekommen ist¹⁶⁾. Es erübrigt sich daher, nochmals näher hierauf einzugehen.

Während nach Beseitigung der eingestürzten Brückenteile zunächst die Absicht bestand, wegen der erheblichen Kosten einer neuen Brücke den Verkehr durch zwei Motorfähren aufrechtzuerhalten, gelang es der Stadt Gartz doch schließlich noch, den Bau einer Ersatzbrücke durch weitgehendes Entgegenkommen von Reich, Land, Provinz und Kreis zu erreichen, indem das Reich zunächst auf die Erstattung der rd. 166 000 RM betragenden Wegräumungskosten der alten Brücke verzichtete und die Preußische Regierung 250 000 RM für eine neue zur Verfügung stellte. Da außerdem Provinz und Kreis je einen Zuschuß von 45 000 RM leistete und aus Mitteln des Oderregulierungsfonds nochmals 60 000 RM bereitgestellt wurden, standen für den Neubau 400 000 RM als Bausumme zur Verfügung. Entwurfsbearbeitung und Bauleitung der Brücke wurde dem Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt übertragen. Mit dem Bau der Brücke wurde im Mai des Jahres 1928 begonnen; ihre Fertigstellung und Einweihung folgte am 5. Juni 1929. Genaue Einzelheiten des Brückenbaues und der Brückenabmessungen sind, wie bereits erwähnt, in dem oben angezogenen Aufsatz von Bruno Müller enthalten. Nähere Ausführungen hierüber erübrigen sich daher in diesem Zusammenhange. Der Vollständigkeit halber sei nur erwähnt, daß, da die Brücke an derselben Stelle errichtet werden mußte wie die eingestürzte Brücke und die beiden Pfeilerstümpfe unter der Flußsohle noch im Boden steckten, die Pfeiler der neuen Brücke außerhalb der alten Pfeiler angeordnet wurden, was der Durchgangsschiffahrt zugute kam. Hierdurch war auch die Wahl eines Stahlüberbaues bedingt. Es wurde für die Mittelöffnung, die eine Stützweite von 74,90 m erhielt, ein Zweigelenkbogen mit Zugband und ausgekragten Seitenarmen gewählt. Die 30,54 m breiten Seitenöffnungen wurden durch eingehängte Balken überbrückt, um die noch von der alten Brücke vorhandenen Widerlager möglichst zu entlasten. Die Breitenaufteilung der Fahrbahn ist die gleiche wie bei der eingestürzten Eisenbetonbrücke. Wenn die Brücke auch als Wirtschaftsbrücke nur in den Heuerntezelten voll ausgenutzt wird, so hat sich doch in den neun Jahren, die sie nun dem Wirtschaftsverkehr dient, der Vorteil dieses Bauwerks gezeigt, indem die Werbungskosten und Werbungsarbeit für die Wiesenbesitzer erheblich geringer sind und das Wagnis bei dem Heueinbringen, das beim Kahnverkehr und Fährbetrieb noch sehr groß ist, hier fast gänzlich beseitigt ist. Es kann daher behauptet werden, daß die Kostenbeträge, die die Oderregulierung in Höhe von 70 000 und 60 000 RM für den Brückenbau beigesteuert hat, trotz der durch den Brückeneinsturz verursachten erheblichen Übertreibung des Bauwerks gut angelegt sind und dazu beigetragen haben, dem Oderregulierungswerk an dieser Stelle zum Erfolg zu verhelfen. Dies wird in noch verstärktem Maße der Fall sein, wenn nach der hochwasserfreien Eindeichung ein Teil des jetzigen Wiesenpolders beackert wird und die Brücke dann noch erheblich mehr benutzt werden wird (vgl. Aufsatz IV).

d) Eisenbahn- und Straßenbrücken in und oberhalb der Stadt Stettin.

Da die zahlreichen Brücken in und oberhalb des Stettiner Stadtbezirks für die Abflußverhältnisse auf den Oderarmen von großer Bedeutung sind, möge im folgenden ein kurzer Überblick über die technischen Erörterungen gegeben werden, die seinerzeit bei Aufstellung des Oderregulierungsentwurfs und auch bei dem späteren Neubau von Brücken in diesem Gebiete maßgebend gewesen sind.

¹⁵⁾ Bautechn. 1926, Heft 55, S. 846; 1930, Heft 3, S. 35; Heft 53/54, S. 777; 1931, Heft 12, S. 162; Heft 40, S. 587; 1932, Heft 27, S. 361; B. u. E. 1926, Heft 15, S. 274; 1927, Heft 1, S. 19; Heft 2, S. 37; Heft 3, S. 53; Heft 6, S. 126; Heft 12, S. 223; Bauing 1927, Heft 7, S. 109; Schweiz. Bauztg. Bd. 89, Heft 12; Z. d. O. I A V 1930, Heft 17/18.

¹⁶⁾ Bautechn. 1930, Heft 53 u. 54, S. 777.

Es liegt auf der Hand, daß der Erfolg der großzügigen Ausbauarbeiten an der Oder durch die Oderregulierung sehr fraglich gewesen wäre, wenn am unteren Ende der Ausbaustrecke durch unzureichende Brückenquerschnitte die Vorflut behindert worden wäre. Es wurden daher bei den hydraulischen Berechnungen auch die Abflußverhältnisse im Stettiner Bezirk mit untersucht. Wenn auch zugegeben werden muß, daß diese Berechnungen bis zu einem gewissen Grade nur theoretischen Wert haben, da dieses Gebiet schon ganz im Rückstau des Haffs liegt, so konnte doch rechnerisch nachgewiesen werden, daß, abgesehen von einigen kleinen Querschnittserweiterungen an den Eisenbahnbrücken über die Große Reglitz, die Durchflußprofile für den Abfluß der Wassermengen bei GW, EHW und HHW genügen. Und zwar war es möglich, die gesamten Wassermengen in der Weise abzuführen, daß bei dem höchsten Hochwasser von 3200 m³/sek rd. $\frac{3}{5}$ durch die Große Reglitz in den Dammschen See, d. h. durch die Eisenbahnbrücke bei Podejuch, Finkenwalde und die Straßenbrücke am Zollhaus, und rd. $\frac{2}{5}$ durch die Stettiner Brücken in die Oder unterhalb Stettin geleitet wurden. Demgemäß konnte auch bei der Umgestaltung der Eisenbahnanlagen im Odertal bei Stettin auf eine Offenhaltung der kleineren durchgehenden Wasserläufe — der Kleinen Reglitz und des Brinkenstromes — verzichtet werden. Die beiden Stromarme — die Große Reglitz und die Oder (als Verlängerung der Westoder) — hatten gleichfalls Profile, die eine restlose Abführung der Hochwassermengen ohne Zuhilfenahme des Mittelpolders ermöglichten. So wurden denn auch die später errichteten Talübergänge — die Überführung der Reichsbahnstrecke Scheune—Altdamm zwischen Güstow und Podejuch im Jahre 1928 und der Reichsautobahnen zwischen Schillersdorf und Klütz in den Jahren 1935 und 1936 — derart ausgeführt, daß der Mittelpolder durch einen hochwasserfreien Damm durchquert wurde und die Abflüßmengen den zugehörigen Brücken wie bei den vorhandenen Bauwerken zugewiesen wurden. Dementsprechend wurden die Durchflußprofile so gewählt, daß die Brücken über den östlichen Wasserlauf — die Reichsbahnbrücke der Strecke Scheune—Altdamm bei Podejuch und die Reichsautobahnbrücke bei Klütz — rd. $\frac{3}{5}$, die entsprechenden Brücken über den westlichen Wasserlauf — die Reichsbahnbrücke bei Güstow und die Reichsautobahnbrücke bei Schillersdorf — rd. $\frac{2}{5}$ des höchsten Hochwassers abzuführen vermögen. Um die Brückenweite nicht allzu groß wählen und die Flußquerschnitte unter den Brücken gegenüber dem anschließenden Querschnitte möglichst nicht verändern zu müssen, wurde es jedoch für den Abfluß des höchsten Hochwassers für unbedenklich erachtet, an einzelnen Brücken kleine Staukurven von rd. 8 bis 10 cm Höhe zuzulassen.

Aus vorstehenden Ausführungen ersieht man also, daß eine Heranziehung der Mittelpolder für die unschädliche Abführung des höchsten Hochwassers im Stettiner Stadtbezirk nicht erforderlich ist. Dies hat den wesentlichen Vorteil, daß bei einer etwaigen hochwasserfreien Eindeichung eine Erhöhung des höchsten Hochwasserspiegels nicht eintritt, was für die Deichhöhe auf der oberhalb liegenden Strecke von besonderer Bedeutung ist (vgl. Aufsatz IV, Schlußsätze).

e) Die Brücken über den Vorflutkanal.
(Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal.)

Außer den vorstehend beschriebenen Brückenbauwerken von besonderer Bedeutung war in Verbindung mit den Oderregulierungsarbeiten noch eine Reihe mittlerer und kleinerer Brückenbauwerke zu errichten. Die Bauwerke mittleren Umfangs, also solche mit Stützweiten von etwa 40 bis 50 m, waren ausschließlich notwendig, um die durch den Ausbau des früheren Hohensaathener Vorfluters zur Schifffahrtstraße (Hohensaathen—Friedrichsthal) entstehenden Wegeunterbrechungen aufrechtzuerhalten. Da diese Wasserstraße sich teils aus alten erweiterten Wasserläufen, teils aus einigen größeren Durchstichen zusammensetzt, so sind diese Brücken, von denen die bei Schwedt infolge besonderer Behandlung (s. o.) ausscheidet, in drei Gruppen zu teilen:

- a) die Brücken, die als Ersatz bereits vorhandener angelegt wurden, Nr. 1 bis 7 der folgenden Tafel,
- b) die Brücken, die über den neuen Durchstich Crlawen—Schwedt führen, Nr. 8 bis 10 der folgenden Tafel,
- c) und die Brücken, die über den neuen Durchstich Schwedt—Friedrichsthal führen, Nr. 11 bis 14 der folgenden Tafel.

Alle 14 Brücken wurden nach einheitlichen Grundsätzen ausgeführt, wie die nachfolgende Tafel, die alle maßgebenden Grundlagen enthält, erkennen läßt. Dabei wurde davon ausgegangen, daß die Bauwerke bei höchstem künftig zu erwartendem HW eine lichte Höhe von mindestens 4 m auf wenigstens 15 m Breite aufweisen sollten. Da sich das tatsächliche HHW (vgl. dasjenige vom 11. November 1930) nicht so hoch eingestellt hat wie das den Entwürfen zugrunde gelegte, so ist für die lichte Höhe ein Betrag von etwa 0,70 bis 0,80 m gewonnen worden; bei mittleren Wasserständen erhöht sich das lichte Höhenmaß bis auf 6 m und wächst bei dem bisherigen SoMW auf rd. 7 m an. Die gesamte Lichtweite der Brücken zwischen den vorspringenden Leinpfaden beträgt über 36 m. Die Breite der Leinpfade ist auf der Ostseite (rechts) zu 2,5 m, auf der Westseite zu 1 m bemessen worden.

Sämtliche Brücken liegen rechtwinklig zum Kanal. Da die alte Lunower Brücke ein wenig schräg zur heutigen Wasserstraßenrichtung, etwa 81°, lag und das alte östliche Widerlager beim Neubau beibehalten werden konnte, so zeigt diese Brücke für beide Träger ungleichmäßige Stützweiten, nämlich 41,20 m für den südlichen (oberhalb gelegenen) und 41,95 m für den nördlichen stromab liegenden Träger. Die Brücke besitzt daher rechts ein trapezförmiges Endfeld.

Die Widerlager sämtlicher Brücken sind aus Stampfbeton mit Verblendung durch rote Klinker hergestellt. Da der Baugrund auf der ganzen Strecke nicht zuverlässig war, so mußten überall künstliche Gründungen angewendet werden. Diese bestehen für die Brücken Nr. 1 bis 10 aus Beton zwischen Spundwänden; bei Nr. 11 wurden die Widerlager auf Pfähle gesetzt. Obwohl diese bis in den festen Kies reichen, haben die Widerlager nach Herstellung der hohen Rampen dem starken Erddruck der Hinterfüllung nicht ganz standgehalten und sich ein wenig nach vorn geneigt. Um diesem Übelstande bei den drei nördlichsten Brücken vorzubeugen, wurden bei Nr. 12 bis 14 Senkbrunnen angewendet, indem jedes Widerlager auf einen rechteckigen Brunnen gesetzt wurde. Diese Gründungen haben den Erwartungen entsprochen.



Abb. 18.

Um die Gründungen durch die erforderlichen Flügel nicht zu sehr an Ausdehnung gewinnen zu lassen, wurden diese rechtwinklig angeordnet und ausgekragt. Die für den Leinpfad erforderlichen Anschlüsse wurden durch senkrechte Ufersicherungen ausgeführt. Diese bestehen aus 12 cm dicken Eisenbetonplatten zwischen einem Ständerwerk aus I 20 und C 20 von 4 m Länge. Die Anschlüsse sind nach einem Halbmesser von 10 bis 11 m abgerundet; jeder zweite Eisenständer ist nach einem großen gemeinsamen Betonklotz verankert.

Der Überbau wurde aus Flußeisen hergestellt, und zwar wurden dazu überall, außer in Neuenzoll, Parabelträger gewählt. Da die Brücken sämtlich lediglich dem Wirtschaftsverkehr zwischen den Dörfern und dem Bruch dienen sollten, so wurde es bei der landespolizeilichen Prüfung für ausreichend gehalten, als Belastungsgrundlage für die Berechnung einen beladenen Heuwagen von 4,25 t Gesamtlast bei 2,75 m Achsstand und im übrigen Menschengedränge von 400 kg/m² anzunehmen. Infolgedessen konnte man mit einer leichten Fahrbahnordnung aus doppeltem Holzbelag auskommen; dieser besteht aus einem 8 cm dicken unteren Kiefernbelag und aus einem 5 cm dicken oberen Belag, der mit Rücksicht auf die starke Abnutzung aus Eichenholz hergestellt wurde. Lediglich die Fahrbahn der Schwedter Schöpfwerkbrücke wurde etwas stärker ausgeführt, nämlich aus 12,5 cm dicken unteren Bohlen, weil hier Vorsorge getroffen werden mußte, daß jederzeit Kohlenfuhrn zum Schöpfwerk gebracht werden können und daß die Auswechslung von Kesseln und sonstigen schweren Maschinenteilen immer bequem ermöglicht werden mußte.

Dementsprechend wurde auch die Brückenbreite überall nur gering bemessen, nämlich zu 3,30 m für die Fahrbahn und 2 · 0,60 m für die angrenzenden Kutschersteige. Die alte Neuenzoller Brücke hatte nur 3 m Fahrbahnbreite, wogegen die neue 3,70 m bei allerdings nur 0,40 m breiten Kutschersteigen erhalten hat. Auf diese Weise wurde erreicht, daß die Achsen der Hauptträger im allgemeinen nur 4,73 m Abstand voneinander haben, und daß man mit verhältnismäßig geringen Quer- und Längsträgerhöhen auskam. Schließlich ist dadurch auch das Gesamteisengewicht der einzelnen Brücken auf 45 bis 50 t herabgedrückt worden. Die Bauhöhe beträgt infolgedessen im allgemeinen nicht mehr als 0,60 m.

Eine Besonderheit bot die Brücke bei Neuenzoll insofern, als man dort, wo der verhältnismäßig geringste Verkehr nach dem Polder stattfand, einen alten Überbau für ausreichend hielt. Infolgedessen wurde nach Erbauung der neuen Lunower Brücke der Überbau der dortigen alten Brücke, der erst 1889 hergestellt, also damals erst rd. 20 Jahre alt war, mit Hilfe von drei Finowkähnen ausgefahren (Abb. 18) und auf die neuen Widerlager der Neuenzoller Brücke aufgesetzt. Dort hat er noch

Brücken über den

Lfd. Nr.	km der Wasserstraße Berlin—Stettin	Bezeichnung der Brücke	Stützweite m	Lichtweite zwischen den Leinpladen	Lichte Höhe bei HHW m	Bauunterkante über NN	HHW über NN 11. XI. 1930	SoMW (1926 bis 1930) über NN	Art der Gründung der Widerlager
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	94,0	Neuenzoll { alte Brücke .	51,53	45,55	4,80	7,07	2,28	+ 0,44	Beton zwischen Spundwänden
1 a			neue Brücke .	42,00	40,40	5,02	7,25	2,28	
2	98,9	Lunow { oberhalb . . .	41,95	37,95	4,87	7,13	2,26	+ 0,41	desgl.
3	102,3	Stolzenhagen . . .	41,20	36,62	4,90	7,15	2,25	+ 0,39	
4	105,5	Stolpe	41,20	36,62	4,89	7,13	2,25	+ 0,36
5	108,2	Altgalow	41,20	36,62	4,84	7,07	2,23	+ 0,35	
6	110,0	Stützkow	41,20	36,62	4,78	7,00	2,23	+ 0,33
7	114,2	Criewen	41,20	36,62	4,75	6,96	2,22	+ 0,31	
8	116,2	Zützen	41,20	36,62	4,81	7,02	2,21	+ 0,29	Beton ohne Spundwände
9	117,8	Landgraben	41,20	36,62	4,79	6,99	2,20	+ 0,28	
10	119,4	Schwedter Schöpfwerk .	41,20	36,62	4,78	6,98	2,20	+ 0,27	Beton zwischen Spundwänden desgl.
11	123,8	Schelddamm	41,20	37,06	4,84	6,98	2,20	+ 0,27	Beton auf Pfählen zwischen Spundwänden
12	125,8	Vierraden	41,20	36,62	5,21	7,31	2,16	+ 0,27	viereckiger Senkbrunnen östlich 6,05 × 5,75 westlich 5,25 × 5,75
13	128,0	Gatow	41,20	36,62	5,10	7,12	2,12	+ 0,26	
14	130,9	Teerofen	41,20	36,62	5,07	7,07	2,06	+ 0,26	

bis zum Jahre 1934 Dienst getan, mußte dann aber einem Umbau weichen, weil sich im Laufe der Zeit so viele Mängel, insbesondere in der nicht ausreichenden Heftnietung bemerkbar machten, daß die Verkehrspolizei seine weitere Verwendung nicht mehr glaubte zulassen zu dürfen.

Die anschließenden Rampen sind überall von der Wasserbauverwaltung mit ausgeführt worden, doch ist ihre Unterhaltung den bisherigen Wegeunterhaltungspflichtigen, auf der Landseite den Gemeinden und Gütern, auf der Bruchseite, soweit diese dort nicht mehr in Frage kommen, dem Deichverband für das Oderbruch verblieben.

Die Kosten der einzelnen Brücken haben je nach dem Umfang der erforderlichen Gründung 40 000 bis 55 000 RM betragen. Für die eisernen Überbauten, die alle in der Zeit von 1908 bis 1916 beschafft worden sind, sind durchschnittlich 250 bis 330 RM je t Flußeisen bezahlt worden; dagegen hat der eiserne Überbau der Neuenzoller Brücke im Jahre 1934 480 RM je t gekostet.

Im Schutze der Deiche gehen die Landwirte jetzt in den Poldern vielfach zur Trockenwirtschaft über. Um ihre Äcker pflügen und bestellen zu können, müssen sie mit Dampf- und Motorpflügen über die Brücken fahren und ihre Säe- und Düngerstreumaschinen in die Polder befördern können. Für diese sind die Brücken aber zu schmal, für jene zu leicht. Außerdem verursacht der hölzerne Bohlenbelag starke Unterhaltungskosten, deren Höhe von der Häufigkeit und der Schwere der über ihn fahrenden Lasten maßgebend beeinflusst wird.

Wenn die Brücken auch nach den Festsetzungen der Landespolizeibehörde entsprechend den damaligen Bedürfnissen gebaut worden sind und den Beteiligten zweifellos ein Rechtsanspruch auf eine nachträglich geforderte größere Tragfähigkeit und auf größere Breitenabmessungen nicht zusteht, so wäre es doch vom heutigen Standpunkte zweckmäßiger gewesen, wenn man vorausschauend die Brücken etwas breiter und mit massiver Fahrbahn, vielleicht unter geldlicher Beteiligung der Benutzer ausgeführt hätte.

IV. Die übrigen Bauwerke.

Während in den vorstehenden Abschnitten die Hauptbauwerke der Oderregulierung und die im Zusammenhang mit diesen Arbeiten nur mittelbar in Verbindung stehenden Bauten beschrieben worden sind, sollen im folgenden die übrigen Bauwerke, die als Einzelbauten zwar größtenteils klein, in ihrem gesamten Zusammenwirken dafür aber nicht minder bedeutungsvoll sind, behandelt werden. Ihrer Zweckbestimmung nach sind diese Bauwerke in zwei Hauptgruppen einzuteilen, in die der Wasserbewirtschaftung dienenden und die den Wirtschaftsverkehr vermittelnden Bauwerke. Unter die erste Gruppe fallen die Ein- und Auslaßbauwerke, unter die zweite Gruppe die Kahnschleusen, Fähren, Ablagen und Kahnüberschleppen, wobei betont werden muß, daß die Kahnschleusen auch gleichzeitig der Wasserbewirtschaftung dienen.

a) Die der Wasserbewirtschaftung dienenden Bauwerke.

1. Zweck und Anordnung. Wie schon an verschiedenen anderen Stellen ausgeführt, ist der Plan der Verbesserung der Vorflut an der unteren Oder darauf aufgebaut, die geschaffenen Polder vor dem die

Ernte vernichtenden Sommerhochwasser zu schützen, im Winter dagegen über die Polderwiesen das düngende Oderwasser zu leiten. Dies geschieht in der Weise, daß bei den Mittelpoldern auf der Oderseite — insbesondere am oberen Ende der einzelnen Polder — Einlaßbauwerke, in den unteren Abschlußdeichen und an der Westoder dagegen Auslaßbauwerke angeordnet sind. Bei den Randpoldern sind, soweit sie nicht hochwasserfrei eingedelt worden sind, in gleicher Weise je nach der Poldergröße ein oder mehrere Ein- und Auslaßbauwerke errichtet worden. Entsprechend der Zweckbestimmung der einzelnen Bauwerke, wonach diese entweder nur für die Winterüberflutung, oder aber auch für eine Frischwasserzuführung bzw. eine Niedrigwasserentwässerung im Sommer und schließlich auch — wie bei den Kahnschleusen — für den Wirtschaftsverkehr bestimmt sind, unterscheidet man drei verschiedene Arten von Ein- und Auslaßbauwerken, und zwar:

- die Deichlücken, bei denen die Drempelsohle ungefähr in Höhe des Vorlandes — also über MW — liegt,
- die Siele, deren Drempel in mehr oder weniger großer Tiefe unter dem NNW liegen, und
- die Kahnschleusen, bei denen die Drempelhöhe sich nach dem Kahnverkehr (Tiefgang der Fahrzeuge bei NNW) richtet.

Die Kahnschleusen sind meist in den unteren Poldern anzutreffen, da hier die Heuwerbung wegen des niedrigliegenden Geländes noch vorwiegend auf dem Wasserwege geschieht.

Bevor die Bauwerke beschrieben werden, möge eine kurze Übersicht über die Zahl und Anordnung der Hauptbauwerke, nach Poldern geordnet, gegeben werden (s. hierzu Abb. 2). Bei den beiden oberen Poldern geschieht, da der westlich verlaufende Kanal als Hauptvorfluter für das Oderbruch dient, daher größere Wassermassen nicht aufnehmen kann, die befruchtende Durchströmung im Winter in der Weise, daß das Wasser durch die drei großen Einlaßbauwerke Peetzig, Criewen und Niedersaathen zunächst in den Criewener Polder eintritt. Aus diesem wird es durch die in dem Trennungsdeich Niedersaathen—Schwedter liegenden drei Deichlücken — Eichenwehr, Eichwerder See und Dewingraben — in den anschließenden Schwedter Polder übergeführt. Drei weitere Deichlücken im oberen Teile des Schwedter Polders — Niederhof, Niederkränig und Neuendamm — leiten weitere Frischwassermengen unmittelbar in diesen Polder. Der Austritt des Wassers aus dem Schwedter Polder geschieht durch die drei Deichlücken im unteren Querdeich am Schnellen Graben, an der Grube und an den Vogelsangwiesen. Ein Teil des Wassers fließt auch durch die Freifluter des Schöpfwerkes Nipperwiese wieder in die Oder, bei starkem Gefälle in der Oder wirkt sogar die Deichlücke Neuendamm nicht als Einlaß-, sondern als Auslaßbauwerk. Aus vorstehenden Ausführungen erkennt man, daß in diesen Poldern eine Längsdurchflutung stattfindet, indem das Wasser am oberen Ende von der Oder abgeleitet wird und am unteren Ende wieder in die Oder zurückfließt.

Anders ist es bei den drei unteren Mittelpoldern. Hier findet mehr eine Querdurchflutung von der Oder zur Westoder, die in der Regel einen niedrigeren Wasserstand hat, statt. Im Fiddichower Polder tritt das Wasser an sieben Stellen ein, und zwar durch die an der Schwedter

Vorflutkanal.

Unterkante zu NN		Tiefster Punkt d. Kanalprofils über NN	Art der Hauptträger	Baukosten in RM	Bauzeit	Bemerkungen	
Spundwand	Beton						
11	12	13	14	15	16	17	
- 1,70	+ 0,20	- 2,84	Halbparabelträger	26 900	1910	Überbau 1859 in Lunow neu, im Jahre 1910 nach Neuenzollverfahren; dadurch Baukosten gering. Im Jahre 1934 erbaut. Hohe Kosten infolge hohen Gewichts und hohen Eisenpreises.	
- 6,0	- 2,84	- 2,84	Parabelträger 10Felder	82 000	1934		
- 5,10	- 3,15	- 2,85	Parabelträger	49 800	1910/11		
- 5,20	- 3,60	- 2,85	Parabelträger 10Felder	45 300	1911		
- 5,20	- 3,65	- 2,86	desgl.	49 700	1911		
- 5,20	- 3,70	- 2,86	"	47 000	1911		
östl. - 6,70, westl. - 7,20	- 5,18	- 2,86	"	52 400	1910/11		Höhere Baukosten infolge tieferer Gründung.
- 5,20	- 3,70	- 2,87	Parabelträger	43 500	1908/09		
-	- 3,62	- 2,87	desgl.	44 400	1908/09		
- 5,0	- 3,57	- 2,88	"	46 300	1908/09		
- 3,75	- 3,62	- 2,88	"	46 100	1908/09	Für Einzellasten bis 13 t berechnet.	
östl. - 3,20	- 2,05	- 4,26	Pfähle	46 000	1911 bis 1913	Zu Nr. 11: Moor bis NN - 7,50, darunter mooriger Sand bis NN - 9,50, dann scharfer Sand bis NN - 10,40, darunter Kies. Die Brückenwiderlager zeigen Bewegungen, die nach Herstellung der Rampen begonnen haben und heute noch nicht abgeschlossen sind.	
westl. - 3,80	- 1,75						
östl. - 9,9	westl. - 10,6	- 4,32	UK Senkbrunnen	53 300	1912 bis 1917		
-	- 5,70						
-	- 5,70	- 4,38	"	46 400	1912 bis 1916	Die höheren Baukosten bei Nr. 12 u. 13 gegenüber Nr. 14 sind dadurch begründet, daß die Vollendung von Nr. 12 u. 13 erst in den Kriegsjahren möglich war.	
-	- 5,80	- 4,46	"	39 500	1913/14		

Querfahrt im oberen Querdeich befindlichen Deichlücken an der Welse, an den Weidewiesen und an der Faulen Pleetzig und durch die an der Oder gelegene Enkelseeschleuse, durch das Einlaßbauwerk an der Krummen Oder, die Deichlücke an den Strauchwiesen und die Kahn-schleuse Fiddichow. Es fließt aus dem Polder in die Westoder ab durch die vier Bauwerke: Siel am Gutmundsee, Deichlücke am Gutmundsee, Kumpentochschleuse und Mummertsiel. Beim Gartzter Polder sind folgende Bauwerke vorhanden:

sechs Einlaßbauwerke an der Oder:

Deichlücke am Großen Bruch und am Schmalen See, Kahn-schleuse Marwitz, Schiffschleuse bei Marwitz, Dewitzschleuse und Schauenseeschleuse;

sieben Auslaßbauwerke an der Westoder:

Küstergrabensiel, Deichlücke am Geesower Graben, Siel an der Krummen Reglitz, Schiffschleuse bei Gartz, Siel am Glambeck und an der Kreuzfahrt, Kahn-schleuse an der Scholwer Grube.

Man sieht, daß bei diesem Polder die Einlaßbauwerke bereits vorwiegend aus Kahn-schleusen bestehen. Bei den Auslaßbauwerken war dies ursprünglich auch vorgesehen, jedoch wurden hier die Kahn-schleusen wegen des Baues der Gartzter Wirtschaftsbrücke überflüssig. Schließlich findet im Schillersdorfer Polder die Querdurchflutung durch folgende Bauwerke statt:

neun Einlaßbauwerke an der Oder:

Schanzgrabenschleuse, Deichlücke am Breiten Bruch, Kahn-schleusen an der Schillersdorfer Fahrt, an der Seeglitz, an der Downen Holzgrube, Eichwerder, an der Schnellen Holzgrube, am Borchardsgraben und an der Oberen Wobnitz;

neun Auslaßbauwerke im unteren Querdeich bzw. an der Westoder:

Deichlücke am Kurzen Graben, Untere Wobnitzschleuse, Kahn-schleuse Curow, Niederzahren, Schillersdorf, am Kuhbruch und am Krummen Ort, Zollbruch-Deichlücke und Zollbruch-Siel.

Man erkennt, daß bei diesem Polder die Ein- und Auslaßbauwerke fast ausschließlich aus Kahn-schleusen bestehen.

Von den Randpoldern ist insbesondere der Marwitzer Polder bedeutsam. Er hat wie die oberen Mittelpolder gleichfalls Längsdurchströmung, die durch elf teils als Siel, teils als Deichlücken hergestellte Bauwerke bewirkt wird.

2. Deichlücken (Ein- und Auslaßbauwerke). Die Deichlücken dienen in erster Linie der Durchflutung der Polder mit düngendem Wasser bei Wasserständen, die die Krone der Sommerdeiche nicht überschreiten. Weiterhin haben sie die Aufgabe, bei höheren Winterhochwasserständen dazu beizutragen, daß die Wassermengen, die zur Entlastung der Stromschläuche durch die Polder abfließen sollen, möglichst schnell in diese eingeleitet und am unteren Ende aus diesen wieder herausgeleitet werden. Durch diese zweite Aufgabe sollen sie also die Überflutung der Sommerdeiche bei Winterhochwasser unterstützen und insbesondere zum Schutze der Deiche vor deren Überströmung den Polderwasserstand heben und damit ein Wasserpolster schaffen.

Aus den vorstehenden Ausführungen geht hervor, daß die Deichlücken zum Teil Einlaßbauwerke, zum Teil Auslaßbauwerke sind. Die meisten Deichlücken dienen als Einlaßbauwerke; da die Auslaßbauwerke neben der Winterüberflutung in der Regel auch der Senkung des Polderwasserstandes bei Niedrigwasser dienen müssen, so sind diese Bauwerke vielfach als Auslaßsiele gebaut worden.

Wie die Bezeichnung „Deichlücke“ schon sagt, sind diese Bauwerke nichts anderes als Öffnungen in den Erddeichen, die sich durch bewegliche Einbauten schließen lassen. Die Unterkante der Öffnungen liegt dementsprechend in Höhe des vorhandenen Geländes, während die Oberkante der Verschlusskörper ungefähr in Höhe der Deichkrone liegt, so daß im Sommer bei geschlossener Deichlücke ein Einströmen des Sommerhochwassers — im äußersten Falle also des Entwurfshochwassers von 1600 m³/sek — nicht möglich ist. Die Breite der einzelnen Deichlücken ist, je nach ihrer Lage und ihrer Bedeutung für die Be- und Entwässerung der Polder, verschieden bemessen worden.

Die ersten Deichlücken wurden von dem Bauamt für die Oderregulierung in Greifenhagen für den Marwitzer Polder entworfen und ausgeführt. Diese Bauwerke bestehen aus zwei Landwiderlagern mit dazwischenliegender Betonsohle. Da der aus Sandboden bestehende tragfähige Baugrund von einer Moorschicht überlagert ist, stehen die Bauwerke auf Pfahlrosten. Zur Aufnahme des durch die Widerlager übertragenen Erddrucks sowie des bei geschlossener Deichlücke auftretenden Wasserüberdrucks sind 5:1 geneigte Schrägpfähle eingefügt worden. Ferner ist zum Schutze der Bauwerke gegen Unterspülung und Hinterströmung nach der Stromseite zu eine Längsspundwand angeordnet, die beiderseitig 4 m seitwärts über die Widerlager hinaus in den Deich geführt ist. Auf den Widerlagern ruht eine 1 m breite Dienstbrücke, die aus zwei durch einen waagerechten Verband gegeneinander abgestützten I-Trägern besteht und die gesamte Deichlücke überspannt.

Bei den zuerst im Marwitzer Polder ausgeführten Deichlücken wurden die Deichöffnungen durch Losständer in einzelne Abschnitte von etwa 3 bis 4 m Weite unterteilt. Diese aus Differdinger Trägern bestehenden Losständer stützten sich gegen Drempeel und Dienstbrücke und wurden beim Öffnen der Bauwerke um am Drempeel angebrachte Drehgelenke auf die Sohle umgelegt. Zwischen die Losständer wurden Dammbalken eingebracht, die im Bedarfsfalle durch vorgeworfenen Lehm Boden abgedichtet werden sollten.

Diese Bauart hat sich jedoch nicht bewährt. Zunächst ließ die Wasserdichtigkeit der Dammbalkenverschlüsse sehr zu wünschen übrig, obgleich die Balkenquerschnitte so ausgebildet waren, daß der darüberliegende Balken mit einem 5 cm hohen Falz außen über den darunterliegenden übergriff, die dichtenden Flächen mit kräftigen Teerstricken benagelt wurden und schließlich die Dammbalken noch mit eisernen Zugstangen verspannt waren. Die Undichtigkeit hatte ihren Grund vor allem darin, daß die Dammbalken den größten Teil des Jahres hindurch trocken lagerten und sich dabei leicht verwerfen konnten. Weiterhin war das Einsetzen und Wiederentfernen der Dammbalken sehr mühsam und zeitraubend, so daß der Deichverband bei den vielen Bauwerken später all-

jährlich erhebliche Bedienungskosten aufzubringen gehabt hätte. Aus diesen Gründen wurde daher, bevor der Bau weiterer Deichlücken in Angriff genommen wurde, auf dem Bauhof in Greifenhagen eine Versuchsdeichlücke errichtet, an der Dichtigkeitsversuche mit drei verschiedenen Verschlussarten — mit gewöhnlichen Dammbalken, mit gefalzten Dammbalken und mit eisernen Schütztafeln — durchgeführt wurden. Diese Versuche bestätigten die bei den fertigen Bauwerken gemachte Erfahrung, daß nicht nur die gewöhnlichen, sondern auch die gefalzten Dammbalken, selbst wenn sie noch mit eisernen Zugstangen verspannt wurden, schon bei geringem Überdruck nicht annähernd dicht zu bekommen waren. Dagegen blieb die bei den gleichen Voraussetzungen durch ein eisernes Schütz versetzte Öffnung fast vollständig dicht. Bei diesem Ergebnis und da eine als Klappe ausgebildete eiserne Schütztafel ohne Mühe und in kürzester Zeit geöffnet und geschlossen werden kann, wurde bestimmt, daß nicht nur die noch im Bauamtsbezirk Greifenhagen, also vor allem in den Mittelpoldern — Fiddichower, Gartzter und Schillersdorfer Polder — zu errichtenden Deichlücken Klappenverschlüsse erhalten, sondern daß auch die Verschlüsse der bereits im Marwitzer Polder fertiggestellten Deichlücken entsprechend umgebaut werden sollten. Die allgemeine Anordnung dieser Klappenverschlüsse ist aus Abb. 19 a bis c zu sehen, die den Verschluss der Deichlücke am Geesower Graben bei km 13,000 der Westoder darstellt. In gleicher Weise sind seinerzeit auch die Verschlüsse aller übrigen Deichlücken in den oben erwähnten Poldern (der spätere Umbau der Verschlüsse verschiedener Deichlücken wird weiter unten behandelt) ausgebildet worden. Der einzige Unterschied besteht nur in der lichten Weite der Deichöffnungen, die je nach der erforderlichen Größe der Durchflussumengen bei der Be- und Entwässerung örtlich verschieden sind. Entsprechend der Anordnung bei den Dammbalkenverschlüssen ist auch bei den Klappenverschlüssen die Deichöffnung in einzelne Abschnitte von rd. 3 bis 4 m eingeteilt, die je durch eine Klappe verschlossen werden. Bei der in Abb. 19 dargestellten Deichlücke mit 10 m lichter Weite sind demnach drei Klappen angeordnet, von denen die mittlere Klappe mit den aus Z-Eisen Nr. 14 bestehenden Losständern fest verbunden ist, während sich die beiden seitlichen Klappen auf der einen Seite gegen das Widerlager, auf der anderen gegen einen Losständer stützen. Im geschlossenen Zustande lehnen sich die Losständer gegen den äußeren Brückenträger zwischen zwei auskragenden Winkel-eisen und werden an diesen durch einen Bolzen gehalten, der hinter dem Z-Träger durch die Winkeleisen gesteckt wird. Die Dichtung der Klappen gegen den Drempe, gegen die Widerlager und untereinander geschieht durch eichene Dichtungshölzer.

Eine gute Dichtung wird durch besondere Verschlusshebel an den Widerlagern und den Losständern bewirkt. Nähere Einzelheiten über die Klappen sind aus Abb. 19 zu sehen. Das Aufrichten und Umlegen der Klappen geschieht durch Flaschenzüge. Die Bedienung kann erforderlichenfalls von einem Mann durchgeführt werden. Wenn auch die Kosten dieser Verschlussart rd. 30% höher sind als bei den zuerst vorgesehenen Dammbalkenverschlüssen, so liegt doch auf der Hand, daß diese Mehrkosten vielfach aufgewogen werden durch die Vorteile des Klappenverschlusses, die in einer vollkommenen Dichtigkeit, einer kleineren laufenden Unterhaltungslast sowie vor allem in der einfachen Bedienung und im Zusammenhang damit in den geringen Bedienungskosten liegen.

Im Bauamtsbezirk Schwedt mußten die Verschlussvorrichtungen, die in ihrer allgemeinen Anordnung ebenfalls den bisher gebauten Verschlussklappen entsprachen, allerdings wegen der größeren Wasserstandsunterschiede schwerer ausgebildet werden. Zunächst wurden daher an Stelle der mit Klappen verbundenen Griesständer aus Z-Eisen solche aus Wulst-winkeln NP 28/9 gewählt. Außerdem wurden, um zu ermöglichen, daß nach Entriegelung der Klappen ein selbsttätiges Umlegen der Tafeln stattfindet, die Tafeln zum Teil in aufgerichteter Lage nicht senkrecht, sondern unter 1 : 10 von der Senkrechten abweichend gestellt. Das Aufrichten der Klappen sollte durch eine fahrbare Winde mit 4,75 t Zugkraft von den über den Bauwerken führenden Eisenbetonplattenbalkenbrücken geschehen. Für die Verriegelung der Griesständer an der Brücke wurde nicht der im unteren Bezirk ausgeführte einfache Bolzenverschluss, sondern eine Hebelkonstruktion eingebaut, während die griesständerlosen Klappen durch einfache Riegel festgelegt wurden.

Leider mußte man jedoch schon — während des Winterhochwassers 1925/26 — die Erfahrung machen, daß man hier mit den Klappenverschlüssen nicht durchweg die richtige Wahl getroffen hatte. Da bei diesem Hochwasser die Bauwerke mit sehr großen Geschwindigkeiten vom Wasser durchströmt wurden, wurden die nach außen auf der Einlaufsohle liegenden Verschlussklappen der Einlaßbauwerke an der Oder und am oberen Querdeich durch Eintritt der starken Strömung in den Zwischenraum zwischen Klappe und Pflaster angehoben und geschlossen. Hierdurch wurde die gewünschte Überflutung des Schwedter Polders und damit auch der Hochwasserabfluß gehemmt, zumal es nicht gelang, die Klappen gegen den großen Überdruck wieder zu öffnen. Die Möglichkeit, die Einlaßbauwerke bei einem äußeren Überdruck öffnen zu können, muß jedoch auf jeden Fall gegeben sein, wenn eine einwandfreie Bewässerung des Polders und die notwendige Hochwasserentlastung gewährleistet sein soll. Bei den Auslaßbauwerken im unteren Querdeich trat diese Schwierigkeit nicht auf, da hier die Klappen gleichfalls nach außen aufschlagen; bei dem hier fast stets ausgehenden Strom ist ein Anheben der Klappen nicht zu befürchten.

Die oben dargelegten, mit den Klappenverschlüssen der Einlaßbauwerke gemachten Erfahrungen ließen es ratsam erscheinen, die Verschlüsse dieser Einlaßbauwerke so umzubauen, daß sie sich nicht mehr bei starker Wassereinstromung selbsttätig schließen, und daß sie ferner bei jedem beliebigen Wasserstande geöffnet und geschlossen werden können.

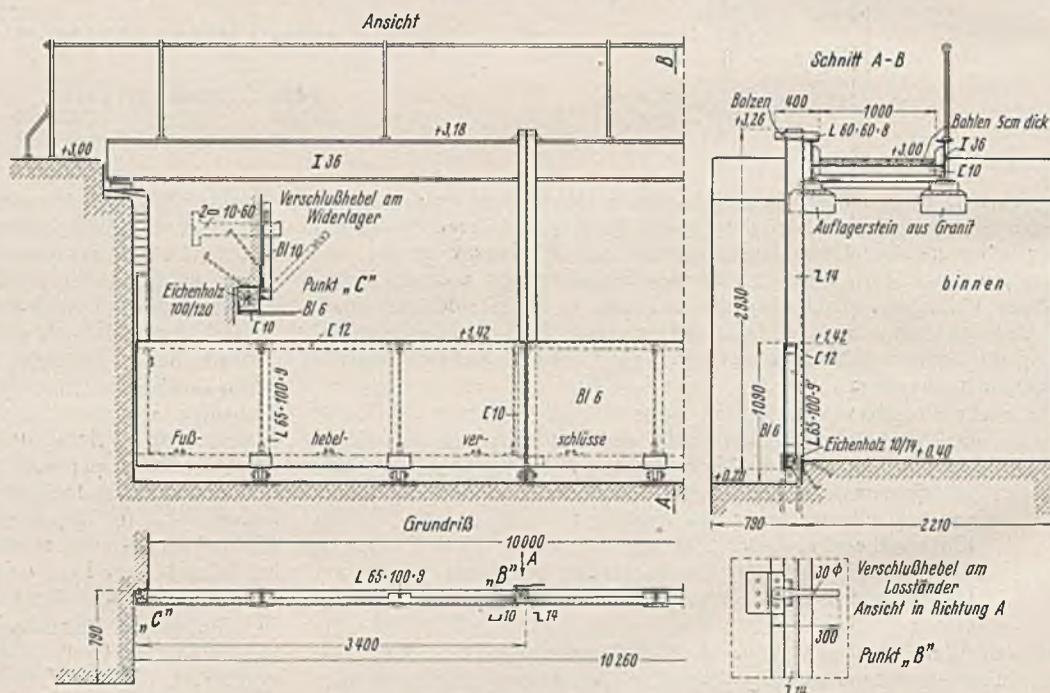


Abb. 19 a bis c.

Diese Bedingungen waren jederzeit einwandfrei nur dadurch zu erfüllen, daß von dem System der Klappenverschlüsse abgegangen und der Umbau in Schützverschlüsse vorgenommen wurde. Hierzu war zunächst beabsichtigt, bei allen fünf Bauwerken weitgespannte, mit Windwerken zu bewegende Hubschütze zu bauen. Dies hatte zur Voraussetzung, daß die Widerlager und Pfeiler unter gleichzeitiger Verschiebung der Bedienungsbauwerke erhöht und schwere, die ganzen Öffnungen überspannende, mit einem Gittertragwerk versehene Hubschütze eingebaut wurden. Wegen der hohen Kosten dieser Umbauarbeiten wurden jedoch wesentlich einfachere Verschlussvorrichtungen angeordnet, die den an sie gestellten Forderungen vollauf genügen. Bei den drei Deichlücken im Oderdeich war die Hauptforderung eine leichte und schnelle Bedienung bei jedem Wasserstandsunterschied. Die Änderung bestand daher hier zwar in Hubschützen mit Windenantrieb, ihre Kosten wurden jedoch im Gegensatz zu der zuerst vorgesehenen Bauart mit weitgespannten Hubschützen dadurch erheblich vermindert, daß die 12,50 m weiten Einzelöffnungen durch feste Griesständer unterteilt wurden. Hierdurch wurden die Schütztafeln und Winden leichter, und die Widerlager und Pfeiler brauchten nicht erhöht zu werden. Einzelheiten dieser Ausführungen sind aus Abb. 20a bis c zu sehen. Bei den beiden Deichlücken im oberen Querdeich ist dagegen ein schnelles und unter Umständen öfteres Bewegen der Verschlussvorrichtungen nicht von so großer Bedeutung wie bei den am Oderstrom liegenden Bauwerken. Hier wurden daher Verschlüsse mit ziehbaren Platten zwischen herausnehmbaren Griesständern, wie sie in gleicher Anordnung bei dem Martenhofer Wehr und bei dem noch näher zu beschreibenden Einlaßbauwerk Niedersaathen Verwendung gefunden haben, eingebaut. Da auch bei den drei Bauwerken des oberen Quer-

delches des Fiddichower Polders — bei den Deichlücken an der Welse, an den Weidewiesen und an der Faulen Pleetzig — die Wasserspiegelunterschiede noch groß sind und eine jederzeit mögliche sichere Bedienung dieser Einlaßbauwerke für eine gute Durchflutung dieses Polders von besonderer Bedeutung ist, wurde gleichzeitig mit dem Umbau der vorhin beschriebenen fünf Deichlücken eine Umänderung der Klappenverschlüsse dieser Bauwerke in Hubschützenverschlüsse wie bei den drei Oderdeichbauwerken vorgenommen. Die Umbauarbeiten an diesen acht Bauwerken wurden im Sommer 1928 ausgeführt. Die neuen Verschlüsse konnten ihre erste Probe bei dem Hochwasser im Oktober/November 1930 bestehen, bei dem sie sich gut bewährt haben. Dieses Hochwasser kam nämlich zu einer Zeit, in der die Bauwerke noch geschlossen waren. Die Deichlücken mußten daher gegen den Strom bei beträchtlichen Wasserspiegelunterschieden geöffnet und offengehalten werden.

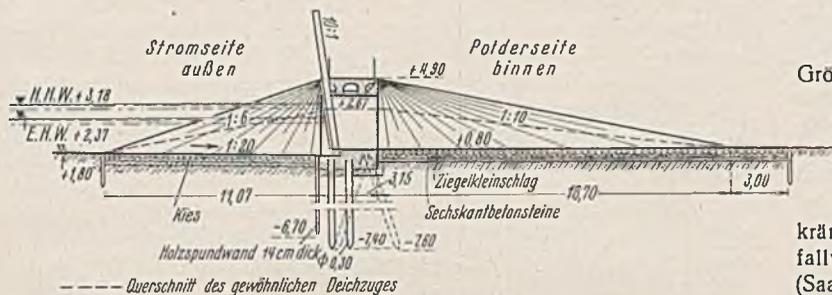


Abb. 20 a.

Da dies nach den Erfahrungen von 1926 mit den alten Verschlüssen nicht möglich gewesen wäre, so läßt sich leicht vorstellen, welche verheerenden Folgen das gegen 1926 um rd. 600 m³/sek größere Hochwasser bei den zum Teil noch frischen Deichkörpern gehabt hätte, wenn man es nicht fertiggebracht hätte, die Polder in vollem Umfange zur Hochwasserabführung mit heranzuziehen. Daß diese Befürchtung nicht unbegründet ist, beweist die Tatsache, daß trotz der Ausschöpfung aller Entlastungsmöglichkeiten noch zwei Deichbrüche entstanden sind.

Daß die alten Klappenverschlüsse der umgebauten Bauwerke bei dem Hochwasser 1930 keinesfalls ihrer Zweckbestimmung genügt hätten, geht daraus hervor, daß damals sogar die Verschlüsse der viel weiter unterhalb liegenden Deichlücken am Großen Bruch und am Schmalen See, die als Haupteinlaßbauwerke für den Gartzter Polder dienen, durch das Hochwasser hoch-

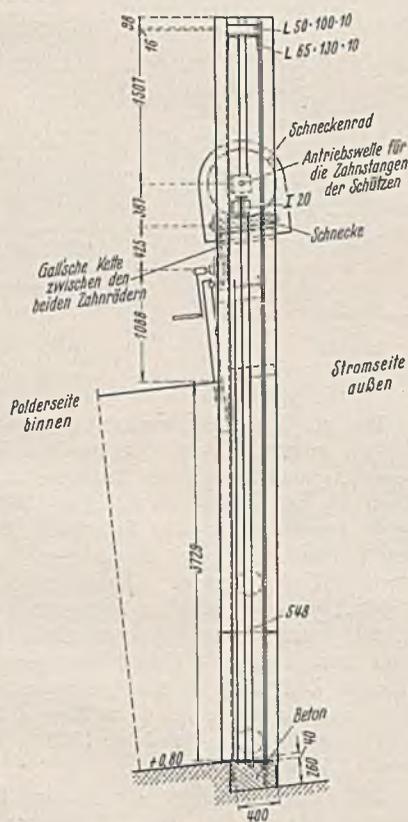


Abb. 20 b.



Abb. 20 c.

gerissen und beschädigt wurden und dadurch das Einströmen des Wassers in den Polder verhindert wurde, obgleich an dieser Stelle die Wasserspiegelunterschiede bereits erheblich geringer sind. Aus diesem Grunde wurden daher im Jahre 1932 auch bei diesen beiden Bauwerken die Klappenverschlüsse durch Schützverschlüsse wie beim Schwedter und Fiddichower Polder ersetzt.

Diese Entwicklung der Verschlussvorrichtungen ist überaus lehrreich und von Bedeutung für alle, die bei der Planung ähnlicher Anlagen die Entscheidung über die Bauart der Einzelbauwerke zu fällen haben.

Zusammenfassend können nach dem vorstehend Gesagten folgende drei Erfahrungsgrundsätze herausgestellt werden, die bei Wasserbauten als allgemeingültig angesehen werden können:

1. Die billigste Bauart ist nur dann zu wählen, wenn dabei das Bauwerk seinen Zweck vollkommen erfüllt und durch vermehrte Unterhaltungs- und Bedienungskosten nicht der Kostenvorteil der ersten Anlage wieder aufgehoben, vielleicht sogar ins Gegenteil verwandelt wird.
2. So erwünscht es ist, Bauwerke mit gleicher Zweckbestimmung der Kostenersparnis und einfachen Unterhaltung wegen gruppenweise übereinstimmend herzustellen, so dürfen hierbei die verschiedenen wasserwirtschaftlichen und örtlichen Verhältnisse der einzelnen Fälle nicht übersehen werden.
3. In allen Fällen, in denen nicht klar erkennbar ist, ob ein Bauwerk in der vorgesehenen Bauart auch seinen Zweck erfüllen wird, sind vorher Versuche am möglichst großen Modell vorzunehmen.

Nachfolgend mögen kurz noch drei Deichlücken, die wegen ihrer Größe besonders bemerkenswert sind, behandelt werden: die Einlaßbauwerke Niedersaathen, km 687,15, und Crteort, km 682,05 der Oder, und das Auslaßbauwerk am Schnellen Graben, km 696,7 der Oder. Das Einlaßbauwerk Niedersaathen schließt den ehemaligen Oderarm Niedersaathen—Schwedt von der Oder ab, die nunmehr als Erweiterung der Meglitz am östlichen Talrande nach Niederkränig weiter verläuft; vorher war die Meglitz durch ein festes Überfallwehr, das beseitigt wurde, von der nach Schwedt fließenden Oder (Saathener Graben) getrennt. Der Hauptzweck dieses Einlaßbauwerks besteht darin, an dieser Stelle möglichst einen Ausgleich der Wasserstände zwischen Strom und Tal herbeizuführen, damit durch Schaffung eines Wasserpolsters bei den oberen Einlaßbauwerken Peetzlig und Crteort des Deichverbandes Criewen das für den Bestand dieser Bauwerke so gefährliche Quergefälle vermindert wird. Weiterhin dient es als Zubringer des

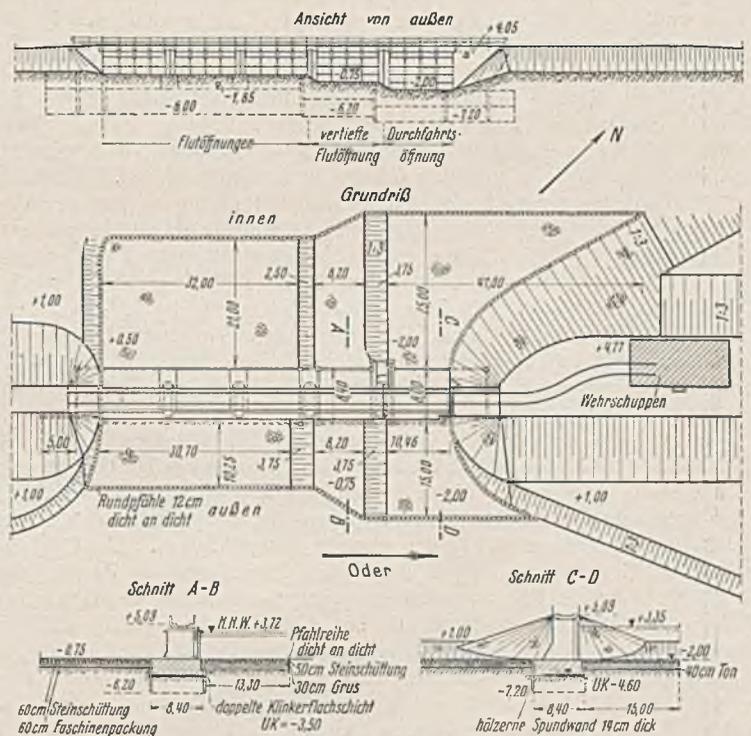


Abb. 21 a bis d.

düngenden Hochwassers zu den unterhalb liegenden Wiesen des Schwedter Polders. Schließlich war ursprünglich vorgesehen, das Bauwerk zur Durchfahrt von Baggergeräten bei Unterbringung von Baggerboden in dem Oderaltarm zu benutzen. Entsprechend der Bedeutung des ersten Zwecks — Schaffung eines Wasserpolsters — mußte das Bauwerk eine möglichst große Breite erhalten (Abb. 21 a bis d). Es hat fünf Öffnungen von je rd. 10 m Lichtweite, so daß die Gesamtdurchflußbreite rd. 50 m beträgt. Bei den drei südlichen Öffnungen liegt der Drempel auf NN + 0,50 m, d. h. ungefähr in Höhe des dort vorhandenen Wiesengeländes, wogegen die stromabliegende Öffnung als Durchfahröffnung für die Baggergeräte eine Drempeltiefe von NN — 2,00 m erhalten hat. Bei der fünften Öffnung wurde der Drempel auf NN — 0,75 m — d. i. auf die Höhe des Drempels der alten Einlaßschleuse des Schwedter Polders am Dewingraben — gelegt, um zu erreichen, daß zusammen mit der Durchfahröffnung auch die höheren Mittelwasser in den Schwedter Polder zur Bewässerung der Wiesen eingeleitet werden können. Der Unterbau des Einlaßbauwerks

Hochwasser von 1926 ein großer Kolk von über 20 m Tiefe. Zum Schutze der Bauwerke gegen Unterspülung wurden daher bei den beiden großen Einlaßbauwerken Crieort und Niedersaathen und den wegen der großen Durchströmungsgeschwindigkeit am meisten gefährdeten Deichlücken im oberen und unteren Querdeich des Schwedter Polders und im oberen Querdeich des Fiddichower Polders an der Ausströmungsseite Rehbocksche Zahnschwellen eingebaut. Diese haben sich bisher gut bewährt und weitere Auskolkungen verhindert.

3. Entwässerungssiele. Im Gegensatz zu den Deichlücken, die nur der Winterdurchflutung der Polder mit düngendem Wasser und der Durchleitung von Winterhochwasser dienen und somit im Sommer stets geschlossen sind und nicht benutzt werden, besteht die Aufgabe der Entwässerungssiele neben einer allerdings nur in geringem Maße wirkenden Unterstützung der Deichlücken bei obigen Aufgaben vor allem — wie der Name schon sagt — darin, im Frühjahr und im Sommer bei niedrigen Außenwasserständen die natürliche Entwässerung der einzelnen Polder, weiterhin also eine Senkung des Grundwasserstandes zu ermöglichen. Die Siele sind dementsprechend bei den einzelnen Poldern auch an den Stellen angeordnet, nach denen die natürliche Vorflut der Polder verläuft, also meist in den stromabwärts liegenden Teilen der Polder, oder aber sie liegen neben den etwa vorhandenen Schöpfwerken, um bei Niedrigwasser das mit Kosten verbundene Pumpen zur Absenkung des Polderwasserstandes überflüssig zu machen.

In ihrer Bauart sind die Entwässerungssiele den üblichen Bauweisen nachgebildet. Sie bestehen aus einer massiven Betonsohle zwischen Spundwänden, die bei schlechtem Untergrund auf Pfahlrost gesetzt ist, und aus zwei massiven Flügelwänden, die durch eine Brücke miteinander verbunden sind und zwischen denen die Verschlusskörper eingebaut sind.

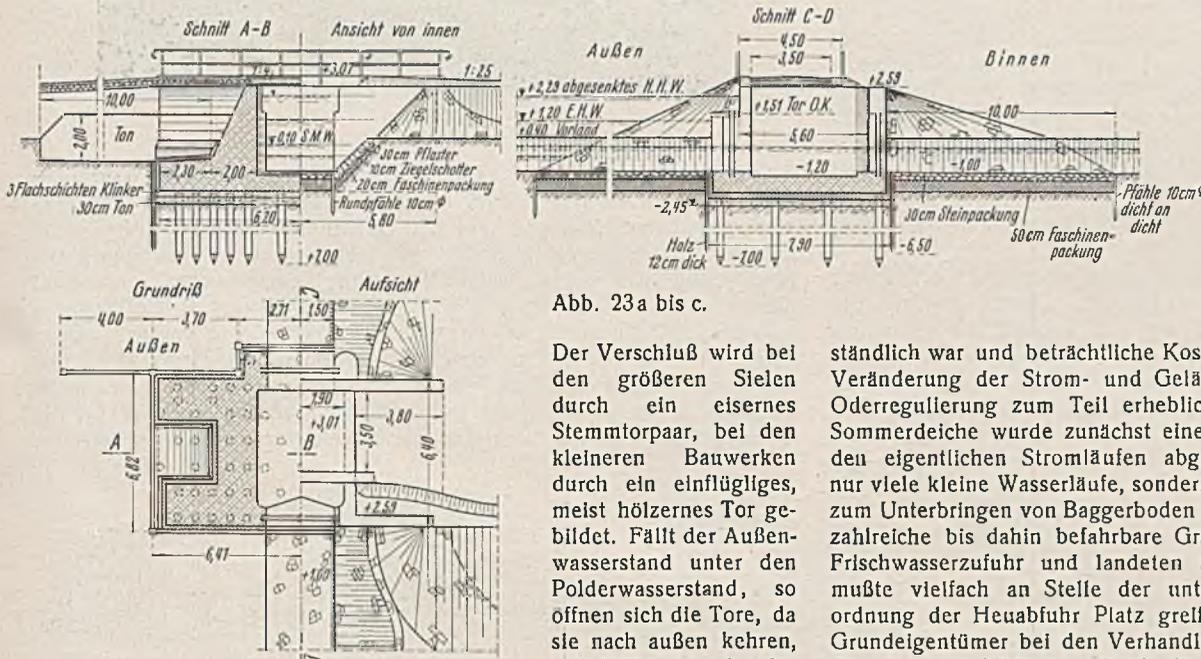


Abb. 23a bis c.

Der Verschluss wird bei den größeren Sielen durch ein eisernes Stemmtorpaar, bei den kleineren Bauwerken durch ein einflügliges, meist hölzernes Tor gebildet. Fällt der Außenwasserstand unter den Polderwasserstand, so öffnen sich die Tore, da sie nach außen kehren, selbsttätig, und der

Polder entwässert durch das Siele so lange, bis der Außenwasserstand den Binnenwasserstand übersteigt und die Tore wieder schließt. Außer den großen Sielen — dem Siele am Gutmundsee und dem Mummertsiele im Fiddichower Polder mit je 5 m Durchflußbreite sowie den Sielen am Müggensee und am Trebesch im Friedrichsthaler Polder mit je zwei durch einen Betonpfeiler getrennten Durchflußöffnungen von je 3 m — haben die Siele im übrigen Durchflußbreiten zwischen 1,50 und 3,00 m. Die Drempelesohlen der Entwässerungssiele liegen etwa 0,70 bis 1,20 m unter dem Jahresniedrigwasser der Oder und Westoder. Außer den vorstehend erwähnten Torsielen sind an Stellen, an denen nur kleine Polderflächen zu entwässern sind, Rohrsiele eingebaut worden, die aus Stahlrohren von 1 m Durchm. bestehen und am vorderen Ende mit einer selbsttätigen Klappe versehen sind.

Die Bauart der Entwässerungssiele bietet nichts Besonderes; alle Einzelheiten hierüber sind aus Abb. 23 a bis c zu ersehen, die die im Gartzter Polder liegenden gleichgebauten Siele an der Kreuzfahrt und am Glambeck (km 7,280 bzw. 7,943 der Westoder) darstellen. Die Kosten der Entwässerungssiele schwanken wegen der verschiedenen Ausbaugrößen zwischen 8000 und 40 000 RM. Die Rohrsiele haben in der Regel 2500 bis 3000 RM gekostet.

b) Die den Wirtschaftsverkehr vermittelnden Bauwerke.

1. Zweck und Anordnung. Bevor das große Werk der Oderregulierung in Angriff genommen wurde, war das Tal der Oder von Peetzlg bis Stettin eine weite Flußniederung, die von zahlreichen, in vielen Windungen verlaufenden breiten und schmalen Wasserzügen durchzogen

wurde und fast ausschließlich aus Wiesengelände bestand, das zur Heugewinnung genutzt wurde. Da das Talgelände nur rd. 0,30 bis 0,50 m über dem GW-Wasserstand lag, wurde es nicht nur im Winter, sondern, wie im Aufsatz I ausführlich erläutert, häufig auch im Sommer überschwemmt. Deshalb und da der Untergrund im größten Teile des Odertals, insbesondere aber auf der unteren Strecke aus Moorboden besteht, war die Anlegung von Wirtschaftswegen und damit die Heuabfuhr auf dem Landwege fast unmöglich, auf jeden Fall aber mit ganz erheblichen Kosten verbunden. So wurde denn auch vor der Oderregulierung das Heu auf dem Landwege nur in den Randgebieten abgefahren, ferner in unmittelbarer Nähe der beiden großen, das Odertal durchquerenden Straßenzüge bei Schwedt und Greifenhagen und schließlich in einzelnen Teilen des oberen Gebiets, da hier bei verschiedenen Wasserläufen die hohen, aus Sand bestehenden Ufernehen gute, wenn auch vielfach umständliche Abfuhrmöglichkeiten boten. In der weitaus überwiegenden Mehrheit dagegen wurde das im Odertal geerntete Heu auf dem Wasserwege abgefahren. Diese Abfuhr war damals insofern noch verhältnismäßig günstig, als durch die vielen Stromschlenken, Verbindungs- und Vorflutgräben fast jedes Wiesenstück an irgendeiner Seite an einen Wasserzug grenzte. Die Heuabfuhr geschah entweder mit einzelnen Kähnen oder mittels sogenannter Gespanne, bei denen zwei Kähne nebeneinander gebunden wurden, oder mittels ganzer Heuzüge, bei denen mehrere Gespanne hintereinandergespannt und von einem Ruderkahn (heute häufig Motorkahn!) gezogen wurden. Das Heu wurde dann entweder in der Nähe der an den Ufern liegenden Ortschaften aufgesetzt, im Winter oder nach Bedarf mit Fuhrwerken abgeholt oder, da auch die Bauernwirtschaften weiter entlegener Ortschaften ihren Heubedarf mangels anderer Wiesen im Odertal deckten, sofort auf Fuhrwerke umgeschlagen und abgefahren. Schließlich wurde auch noch ein Teil der Heuernte, weil diese in der Regel größer als der eigene Heubedarf der umliegenden Oderortschaften war, sofort verkauft (z. B. an die Militärverwaltung) und dann meist von den Heukähnen auf Oderschiffe umgeladen und abgefahren.

Diese seit langer Zeit geübte Art der Heuwerbung, die, wie man aus dem Vorhergesagten leicht erkennt, in vielen Fällen sehr um-

ständig war und beträchtliche Kosten verursachte, wurde nun durch die Veränderung der Strom- und Geländeverhältnisse nach dem Plane der Oderregulierung zum Teil erheblich umgestaltet. Durch den Bau der Sommerdeiche wurde zunächst eine große Anzahl von Wasserläufen von den eigentlichen Stromläufen abgeschnitten. Außerdem wurden nicht nur viele kleine Wasserläufe, sondern auch größere Altarme und Schlenken zum Unterbringen von Baggerboden zugeschüttet. Schließlich verkrauteten zahlreiche bis dahin befahrbare Gräben durch die Abschnürung von der Frischwasserzufuhr und landeten allmählich an. Aus diesen Gründen mußte vielfach an Stelle der unterbundenen Wasserabfuhr eine Neuordnung der Heuabfuhr Platz greifen. Es ist leicht erklärlich, daß die Grundeigentümer bei den Verhandlungen über die Ersatzmaßnahmen für die oben geschilderten, durch die Bauten hervorgerufenen Wirtschaftsergebnisse Ersatzanlagen erstrebten, die eine möglichst wirtschaftliche Abfuhr der Heuernte ermöglichten. Hierfür kamen aber in erster Linie Wegebauten für Landabfuhr in Frage. Der Umstand, daß bei den Neubauten vielfach Sandboden aufgespült wurde und daß durch die sommerhochwasserfreie Eindeichung eine Absenkung des meist sehr hohen Grundwasserspiegels vorgenommen werden konnte, ermöglichte an vielen Stellen, insbesondere in den Poldern oberhalb Greifenhagen die Anlage derartiger Wege. So wurden zunächst sämtliche Randpolder für Landabfuhr eingerichtet. Dies ließ sich leicht bewerkstelligen, da hier außer der Aufspülung der Sandwege nur wenige kleine Holzbrücken und Rohrdurchlässe gebaut zu werden brauchten. Bei den fünf großen Mittelpoldern der Crieower, Schwedter, Fiddichower, Gartzter und Schillersdorfer Polder wurde die Möglichkeit, den Wasserverkehr durch Landverkehr zu ersetzen, nach unten zu immer geringer. Während die Umstellung auf Landverkehr im Crieower und Schwedter Polder ausnahmslos und im Fiddichower Polder zum überwiegenden Teil stattfand, hält sich im Gartzter Polder die Heuabfuhr auf dem Land- und Wasserwege ungefähr die Waage, im Schillersdorfer Polder dagegen überwiegt heute noch wegen der schlechten Untergrundverhältnisse und des noch sehr hohen Grundwasserspiegels die Wasserabfuhr.

Der Verschiedenartigkeit der vorstehend erläuterten Neuordnung der Verkehrsregelung entsprechen auch die Baumaßnahmen, die für den veränderten Wirtschaftsverkehr erforderlich waren. Die Eindeichung der Polder bedingte zunächst dort, wo der Wasserverkehr bestehen blieb, Bauanlagen, die die Verbindung der nunmehr durch die Deiche von den Stromläufen abgeschlossenen Poldergewässer herstellten. So entstanden

die bereits früher erwähnten Kahnschleusen, die sich somit am zahlreichsten im Schillersdorfer Polder (14 Stück), schon weniger im Gartzter (4 Stück, dazu allerdings zwei zugleich durch Heukähne zu benutzende Schiffsschleusen) und Fiddichower Polder (3 Stück) und überhaupt nicht im Schwedter und Crlwener Polder befinden. Infolge der Eindeichung der Randpolder wurden für die aus den Mittelpoldern kommenden Heukähne an verschiedenen Stellen neue Umschlagstellen an den talrandseitigen Stromufern erforderlich. Auf diese Weise entstanden die Ablagen.

Dort, wo insbesondere Landverkehr für die Heuwerbung eingerichtet wurde, war es zunächst erforderlich, die Polder mit einem Netz von Feldwegen zu durchziehen. Dies bedingte ferner teils eine Zuschüttung oder Verlegung von Wasserläufen, teils den Bau kleiner Überbrückungen der Polderwasserläufe oder die Verlegung von Rohrdurchlässen, soweit die Vorflut und Fischerei die Offenhaltung dieser Wasserzüge erforderte. Die Hauptschwierigkeit bei der Umstellung auf Landverkehr aber lag in der Schaffung des Anschlusses der neugeschaffenen Wegenetze der Mittelpolder an die allgemeinen Straßennetze der im Odertal liegenden Ortschaften. Zunächst wurden daher die bereits früher an diese Straßenzüge angeschlossenen Wegenetze der Mittelpolder, hierbei kam insbesondere der Schwedter Polder in Frage, erweitert. Weiterhin war im Crlwener und Fiddichower Polder die Heuabfuhr der Polderflächen, die zu den westlich des Odertals liegenden Gemarkungen gehören, über die zahlreichen über die Wasserstraße Hohensaathen—Friedrichsthal führenden Kanalbrücken möglich. Schwieriger lagen dagegen die Verhältnisse beim Crlwener, Schwedter und Fiddichower Polder für die Flächen, bei denen eine Heuabfuhr nach der Ostseite hin in Frage kam, und insbesondere für den Gartzter Polder, der beiderseits durch einen breiten Strom begrenzt ist. In diesem Polder wurden die Werbungsschwierigkeiten für die zum Gartzter Wirtschaftsgebiet gehörigen Grundstücke dadurch gelöst, daß es der Stadt Gartz nach langem Bemühen mit Hilfe von ansehnlichen Staatszuschüssen gelang, eine Wirtschaftsbrücke über die Westoder zu errichten (s. oben Abschnitt IIIc). An der Oder dagegen wurde bei den obengenannten Poldern, da hier der Bau neuer Strombrücken erhebliche Geldmittel erfordert hätte, die in keinem Verhältnis zu den durch die Umstellung auf den Landverkehr erreichbaren Vorteile standen, der Anschluß der Polderwegenetze an die Ortsstraßenzüge durch sogenannte Wirtschaftsfähren hergestellt (folgt unter b 3).

Schließlich sind noch einige Ausführungen über den Verkehr der Fischerboote in den Poldergewässern zu machen. Überall dort, wo die Poldergewässer durch Kahnschleusen mit den Stromläufen verbunden sind, also insbesondere im Schillersdorfer Polder, benutzen die Fischerboote die Kahnschleusen. Bei den übrigen Poldern sind aber an vielen Stellen die noch beifischen Polderaltarme durch die Eindeichung vom Strom abgeschnitten worden oder nur durch einfache Stele, die bei den im Sommer abgesenkten Polderwasserständen meist geschlossen sind, mit dem Strom verbunden. An diesen Stellen wurden daher für die Fischerkähne besondere Bauanlagen, die sogenannten Kahnüberschleppen geschaffen, mit denen die Boote über die Deiche gebracht werden können.

Hiernach wurden durch die Oderregulierungsarbeiten folgende dem Wirtschaftsverkehr dienende Bauwerke erforderlich und geschaffen: Kahnschleusen, Wirtschaftsfähren, Ablagen und Kahnüberschleppen, die noch kurz beschrieben und beurteilt werden sollen.

2. Kahnschleusen. Sämtliche Kahnschleusen — im ganzen 21 Stück — sind im allgemeinen bezüglich ihrer Lage nach denselben Richtlinien erbaut worden und haben auch mit wenigen Ausnahmen die gleichen Abmessungen erhalten. Aus Abb. 2 ist die Lage und aus Abb. 25a bis c die Bauart der Kahnschleusen zu ersehen. Die Bauwerke sind zum Schutze gegen Strömung und Eisgefahr gegen die vordere Deichlinie zurückgesetzt, wobei die Einfahrt zur Verhütung von Versandungen unter 70° gegen die Stromrichtung stromabwärts geneigt ist. Mit Ausnahme von fünf Kahnschleusen mit größerer (zwei mit 25 m) bzw. kleinerer (eine mit 10 m und zwei mit 13 m) nutzbarer Länge haben die Schleusen übereinstimmend folgende Abmessungen:

- nutzbare Länge 18,00 m
- nutzbare Breite 6,60 m.

Der Drempeel liegt bei allen Schleusen rd. 1,20 m unter dem Jahres-NW und rd. 1,60 m unter Sommer-MW. Um jederzeit die Tore bedienen zu können sowie ein Überströmen der Schleusenplattform und eine Gefährdung der Toraufbauten bei Hochwasser und Eisgang zu verhüten, ist die Oberkante der Häupter und der Kammerwände rd. 0,50 m über HHW gelegt worden, während die anschließenden Deichkronen nur rd. 0,30 m über Entwurfs-Hochwasser, also wesentlich niedriger liegen.

Da in den Poldern, in denen die Kahnschleusen erbaut worden sind, der tragfähige Baugrund von einer 6 bis 8 m mächtigen Moorschicht über-

lagert ist, hatte man, um die teuren Pfahlgründungen zu sparen und gleichzeitig zu verhindern, daß die aus dem Moorboden aufsteigenden betonschädlichen Säuren und Gase die Bauwerke von unten her nachteilig beeinflussten, bei den zuerst erbauten drei Kahnschleusen, der bei Marwitz und den beiden gegenüber der Stadt Greifenhagen, die Baugruben dadurch hergestellt, daß man mit geeigneten Baggern vom Strom her die Baugrube in ausreichender Größe bis auf den tragfähigen Sand ausbaggerte und sie dann wieder bis 0,5 m über der künftigen Bauwerkunterkante mit reinem, bei den Baggerarbeiten gefördertem Sandboden verfüllte. Diese Verfüllung blieb nach Schließung der Baugrube nach dem Strome zu wenigstens über einen Winter liegen, ehe mit Hilfe einer Grundwassersenkung die Bauwerke ohne Pfahlrost auf die Sandschüttung gesetzt wurden. Die Erfahrung zeigte jedoch sehr bald, daß der eingespülte Sand nicht die Tragfähigkeit besaß, die man von ihm erwartet hatte.

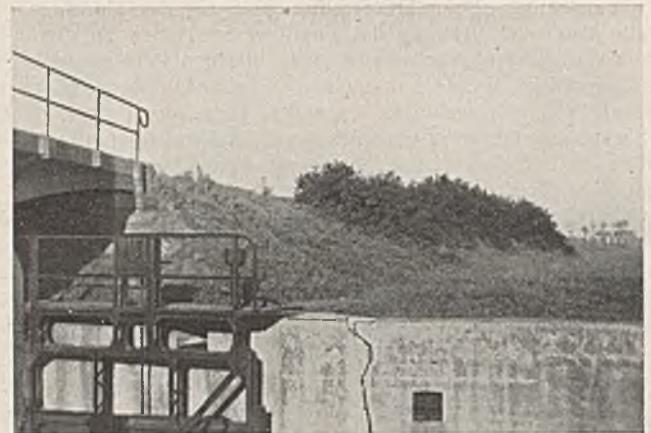


Abb. 24.

Die Bauwerke, die in den Torkammern (ungünstigstenfalls ohne Auftrieb) einen Druck von nur rd. 1,0 kg/cm² und in den Kammern einen solchen von nur 0,35 kg/cm² auf den Untergrund ausübten, waren trotz kräftiger Eiseneinlagen nicht als so biegungsfeste Eisenbetonrahmen herzustellen, daß sie die verschiedenartige Beanspruchung aushielten; der Beton riß vielmehr an dem Übergang der Kammern zu den Häuptern auseinander (Abb. 24), zumal die nach der Bruchseite zu darüber hinweg geführten Wege durch ihre Rampen noch einen besonderen Druck auf die Binnenhäupter ausübten. Diese Beobachtung sowie Bodendruckversuche, die in der Baugrube der östlichen Schiffsschleuse der Gartzter Querfahrt ausgeführt wurden und die den schlüssigen Beweis lieferten,

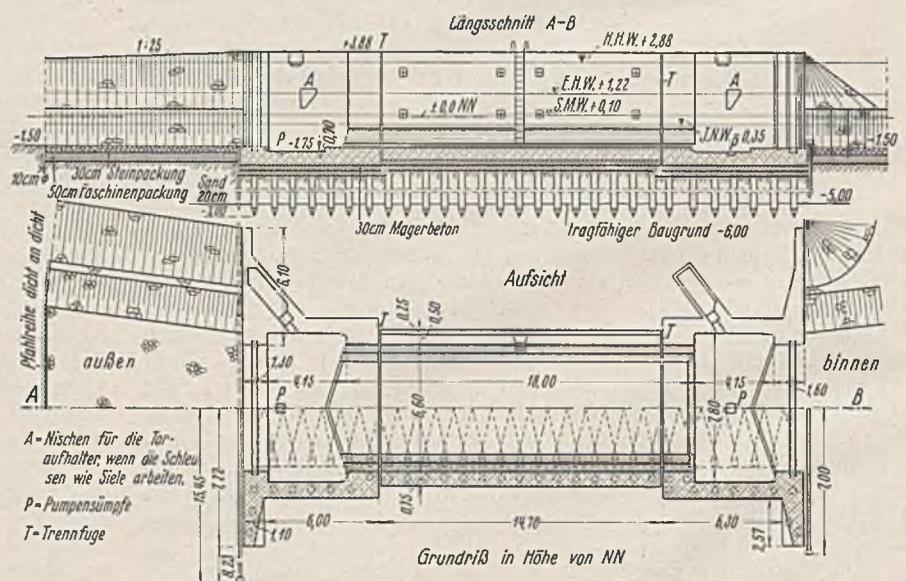


Abb. 25 a u. b.

daß der eingespülte Sand nicht ohne weiteres als tragfähiger Baugrund angesehen werden konnte, führten dazu, diese Gründungsweise mittels Sandschüttungen nach den ersten Versuchen wieder zu verlassen. Statt ihrer wurde überall die Übertragung durch Pfähle angewendet, wobei der Schutz gegen betonschädliche Säuren und Gase durch besondere bauliche Anordnungen erreicht werden sollte. Die 0,35 m dicken Grundpfähle reichen rd. 1,50 bis 2,00 m in den tragfähigen Sand (Abb. 25a bis c).

Sämtliche Kahnschleusen sind in Eisenbeton ausgeführt worden, und zwar sind sowohl die beiden Häupter wie auch die Kammer als biegungs-

festen Halbrahmen ausgebildet. Das Gesamtgewicht des Bauwerks wird durch zwei auf jeder Seite angeordnete Reihen Pfähle aufgenommen, die unter und dicht vor den Wänden eingerammt sind. Zwischen den Häuptionen und der Kammer sind durchgehende 2 cm breite Trennungsfugen hergestellt worden, die durch in den Beton eingelassene Kupferblechstreifen abgedichtet sind. Die Betonsohlen der Häuptionen und der Kammer sind im Mischungsverhältnis 1 Teil Zement und 5 Teile Kies- sand mit Eiseneinlagen hergestellt und haben eine Dicke von 0,95 m bzw. 0,70 m. Sie ruhen auf einer 0,20 m dicken Abgleichschicht aus Magerbeton im Mischungsverhältnis 1:14. Die Grundpfähle ragen in diese Ausgleichschicht hinein. Um ein Reißen bzw. Durchbrechen der Ausgleichschicht während der Bauausführung zu verhüten, sind die Köpfe der beiden inneren Pfähreihen durch Bandseile miteinander verschnürt worden. Über der Ausgleichschicht ist zur Sicherung der Betonsohle gegen etwa aufsteigende Moorsäure eine Lage doppelter Asphaltpappe mit Goudronanstrich eingebracht worden, die an den Seiten bis zur Sohlenoberkante hochgeführt worden ist. Die Baugrube ist durch eine bis auf NN ± 0,00 m reichende hölzerne Spundwand eingefaßt, wodurch die Betonierung der Sohle in offener Wasserhaltung ermöglicht wurde. Hierbei hat sich das vorherige Einbringen einer rd. 0,30 m hohen Sand- schicht unter der Sohle als sehr zweckmäßig erwiesen, da hierdurch die Baugrube bei der Herstellung der Sohle leicht trockengelegt werden konnte. Die Querspundwand des Außenhauptes ist zur Verhinderung der Umläufigkeit der Schleuse nach beiden Seiten um rd. 8 m verlängert worden.

Die Seitenwände der Kammer und der Häuptionen, die ebenfalls in Eisen- beton im Mischungsverhältnis 1:5 hergestellt wurden, sind senkrecht hochgeführt; die Kammerwände haben auf der Schleusensohle eine Eck- verstärkung erhalten. Die vorspringenden und dem Anstoßen ausgesetzten Ecken der Schleuseneinfahrten und Wendensichen sowie die Kanten der Dammbalkenfalze sind durch gekrümmte Eisenbleche oder Winkeleisen gegen Beschädigungen geschützt. Die Rückseiten der Wände sind mit einem doppelten Asphaltanstrich versehen worden. Die über Wasser liegenden Flächen und die Plattform haben des besseren Aussehens und der größeren Haltbarkeit halber eine 5 cm dicke Schicht aus Vorsatzbeton im Mischungsverhältnis 1 Teil Zement, 2 Teile Granitgrus, 1 Teil Sand erhalten, die gestockt worden ist.

Als Verschlüsse haben die Kahnschleusen eiserne Stemmtore erhalten, die als Pfosten-tore mit gerader Blechhaut ausgebildet sind. Rahmen und Pfosten bestehen aus I 22, Verstärkungsriegel und Strebe aus C 10. Die Torrahmen reichen bis über HHW, so daß die Halslager in jedem Falle hochwasserfrei liegen; die Blechhaut ist rd. 0,10 m über Deichkrone — das ist rd. 0,40 m über EHW — geführt, um ein Überstürzen des Wassers über die Tore zu verhüten, bevor der Polder mit Wasser gefüllt ist. Hals- und Spurlager sind aus Stahlguß hergestellt und ebenso wie die in Höhe der Riegel angebrachten Stützknaggen in allgemein üblicher Weise angeordnet und verankert. Die Tore werden durch eine 4 m lange, von einem Zahnrad getriebene Zahnstange bewegt. Das Zahnrad sitzt auf einer senkrecht auf der Schleusenplattform stehenden Welle, die ein von einer waagerechten Handkurbel getriebenes Kegelrad dreht.

Zum Füllen und Entleeren der Kammer hat jedes Tor ein einfaches Schütz von 0,60 × 1,10 m Fläche erhalten, das durch eine Zahnstange mit einfachem Zahnradvorgelege angetrieben wird. Ein Blechgehäuse schützt die Zahnräder gegen Verschmutzen. Der über die Tore geführte Holzsteg ist 1,1 m breit. Um ein bequemes und ungefährliches Benutzen der Laufstege zu gestatten, sind die Handkurbeln der Schütz-antriebe so ausgebildet, daß ihr Handgriff im unbenutzten Zustande umgeklappt werden kann.

Da die Schleusen, wie bereits erwähnt, auch zum Einlassen von düngendem Hochwasser im Winter herangezogen werden, werden sie vor Eintritt des Winters geöffnet und festgelegt. Besonders bemerkenswert ist aber, daß sie auch im Sommer zur Niedrigwasserentwässerung der Polder dienen. Falls nämlich im Sommer der Außenwasserstand unter den Polderwasserstand absinkt, genügt bereits ein Überdruck von 2 cm, um das selbsttätige Öffnen der Tore zu bewirken, sobald nur die Sperr- klinen der Handkurbeln der Bewegungsvorrichtungen gelöst oder noch besser die Zahnstangen ganz ausgeschaltet werden. Umlegbare Aufhalter verhüten das völlige Zurückschlagen der Tore in die Tornischen und be- wirken, daß das steigende Außenwasser hinter die Tore fassen kann und sie wiederum zu schließen vermag.

Im übrigen sind die Kahnschleusen mit den üblichen Steigeleitern, Haltekreuzen und Treppen versehen. Zur Trockenlegung haben sie Dammbalkenfalze für einfache hölzerne Dammbalken erhalten. Die Böschungen der Zufahrtgräben, die eine Sohlenbreite von 12 m haben, sind auf rd. 10 m Länge mit einer 0,30 m hohen Steinschüttung auf 0,50 m dicken Packwerkmatten befestigt. In den Zufahrtgräben sind zum Schutze der Kähne bei der Einfahrt teilweise einzelne Leitpfähle oder auch Leitwerke, bestehend aus Pfählen mit einfacher Verholzung, ausgeführt worden. Bei manchen Kahnschleusen ist zur Überführung eines binnendeichs liegenden Abfuhrweges eine feste Überbrückung aus Eisenbeton vor-

handen, die auf besonderen Pfeilern über das Unterhaupt geführt wird und deren Unterkante rd. 1,8 m über der Plattform liegt.

Die Kahnschleuse Marwitz ist als erste bereits im Jahre 1910 erbaut worden; der größte Teil der übrigen (14 Stück) wurde in den Jahren 1912 bis 1917 (im Jahre 1913 allein 5 und 1914 sogar 6 Stück) errichtet. Der Rest (6 Stück) erstand in den Jahren 1925 und 1926. Die Betonierungs- arbeiten sowie die Lieferung und der Einbau der Verschlüßvorrichtungen sind nach vorheriger Ausschreibung Unternehmern übertragen worden. Zwecks Erzielung möglichst niedriger Einheitspreise wurden in der Regel jedesmal die Arbeiten für mehrere Kahnschleusen zusammen aus- geschrieben. Die Erd-, Ramm- und Wasserhaltungsarbeiten sowie die Nebenarbeiten wie die Ausführung und Sicherung der Sohle und der Böschungen der Zufahrtgräben, die Befestigung der Anschlußkegel u. dgl. wurden meist im Eigenbetriebe ausgeführt. Die Ausführungskosten der einzelnen Kahnschleusen haben im Durchschnitt rd. 90 000 RM je Bau- werk betragen.

3. Wirtschaftsfähren. Auf der an den Ciewener, Schwedter, Fiddichower und Gartzter Polder angrenzenden Oderstrecke sind zur Zeit elf Fähren in Betrieb, die zum Teil im Privatbesitz, zum größten Teil aber im Besitz der öffentlichen Hand (Gemeinden, Deichverbände, Wasser- bau- oder Domänenverwaltung) stehen. Alle Fähren sind reine Wirt- schaftsfähren und nicht für den allgemeinen öffentlichen Verkehr bestimmt. Sie verkehren daher auch nur im Sommer zur Zeit der Heuernte. Die drei am weitesten stromauf liegenden Fähren — bei Peetzlig, Raduhn und Niedersaathen — werden als Gierfähren betrieben, da auf dieser Fluß- strecke noch eine zum Betriebe von Gierfähren erforderliche Strom- geschwindigkeit vorhanden ist. Die übrigen Fähren dagegen sind Sell- fähren, von denen drei — zwei bei Nipperwiese und eine bei Fiddichow — durch eine Motorwinde und fünf — zwei bei Fiddichow, zwei bei Marien- hof und eine bei Marwitz-Brusenfelde — von Hand angetrieben werden. Die Größe der einzelnen Fähren richtet sich nach dem von ihnen zu be- wältigenden Verkehr, der an manchen Stellen ganz erheblich ist, da die Heuernte von den Witterungsverhältnissen abhängig ist und unter Um- ständen in wenigen Tagen eingebracht werden muß. Bei den größeren Fähr- prahmen können bei einer Überfahrt vier, bei den kleineren höchstens drei vollbeladene Heuwagen mitgenommen werden. Die großen Motor- fähren können, bei einer durchschnittlichen Anzahl von 2½ Überfahrten in der Stunde, in 12 Std. im ganzen also $12 \times 2\frac{1}{2} \times 4 = 120$ Heuwagen übersetzen; das sind bei im Durchschnitt 25 Ztr. Heu je Wagen rd. 3000 Ztr. Heu je Tag. Rechnet man mit einem durchschnittlichen Heuertrag von 20 Ztr./Morgen bei der Frühjahrs- und von 10 Ztr./Morgen bei der Herbst- heuernte, so läßt sich also beim ersten Schnitt der Heuertrag von 150 Morgen und beim zweiten Schnitt von 300 Morgen an einem Tage über die Fähre abfahren. Man erkennt aus diesen Zahlen, daß die Leistungsfähigkeit der Fähren doch recht beachtlich ist, und daß es daher auch durchaus richtig und gerechtfertigt war, den Wünschen vieler Land- wirte, feste Brücken über die Oder lediglich für den Wirtschaftsverkehr zu bauen, entgegenzutreten. Ein weiterer gegen die Einrichtung von Fähren gemachter Einwand, daß diese nämlich hindernd und störend für den durchgehenden Schiffsverkehr seien, ist ebenfalls unbegründet; denn es hat sich bei dem jetzt schon jahrelangen Betrieb der Wirtschaftsfähren noch keine Verkehrsstörung und vor allem noch kein Unfall feststellen lassen, obgleich doch zur Heuernte bei Fiddichow auf einer Strecke von rd. 2 km allein fünf Fähren in Betrieb sind. Voraussetzung für einen ordnungsmäßigen Verkehr ist allerdings, daß die Fähre nur von einem erfahrenen und gewissenhaften Fährmann (keinesfalls Selbstbedienung!) geführt wird, und daß der Fährbetrieb sich nach dem Schiffsverkehr richtet.

Bautechnisch bieten die Fährprahme nichts Besonderes. Abgesehen von den verschiedenen Antriebsvorrichtungen unterscheiden sich die ein- zelnen Schiffskörper im wesentlichen nur dadurch, daß sie bei den großen Fähren ganz aus Stahl bestehen, während die kleineren Fähren nur einen Schiffsboden aus Kiefernholz haben. Es möge daher eine kurze Be- schreibung einer der großen Fähren, der Motorfähre Fiddichow-Nord, ge- nügen. Der Fährprahm hat folgende Abmessungen:

Länge	16,00 m
Breite auf Spant	6,50 m
Seitenhöhe	1,05 m.

Die größte Nutzlast beträgt 16 t (vier beladene Heuwagen und neun Personen), die größte Fahrgeschwindigkeit bei dieser Höchstlast rd. 0,9 bis 1 m/sek. Die Außenhaut des stählernen Fährprahms hat eine Wand- dicke von 6 mm, die Spantentfernung beträgt durchweg 0,46 m. Vorn und hinten ist der Boden des Schiffskörpers um rd. 0,40 m hochgezogen. Die eigentliche Fahrbahn besteht aus kleineren Bohlen von 8 cm Dicke, die auf sieben Kiefernholzbalken von 120 × 100 mm verlegt sind. Zum Auffahren der Fuhrwerke auf die Fähre dienen auf beiden Seiten 1,10 m lange Anfahrklappen aus 6 cm dicken kiefern Bohlen. Für die Auf- stellung der Reelwinde nebst Motor ist an einer Seite des Prahms in Höhe der Reeling eine Plattform angebracht, die gegen die Bordwand durch kräftige Konsole abgestützt ist. Die Motorstärke beträgt 16 PS. Das in der Ruhelage auf der Flußsohle liegende Fährseil besteht aus

auch die meist 1:25 steigenden Deichrampen zum Anschluß der Ablagen an die Abfuhrwege. Die Ufer an den Ladestellen sind 1:2 geböschet und unter Wasser durch Spreutlage, über Wasser durch Kopfrasen und Rasensoden gesichert. Die übrigen Ufer sind 1:3 geböschet und unbefestigt. Die Deiche sind um die Ablagen herumgeführt, springen also dem Platzbedarf der Ablagen entsprechend zurück. Bei den stromauf eingeschnittenen Hafenbecken ist auf der Vorlandzunge zwischen Strom und Becken ein Flügeldamm errichtet, der fast bis zur Spitze der Zunge reicht. Während sich die durch den Ausbau der Altarme entstandenen Ablagen, da sie durch den vorerwähnten Flügeldamm gegen Hochwasser und Sandeintrübungen geschützt sind, gut bewährt haben, hat man bei

den senkrecht eingeschnittenen Liegebecken dieselben schlechten Erfahrungen gemacht wie bei den eingeschnittenen Fährhäfen. Da die Liegebecken zum größten Teil vor dem Deich im Vorland liegen, lagert nämlich das über sie hinweggehende Hochwasser jedesmal große Sandmassen in den Becken ab, so daß sie sehr bald versanden und nicht mehr benutzbar sind, wenn sie nicht immer wieder ausgebaggert werden. Hierdurch sind die Unterhaltungskosten dieser Ablagen im Verhältnis zu der Unterhaltungslast bei den durch Flügeldamm geschützten Ablagen recht hoch. Abgesehen von diesem Mißstande haben sich die Ablagen in verkehrstechnischer Hinsicht gut bewährt. Die Kosten der einzelnen Anlagen schwanken zwischen 5000 und 10 000 RM.

Erddruckmessungen bei mechanisch verdichteter Hinterfüllung von Stützkörpern

Alle Rechte vorbehalten.

unter Anwendung des elektro-akustischen Verfahrens Dr. Schäfer.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Düsseldorf, Brückenzernent der Obersten Bauleitung Essen der Reichsautobahnen.

Bewegungen von Widerlagern und Flügeln von Brücken mit mechanisch verdichteter Hinterfüllung sind häufig beobachtet worden. Entwurfsfehler scheiden als Begründung aus. Die Ursache kann nur in der Auswirkung der mechanischen Verdichtung der Hinterfüllung gesucht werden. Um diese Annahme zu erhärten, und um zahlenmäßige Unterlagen über die Druckerhöhung gegenüber normalem Erddruck zu erhalten, wurden an mehreren Bauwerken der Reichsautobahnen die tatsächlich auftretenden Kräfte gemessen.

durch Verbreiterung des Dammfußes erhalten. Maßnahmen zur entsprechenden Verstärkung der die Dammkörper senkrecht begrenzenden Kunstbauten sind allgemein noch nicht üblich, wofür der Mangel an genauer Kenntnis der wirklich vorhandenen Kräfte die Ursache sein mag.

Die Messungen erstreckten sich auf die schiebenden Kräfte des abgleitenden Erdkeils senkrecht zur Wandfläche und die Reibungskräfte zwischen Wand und Erdrich. Die Durchführung der Messung ergab weiterhin die Notwendigkeit, die Bewegungen der Bauwerke in Abhängigkeit von den gemessenen Drücken besonders zu beachten.

I. Die Meßeinrichtung.

Im Handel erhältliche Meßeinrichtungen wurden zum Teil durch Zusatzrichtungen für die vorliegenden Aufgaben geeignet gemacht, zum Teil wurden sie als Kernstück in Geräten verwendet, die von der OBR Essen entworfen wurden.

Zum Messen der Normalkräfte wurden Erddruckmeßdosen verwendet. Bei der Auswahl der verschiedenen im Handel erhältlichen Typen erschienen zunächst alle auf elektrischer Kontaktwirkung beruhenden Systeme ungeeignet. Bei der erstmaligen Ablesung des Erddrucks erfordert die Lösung des Kontaktes ein Abheben der den Erddruck aufnehmenden Platte und damit ein Verdrängen der Erde. Es wird nicht der ruhende Erddruck gemessen, sondern der Erdwiderstand, also ein zu großer Wert. Spätere Meßergebnisse werden dagegen zu klein, da der Hinterfüllungsboden im allgemeinen nicht elastisch genug ist, der rückläufigen Bewegung der Meßplatte zu folgen. Ebenso erschienen die auf Kondensatorwirkung beruhenden Meßdosen für die vorliegende Aufgabe nicht geeignet. Abgesehen von ihrer kleineren Druckfläche von nur 200 cm² arbeiten sie durch Messung von Kapazität und sind somit allen

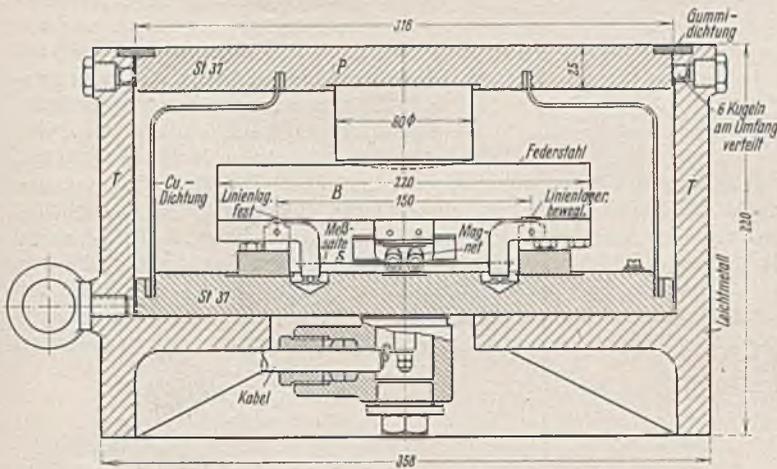


Abb. 1. Elektro-akustische Erddruckmeßdose.

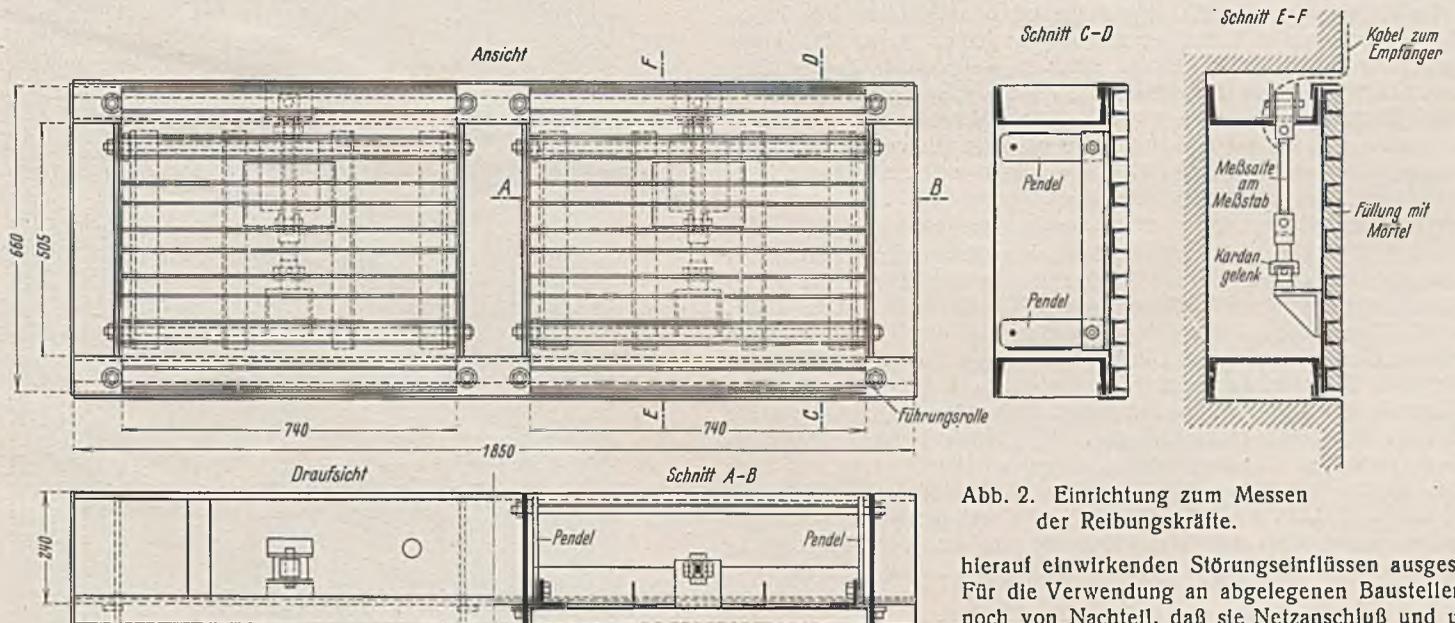


Abb. 2. Einrichtung zum Messen der Reibungskräfte.

Aus den Erfahrungen mit früheren Ausführungen kann nämlich nicht geschlossen werden, wie groß der Einfluß solcher Verdichtungsmaßnahmen auf stützmauerartige Kunstbauten ist. Auch durch jahrelangen Verkehr sind besonders hohe Verdichtungsgrade im allgemeinen nur bis in geringe Tiefe unter der Dammkrone entstanden. In diesem Bereich haben sie allerdings oft seitliche Schübe erzeugt, die die rechnerisch ermittelten Werte offensichtlich übertrafen und z. B. an Stirnmauern von Brücken zu Schäden führten.

Die Dammkörper der RAB selbst haben gegenüber dem stärkeren Bestreben ihrer Massen nach seitlicher Ausbreitung bereits eine Sicherung

hierauf einwirkenden Störungseinflüssen ausgesetzt. Für die Verwendung an abgelegenen Baustellen ist noch von Nachteil, daß sie Netzanschluß und unter Umständen Umformgeräte erfordern. Die für die Messungen verwendeten elektro-akustisch arbeitenden Dosen nach Dr. Schäfer sind von der Bauart Mailhak, Hamburg. Aus Abb. 1 ist ihre Konstruktion ersichtlich. Die den Erddruck aufnehmende Platte *P* hat 316 mm Durchm. und somit 786 cm² Druckfläche; ihre größte Durchbiegung beträgt in der Mitte rd. 0,05 mm, am Rande 0,08 mm. Der aufgebrachte Druck wird als Einzellast auf einen Stahlbalken *B* übertragen, durch dessen Durchbiegung eine Stahlsaiten *S* gespannt wird. Magnete setzen die Stahlsaiten in Schwingung, deren Frequenz einen Maßstab für die jeweilige Spannung gibt und auf dem Wege über ein Empfangsgerät mit Verstärkersatz abgehört werden kann.

Die Größe der Spannung wird bestimmt durch Vergleich mit der Frequenz einer geeichten Stahlsaiten im Empfänger. 1 Tongrad der Skala kann noch genau abgehört werden und bedeutet 0,002 44 bis 0,004 90 kg/cm² Druck auf der Dose, entsprechend dem Meßbereich der Apparate, der bis 1,0 bzw. 1,5 kg/cm² beträgt.

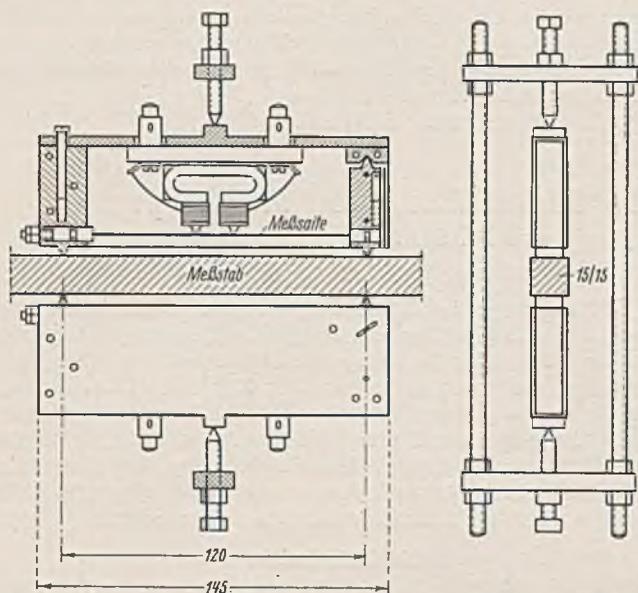


Abb. 3. Meßstab an der Reibungsplatte mit elektro-akustischem Dehnungsmesser.

Um zu verhindern, daß die Druckplatte P bei Beanspruchung durch Reibungskräfte aus der mittigen Lage gegenüber dem Meßbalken B verschoben werden kann, bedurfte die Dose Bauart Malhak einer entsprechenden Verbesserung. Die liefernde Firma wurde dieser Forderung, die ihr von der OBR Essen gestellt worden war, dadurch gerecht, daß sie die Meßdose in ihrer vorhandenen Form in einen kräftigen Leichtmetalltopf T setzte und die Druckplatte P durch sechs Kugellager gegen den Innenrand des Topfes abstützte.

Zum Messen der Reibungskräfte wurde eine Meßeinrichtung von der OBR Essen entworfen und nach deren Angaben von der Apparatebauanstalt Joachim in Hagen gebaut. Die Konstruktion ist aus Abb. 2 ersichtlich. Sie besteht aus einer in die Ebene der Stützmauer eingefügten Reibungsplatte, die auf vier Pendel zur Aufnahme der normal auf die Platte wirkenden Kräfte gestützt ist, so daß sie in ihrer Ebene kleine Bewegungen in lotrechter Richtung ausführen kann. Die Platte ist an ihrer Rückseite an einem Meßstab aufgehängt, dessen Zugbeanspruchung auf dem Wege über seine Dehnung gemessen wird, wenn auf die Platte Reibungskräfte wirken. Diese Messung geschieht durch Dehnungsmesser, die auf den Meßstäben befestigt werden und nach demselben System von Dr. Schäfer elektro-akustisch arbeiten wie die Meßdosen Bauart Malhak (Abb. 3). Das Empfangsgerät für die Dosen kann daher für die Dehnungsmesser mit verwendet werden.

Die bei den nachstehend beschriebenen Messungen verwendeten Reibungsplatten hatten 0,31 m² Fläche; die in Abb. 2 gezeigte Platte gehört zu einer größeren Ausführung von 0,74 m Breite und 0,66 m Höhe, also mit 0,5 m² Fläche. Die Reibungsplatten sind durch kleine \square -Eisen verstärkt, die gleichzeitig als Mörtelträger dienen. Reibungsplatte und umgebende Wandflächen besaßen den gleichen Rauhigkeitsgrad. Die Reibungsplatte hängt an dem Meßstab in einem Kardangelenke, um ein Verbiegen des Stabes auszuschließen. In gleicher Weise ist der Meßstab an dem ihn tragenden Rahmen befestigt. Die Dehnung des Meßstabes beträgt bei 1000 kg Belastung nur 0,035 mm bei der größeren Meßplatte und 0,045 mm bei der kleineren. Durch paarweises Anbringen von Dehnungsmessern auf einem Meßstab wird eine Ausgleichmöglichkeit bei etwaigen Biegungen und eine Kontrolle hierüber erhalten.

II. Anordnung der Meßeinrichtung.

Die Meßgeräte wurden an den Bauwerken grundsätzlich paarweise angeordnet, um Parallelmessungen zu erhalten. Die den Druck aufnehmenden Flächen der Geräte wurden bündig mit der Rückwand der Bauwerke verlegt. Wo dies bei fertigen Bauwerken nicht möglich war, wurde eine Vormauerung geschaffen zur Erzielung einer bündig liegenden Ebene, die die Meßgeräte allseitig 50 cm breit umgab.

Die Höhe der Überschüttungen wurde jeweils bis zur Mitte der Dosen und Meßplatten gemessen. Widerlager und Flügel waren durch Gipsplaster verbunden, um gegenseitige Bewegungen feststellen zu können.

Durch den Bodenkundler der OBR Essen wurde die Hinterfüllung laufend durch Entnahme von Bodenproben untersucht, um die Bodenkennwerte und die durch die Stampfung erreichte Dichte festzustellen.

III. Beurteilung der Messungen.

Die gemessenen Erddrücke verlaufen nicht immer gleichmäßig. Es sind Abweichungen und Streuungen vorhanden, die durch Ungleichmäßigkeiten sowohl beim Einkippen als auch beim Stampfen oder auch durch schwankenden Feuchtigkeitsgehalt der Erdmassen verursacht sein können.

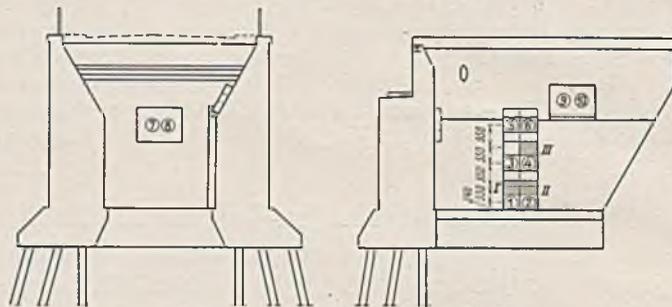
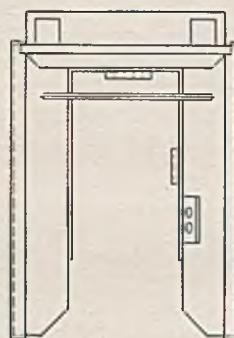


Abb. 4. Bauwerk in km 94,0.
Anordnung der Meßdosen und Reibungsplatten.



Unter diesen Umständen hat sich die paarweise Anordnung der Dosen besonders bewährt. Die hierdurch ermöglichte ständige Kontrolle über das einwandfreie Arbeiten der Dosen war vor allem dann von Nutzen, wenn bei unerwarteten und unerklärlich erscheinenden Einzelmessungen Zweifel an deren Richtigkeit auftraten. Außerdem lieferte die Doppelmessung Mittelwerte, wenn

die gemessenen Werte voneinander abweichen. Die Meßergebnisse benachbarter Dosen weichen häufig um einen konstanten Wert voneinander ab, verlaufen aber im übrigen ganz gleichmäßig. Es muß sich demnach hierbei um eine Verschiedenheit der Anfangsspannungen handeln, die den Dosen schon zu Beginn ihrer Hinterfüllung durch die sich unmittelbar vor ihnen abspielende Stampftätigkeit oder durch andere Einflüsse aufgedrückt wird und bei fortschreitender Überschüttung nicht mehr verschwindet.

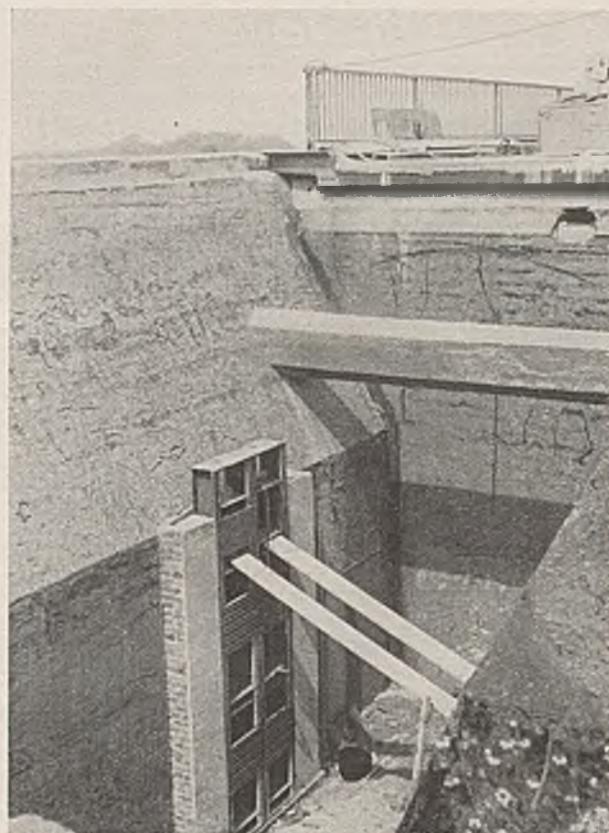


Abb. 5. Lichtbild der Meßeinrichtung.

IV. Auswertung der Messungen.

Die Auswertung geschah gruppenweise in der Art, daß die Meßergebnisse von den in gleicher Höhenlage vorhandenen Dosen, mindestens also von zwei unmittelbar benachbarten zusammengezogen wurden. Diese Messungen sind alsdann nach der Methode der kleinsten Quadrate ($\sum v = 0$; $\sum v^2 = \min$) ausgeglichen. Die hierdurch gefundene Kurve kennzeichnet den tatsächlichen von Beobachtungsfehlern und sonstigen störenden Einflüssen freien Erddruckverlauf.

V. Meßergebnisse.

a) Messungen am Bauwerk in km 94,0 der Strecke Ruhrgebiet—Hannover (Überführung der Straße Hamm—Freiske).

Widerlager und Flügel sind auf Rampaufhängen 34/34 cm mit je 30 t Höchstbelastung gegründet. Die vorderen Pfähle stehen in Neigung 3,5:1. Nach dem Hinterfüllen des nördlichen Widerlagers neigten sich dessen Flügel nach außen. Die Bewegung betrug an der Krone etwa 1 cm. Die Flügel des südlichen Widerlagers wurden daraufhin durch einen Anker miteinander verbunden, so daß ein besonders starres Verhalten dieser Bauwerkteile zu erwarten war und somit die Bedingungen für die Vornahme von Messungen günstig waren. Die Flügel haben 4,40 m l. Abstand.

Aus Abb. 4 ist die Lage der Meßdosen und Reibungsplatten ersichtlich, die alle paarweise angeordnet wurden. Die Reibungsplatten

waren 52 cm hoch und 62 cm breit. Die Geräte an der senkrechten Flügelwand wurden in ein Stahlgerüst eingebaut, das aus 2□ 24 bestand und eine besondere sichere Lagerung der Meßapparatur gewährleistete. Nach vorn wurde das Stahlgerüst durch 10 mm dicke Eisenplatten abgedeckt (Abb. 5). Den Meßdosen waren Riffelbleche vorgeschraubt, um ähnliche Rauigkeit wie am Bauwerk zu erreichen; die Reibungsplatten waren mit einem entsprechenden Mörtel versehen, ebenso die umgebenden Ziegelmauern.

Der anschließende Dammkörper war bereits einige Monate vor dem Hinterfüllen der Widerlager fertiggestellt worden. Der Untergrund bestand aus Mergelboden von großer Dichte. Das zwischen

Meßergebnisse an der senkrechten Flügelwand

Überschüttungshöhe H bis Dosenmitte in m	Dose 1 Tangrad	Nr. 2126 t/m ²	Dose 2 Tangrad	Nr. 2127 t/m ²
Nullmessung	87	—	48	—
0,20	110	1,05	73	1,15
1,65	—	2,30	—	1,70
1,85	120	1,50	80	1,40
2,04	178	4,3	153	4,70
3,70	187	4,7	163	5,45
5,75	232 290 242	67 120 73	213 220 222	25 17 18
5,35	248	1,60	227	6,05
5,75	256	1,95	233 236	4,30 4,6
5,85	269	4,60	245	4,30
5,85	266	4,45	242	4,80
Nullmessung	45	—	45	—
H in m	Dose 3 Tangrad	Nr. 2128 t/m ²	Dose 4 Tangrad	Nr. 2129 t/m ²
Nullmessung	59	—	53	—
0,15	—	0,5	—	0,4
0,35	65	0,4	60	0,35
1,18	78	1,00	78	1,20
2,20	81	1,20	75	1,10
3,65	98 100 100	1,9 2,1 2,1	90 91 83	1,7 1,8 1,9
3,85	102	2,20	94	1,95
4,25	103 104	2,20	96	2,05
4,45	107	2,40	97	2,10
4,05	102	2,20	94	1,95
Nullmessung	63	—	54	—
H in m	Dose 5 Tangrad	Nr. 2130 t/m ²	Dose 6 Tangrad	Nr. 2131 t/m ²
Nullmessung	46	—	70	—
0,70	59	0,60	110	1,00
2,15	63 66 65	0,8 1,0 0,9	111 120 123	1,0 1,3 1,3
2,35	67	1,00	126	1,40
2,75	66 69	1,0 1,15	127 134	1,45 1,60
2,85	68	1,10	130	1,50
2,55	67	1,00	133	1,60
Nullmessung	46	—	72	—

Abb. 6a.

Meßergebnisse der Dosen 1 bis 6.

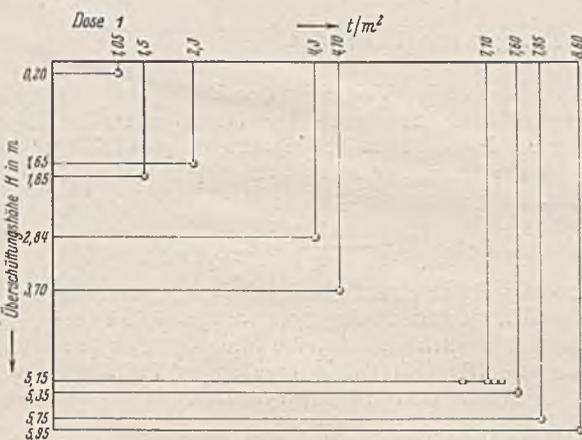


Abb. 6d. Meßergebnis der Dose 1.

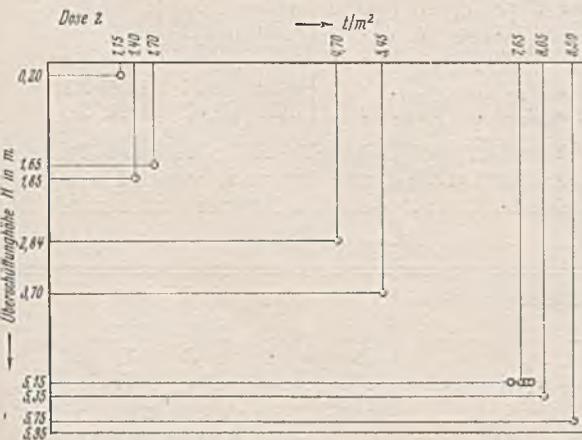


Abb. 6e. Meßergebnis der Dose 2.

Meßergebnisse an der senkrechten Widerlagerwand

Überschüttungshöhe H bis Dosenmitte in m	Dose 7 Tangrad	Nr. 2124 t/m ²	Dose 8 Tangrad	Nr. 2125 t/m ²
Nullmessung	101	—	74	—
0,50	148 136	1,15 0,85	102	0,70
2,00	116	1,90	142	1,60
2,30	202 209 209	2,5 2,7 2,7	164 166 166	2,2 2,25 2,25
2,90	220 220	2,85	174 176	2,4 2,5
3,20	175,5	1,85	133	1,40
3,00	178	1,85	134	1,40
Nullmessung	—	—	73	—

Meßergebnisse an der Schrägwand des Flügels

Überschüttungshöhe H bis Dosenmitte in m	Dose 9 Tangrad	Nr. 2122 t/m ²	Dose 10 Tangrad	Nr. 2123 t/m ²
Nullmessung	64	—	113	—
0,75	114 111 117	1,2 1,1 1,3	168	1,30
1,00	129	1,60	185	1,80
1,20	158 171	2,3 2,5	221	2,60
1,50	184	2,90	244	3,20
1,70	170	2,70	235	2,55
Nullmessung	—	—	—	—

Abb. 6b.

Meßergebnisse der Dosen 7 bis 10.

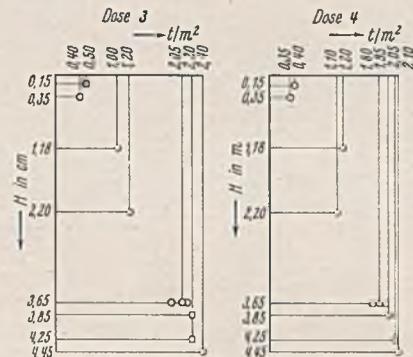


Abb. 6f. Meßergebnisse der Dosen 3 und 4.

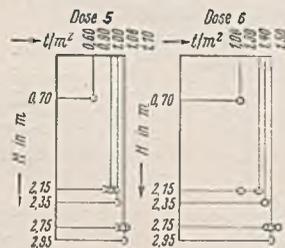


Abb. 6g. Meßergebnisse der Dosen 5 und 6.

Reibungsplatte I
Plattenfläche b·h = 0,52 · 0,32 m²
Meßsaite Nr. 1875 Meßstab 15 mm φ

Überschüttungshöhe bis Mitte Platte H in m	Tangrad	t/m ²	Reibungsplatte II Plattenfläche 0,32 m ² Meßsaite Nr. 1876 Meßstab 15 mm φ	H in m	Tangrad	t/m ²
Nullmessung	280	—	Nullmessung	255	—	—
1,25	348	1,75	1,25	312	1,63	—
2,30	424	3,70	2,30	395	3,60	—
3,10	407	3,28	3,10	405	3,85	—
4,60	413 414 415	3,92 3,4 3,48	4,60	477 418 416	4,77 4,2 4,15	—
4,80	417	3,52	4,80	415	4,15	—
5,20	413	3,40	5,20	410 410	4,00 4,00	—
5,40	416	3,50	5,40	408	3,94	—
5,00	415	3,48	5,00	407	3,91	—
Nullmessung	285	—	Nullmessung	240	—	—

Reibungsplatte III

Plattenfläche 0,32 m²
Meßsaite 1878 Meßstab 10 mm φ

H in m	Tangrad	Reibungskraft t/m ²
Nullmessung	210	—
1,60	324	1,29
3,10	369 372 372	1,80 1,83
3,30	378	1,90
3,70	384 368	1,96 2,01
3,90	393,5	2,14
3,50	398	2,12
Nullmessung	210	—

Abb. 6c.

Meßergebnisse der Reibungsplatten I, II u. III.

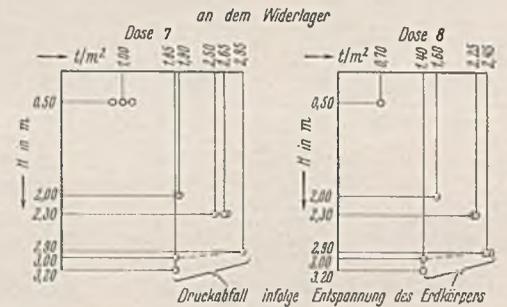


Abb. 6h. Meßergebnisse der Dosen 7 und 8.

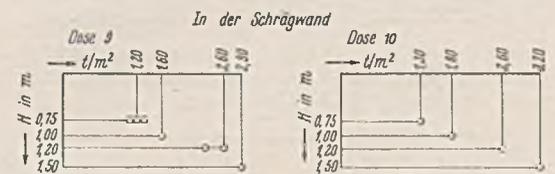


Abb. 6i. Meßergebnisse der Dosen 9 und 10.

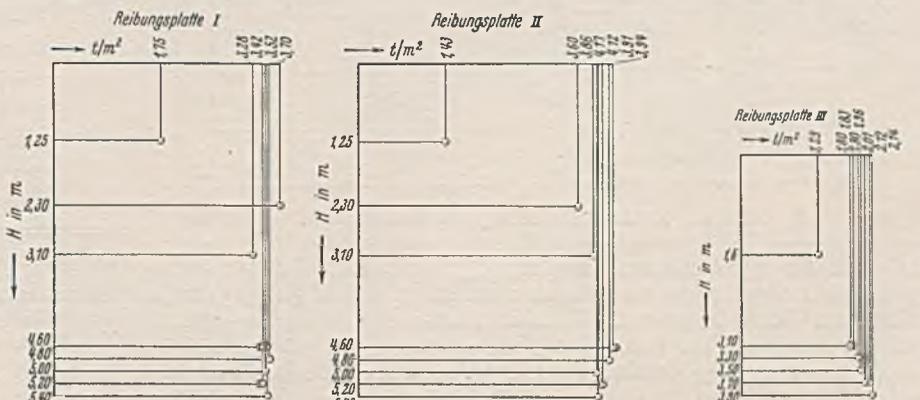


Abb. 6k. Meßergebnisse der Reibungsplatten I, II und III.

Es wurde in Lagen von 25 cm eingebracht und mit einer Explosivramme von 90 kg Gewicht bei 6 bis 8 cm Schrittlänge gestampft. Die mit der Stampfung erreichte Dichte wurde vom Bodenkundler geprüft. In der Bodenprüfstelle der OBR Essen wurden folgende Bodenkennwerte festgestellt:

- Raumgewicht $\gamma = 1,69 \text{ t/m}^3$,
- Böschungswinkel $\varphi = 34^\circ$ für trockenen Sand,
- " $\varphi = 45^\circ$ für Sand mit 0,5 bis 14% Feuchtigkeitsgehalt,
- " $\varphi = 56^\circ$ für Sand mit 4,5% Feuchtigkeitsgehalt.

Das Ergebnis der Messungen ist in Abb. 6 enthalten. Die Messungen innerhalb der einzelnen Dosenpaare zeigen gute Übereinstimmung, die Drücke nehmen gleichmäßig zu. Eine Ausnahme hiervon machen die an der Rückseite der Widerlager angebrachten Meßdosen, die einen plötzlichen Druckabfall zeigen, dem offensichtlich eine Bewegung des Widerlagers zugrunde liegt. Einige Besonderheiten zeigen die Messungen der untersten Dosen 1 bis 2 an den Flügeln. Die erste Messung an diesen Dosen wurde ausgeführt, als sie gerade bis zur Oberkante hinterfüllt waren. In diesem Zustande zeigten sie Pressungen von 1,05 und 1,15 t/m² an. Außerdem nahm der Druck in diesen Dosen bei wachsender Überschüttung mehr als linear zu. Alle anderen Dosen zeigen keine Anfangsspannungen und einen geringeren, annähernd linear auftretenden Druckanstieg.

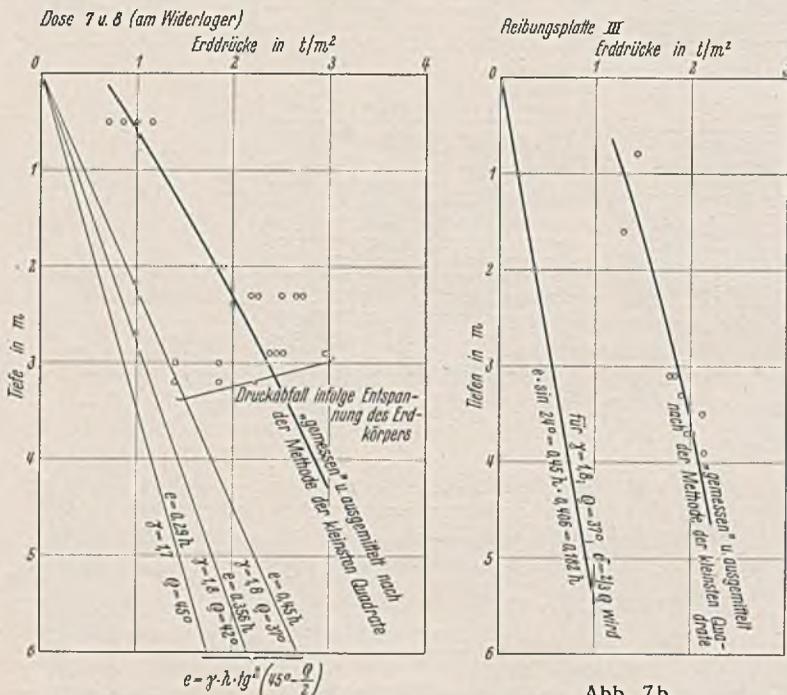


Abb. 7a. Ausmittlung der Meßergebnisse der Dosen 7 und 8.

Abb. 7b. Ausmittlung der Meßergebnisse der Reibungsplatte III.

Um eine bessere Auswertung der Messungen zu ermöglichen, sind die einzelnen Ergebnisse zu Kurven (s. beispielsweise Abb. 7) ergänzt worden, die nach der Methode der kleinsten Quadrate unter Zusammenfassung der Ergebnisse der Dosenpaare ermittelt wurden. In Abb. 8 sind die so ermittelten Drucklinien zusammengestellt.

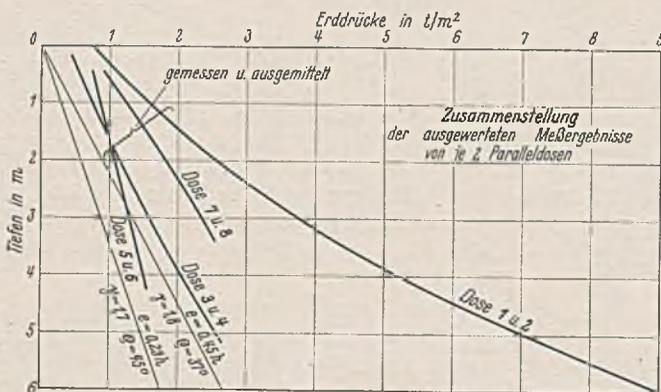


Abb. 8. Zusammenstellung der Drucklinien.

Aus dieser Zusammenstellung ergibt sich zunächst, daß der Druckzuwachs für Dosenpaare verschiedener Höhenlage um so geringer ist, je höher die Dosen liegen. Die Ursache hierfür muß in einem ungleich starken Nachgeben der Wand in den verschiedenen Höhenlagen, also in einer Kippbewegung gesucht werden. Von einer solchen Bewegung würden die untersten Dosen gar nicht, die obersten am meisten betroffen

werden. Eine derartige Kippbewegung war auch bei diesem Bauwerk trotz des zwischen den Flügeln befindlichen Ankers möglich. Dieser Anker ist nachträglich eingebaut worden und läßt daher, bevor er in seinen endgültigen Spannungszustand kommt, geringe Bewegungen zu. Außerdem ist er nahe am Widerlager, also außerhalb der Mitte des Flügels angebracht. Es ist also wohl anzunehmen, daß bei durchaus starrem Verhalten der Flügelmauern auch für die höher gelegenen Dosen Drucklinien mit ähnlich großem Differenzenquotienten entstanden wären wie für die Dosenpaare 1 u. 2 und 7 u. 8.

Besonders die Dosen 7 u. 8 am Widerlager sind für diese Vorstellung wichtig, da das Widerlager starr gestanden hat, bis die Dosen 7 u. 8 rd. 3 m hoch überschüttet waren. Dann folgte ein ruckartiges Nachgeben.

Die untersten Dosen 1 u. 2 am Flügel müssen außerdem noch Einflüssen ausgesetzt gewesen sein, durch die die Anfangsspannungen von 1,05 bzw. 1,15 t/m² entstanden sind, die in Abb. 4 aufgetragen sind. Bewegungen der Mauer sind hierfür nicht denkbar, auch sind Fehlmessungen ausgeschlossen, wie sich aus den gleichmäßigen Ablesungen für diese beiden Dosen ergibt. Die vor diesen Dosen eingebrachte Hinterfüllung liegt auf gewachsenem Boden aus Löß und Mergelsand, dessen natürliche Dichte noch dadurch vergrößert worden ist, daß hier die Ramme bei der Herstellung des Pfahlrostes gestanden hat. Es ist daher zu vermuten, daß der hinterfüllte Sand bei seiner Stampfung keine Ausweichmöglich-

keit gehabt hat und die ihm zugeführte Stampfenergie fast ungedämpft auf die Mauer und die Dosen übertragen. Ein derartiger Einfluß wird sich auch noch aus der Stampfarbeit in höher gelegenen Schichten bemerkbar gemacht haben und kann als Erklärung dafür dienen, daß die Drucklinie nicht nur linear der Gewichtszunahme aus der Überschüttung ansteigt, sondern darüber hinaus.

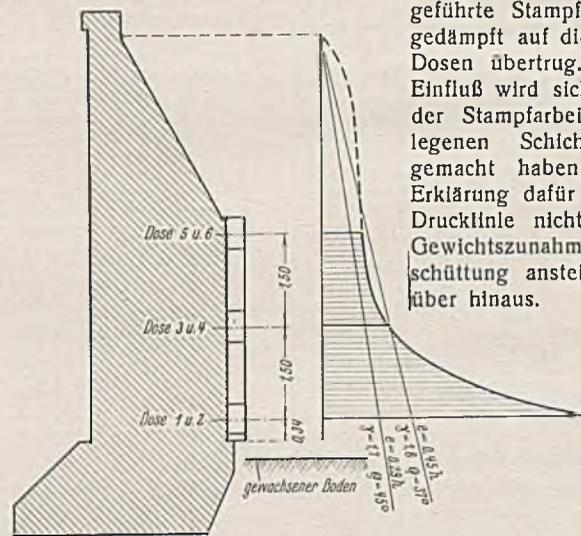


Abb. 9. Schlußmessungen aller Dosenpaare.

Es folgen nun zahlenmäßige Vergleiche der Meßergebnisse mit den Werten für waagerechten Erddruck bei theoretischer Ermittlung. Unter Verwendung der festgestellten Bodenkennwerte $\gamma = 1,69 \text{ t/m}^3$ und $\varphi = 45^\circ$ ergibt sich ein Erddruck e_1 , wenn von einem Einfluß der Erdreibung an der Wand abgesehen wird:

$$e_1 = 1,69 h \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{45^\circ}{2} \right) = 0,29 h \text{ t/m}^2.$$

Die in der Praxis der Entwurfsbearbeitung häufig gebrauchten Werte $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ und $\varphi = 37^\circ$ ergeben demgegenüber $e_2 = 0,45 h \text{ t/m}^2$.

Mit diesen Werten werden zunächst die Messungen an den Widerlagerdosen verglichen. Die sich daraus ergebenden Verhältnisse entsprechen den Drücken hinter starr stehenden Mauern.

Dosenpaar 7 u. 8 am Widerlager.

Überschüttungshöhe H . . . m	2,00	2,90		
Gemessener Wert e_0	1,75	2,72		
Theoretischer Wert e_1	0,58	0,84		
Theoretischer Wert e_2	0,90	1,31		
Verhältnis e_0/e_1	3,02	3,24	1. M.	3,1
Verhältnis e_0/e_2	1,95	2,07	1. M.	2,0

Ein weiterer Vergleich wird aufgestellt für die untersten Dosen des Flügels, wengleich diese Drücke e_0 nach den vorstehenden Überlegungen nur für die untersten Lagen starr stehender Bauwerke zu erwarten sind.

Dosenpaar 1 u. 2.

Überschüttungshöhe H . . . m	1,85	2,84	3,70	5,95	
Gemessener Wert e_0	1,45	4,50	5,08	8,75	
Theoretischer Wert e_1	0,54	0,82	1,07	1,72	
Theoretischer Wert e_2	0,83	1,28	1,66	2,67	
Verhältnis e_0/e_1	2,68	5,50	4,75	5,10	1. M. 4,5
Verhältnis e_0/e_2	1,75	3,51	3,05	3,27	1. M. 2,9

In Abb. 9 sind die Schlußmessungen aller Dosenpaare zusammengestellt. Es ergibt sich daraus die Verteilung des Erddrucks über die Flügelwand nach Beendigung der Hinterfüllung.

Endzustand.

Überschüttungshöhe H m	5,95	4,45	2,95
Gemessener Wert e_0	8,75	2,25	1,30
Theoretischer Wert e_1	3,94	2,00	1,33
Theoretischer Wert e_2	1,73	1,29	0,86
Verhältnis e_0/e_1	2,22	1,13	0,98
Verhältnis e_0/e_2	5,06	1,75	1,51

Aus diesen Zusammenstellungen ergibt sich, daß die Übereinstimmung der gemessenen Werte e_0 mit den theoretischen Werten e_1 , denen die Kennwerte des verwendeten Bodens zugrunde liegen, nicht vorhanden ist.

Auch die theoretischen Werte e_2 , die gegenüber den Werten e_1 schon eine gewisse Sicherheit enthalten sollen und ohne Zuschlag in der Entwurfsaufstellung der Bauwerke verwendet werden, erweisen sich bei allen Messungen als zu klein, wobei besonders die Ergebnisse der Dosen 7 u. 8 zu beachten sind, die den zweifachen Betrag von e_2 liefern.

Die Standsicherheit der unter Erddruck stehenden Bauwerke hängt jedoch auch in hohem Maße von den Reibungskräften zwischen Erde und Mauer ab. Die Messung dieser Kräfte konnte bei dem hier behandelten Bauwerk nur in den unteren Lagen der Hinterfüllung vorgenommen werden, und zwar mit zwei nebeneinanderstehenden Reibungsplatten I u. II, die sich unmittelbar über den untersten Meßdosen I u. 2 befanden, sowie mit einer Reibungsplatte III über den mittleren Dosen 3 u. 4.

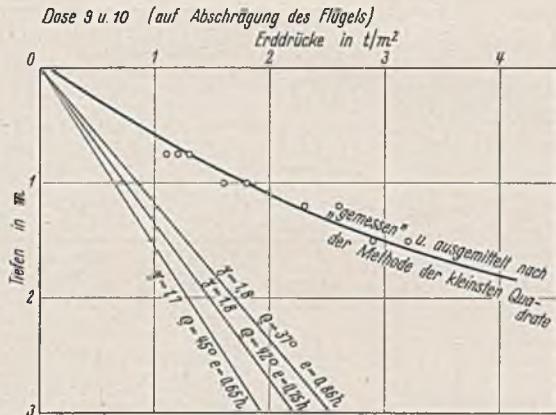


Abb. 10. Ausmittlung der Ergebnisse der Dosen 9 und 10.

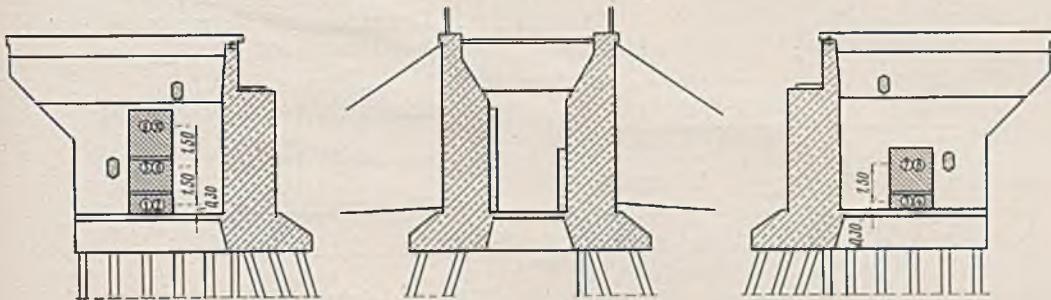


Abb. 11. Bauwerk in km 102,2. Anordnung der Meßdosen.

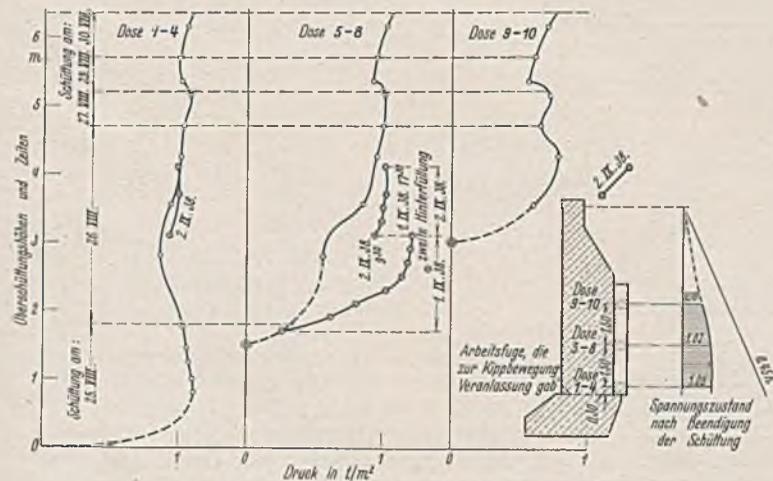


Abb. 12. Zusammengefaßte Meßergebnisse.

Die Meßergebnisse sind in Abb. 6 enthalten und in Abb. 7 weiter ausgewertet. Der Hinterfüllungsboden ist vor diesen Reibungsplatten wie auch vor den Dosen in einem Bereich von 10 cm nicht gestampft worden.

Überschüttungshöhe H bis Dosenmitte in m	Zeit	Dose 1 Nr. 2127 1 Tongrad - 0,045 t/m ²		Dose 2 Nr. 2127 1 Tongrad - 0,0472 t/m ²		Dose 3 Nr. 2125 1 Tongrad - 0,0458 t/m ²		Dose 4 Nr. 2130 1 Tongrad - 0,0467 t/m ²	
		Tongrad	t/m ²						
Nullmessung	29.8.	76	—	60	—	65	—	57	—
0,60	25.8. 8 ⁰⁰	94	0,91	88	1,32	86	0,98	85	1,31
1,00	8 ⁰⁰	94	0,81	88	1,32	86	0,98	84,5	1,29
1,25	9 ⁰⁰	92,5	0,79	87	1,27	86	0,98	85	1,31
1,25	9 ⁰⁰	93,5	0,75	88	1,32	85	0,94	84,5	1,29
1,45	10 ¹⁰	93	0,78	87	1,27	85	0,94	84,5	1,29
1,75	10 ³⁰	92	0,76	85	1,18	85	0,94	84,5	1,29
2,00	26.8. 6 ³⁰	88,5	0,61	82	1,04	81	0,75	78	1,05
3,53	11 ⁰⁰	93	0,76	81	0,99	84	0,89	81	1,12
4,25	15 ⁰⁰	94	0,81	83,5	1,11	85	0,94	82,5	1,19
4,70	18 ⁰⁰	95	0,86	84	1,13	—	—	—	—
4,70	27.8. 6 ¹⁵	96	0,90	84	1,13	86	0,98	82	1,17
5,15	9 ³⁰	96	0,90	85	1,18	87	1,03	83	1,22
5,35	28.8. 11 ⁰⁰	95,5	0,87	83	1,08	85	0,94	82	1,17
5,70	19 ⁰⁰	95	0,86	82,5	1,06	85	0,94	81	1,12
5,70	30.8. 9 ⁰⁰	96	0,90	83	1,08	85	0,94	81	1,12
6,15	14 ¹⁵	96	0,90	84,5	1,16	87	1,03	81,5	1,14
Nachmaliger Aushub der Baugrube bis $H=3,10$ m.									
3,10	2.9.	96	0,90	89	1,13	83	0,88	84	1,26
3,70		94	0,81	84	1,13	83	0,84	83	1,22
4,10		94	0,81	83	1,08	83	0,84	83,5	1,24
Überschüttungshöhe H bis Dosenmitte in m		Dose 5 Nr. 2121 1 Tongrad - 0,0246 t/m ²		Dose 6 Nr. 2128 1 Tongrad - 0,049 t/m ²		Dose 7 Nr. 2124 1 Tongrad - 0,025 t/m ²		Dose 8 Nr. 2125 1 Tongrad - 0,0245 t/m ²	
Nullmessung	25.8.	72	—	62	—	120	—	85	—
1,30	26.8. 6 ³⁰	—	—	—	—	144,5	0,56	108	0,56
2,05	11 ⁰⁰	112	0,59	85	1,03	148	0,70	113	0,68
2,75	15 ⁰⁰	112	0,59	87	1,23	152	0,80	117	0,78
3,20	9 ³⁰	115	1,06	86	1,18	—	—	—	—
3,20	27.8. 6 ¹⁵	115	1,06	86	1,18	151,5	0,79	115	0,73
3,65	9 ³⁰	112,5	1,12	87,5	1,25	154	0,85	118	0,81
3,85	28.8. 11 ⁰⁰	113	1,01	85,5	1,15	152	0,80	113,5	0,70
4,20	18 ⁰⁰	114	1,03	86	1,18	152,5	0,87	114	0,71
4,20	30.8. 9 ⁰⁰	116	1,08	86	1,18	154	0,85	115	0,73
4,65	14 ¹⁵	120	1,18	83	1,32	155	0,87	115	0,73
Aushub der Baugrube u. Freilegung der Dosen									
Nullmessung	1.9. 1938	71	—	61	—	111	—	72	—
0,20	1.9.38. 15 ³⁰	—	—	—	—	123	0,15	87	0,37
0,40	"	88	0,66	77	0,79	131	0,50	82	0,48
0,60	"	101	0,74	82	1,03	142	0,78	98	0,64
0,80	bis	108	0,84	85	1,23	151	1,00	109	0,90
1,00		110	0,86	80	1,42	156	1,13	114	1,03
1,20		110	0,86	80	1,42	161	1,25	117	1,10
1,40		105	0,84	89	1,37	163	1,30	120	1,18
1,60	17 ³⁰	111	0,88	89	1,37	163	1,30	120	1,18
1,60		98	0,68	82,5	1,05	165	1,10	111	0,86
1,80		85,5	0,60	84	1,13	159	1,20	114	1,03
2,00		100	0,71	82	1,03	160	1,23	115	1,05
2,20		100	0,71	82	1,03	161	1,25	117	1,10
2,60		99	0,69	81,5	1,01	160,5	1,24	117	1,10

Abb. 13a. Meßergebnisse der Dosen 1 bis 8.

Überschüttungshöhe H bis Dosenmitte in m	Zeit	Dose 9 Nr. 2123 1 Tongrad - 0,0258 t/m ²		Dose 10 Nr. 2122 1 Tongrad - 0,0244 t/m ²	
Nullmessung	25.8.	64	—	88	—
0,55	26.8. 11 ⁰⁰	90	0,67	120	0,54
1,25	15 ⁰⁰	97	0,85	127	0,71
1,70	18 ³⁰	93	0,75	125	0,61
1,70	27.8. 6 ³⁰	90	0,67	127	0,56
2,15	8 ³⁰	96	0,83	125	0,61
2,35	11 ⁰⁰	88	0,62	118	0,49
2,70	18 ⁰⁰	88	0,62	118	0,49
2,70	28.8. 9 ⁰⁰	86	0,63	118	0,49
3,15	13 ¹⁵	89	0,80	119	0,51
Aushub der Baugrube					
Nullmessung	1.9.38.	65	—	97	—
0,70	2.9.38. 11 ⁰⁰	118	1,32	132	0,87
1,10	12 ⁰⁰	124	1,52	140	1,07

Abb. 13b. Meßergebnisse der Dosen 9 und 10.

Der Verlauf der gemittelten Kurven für die Reibungskräfte ist dem der entsprechenden Kurven der Meßdosen dadurch ähnlich, daß die Kurven für die unteren Reibungsplatten I u. II ebenfalls über das lineare Maß ansteigen. Bei der Gegenüberstellung mit den den theoretischen Werten entsprechenden Geraden ergeben sich folgende Verhältniszahlen, wenn mit $\gamma=1,8$ t/m³; $\phi=37^\circ$ und einem Wandreibungswinkel von $\frac{2}{3}\phi=24^\circ$ gerechnet wird:

$$R_1 = e_0 \cdot \sin 24^\circ = 0,45 \cdot 0,407 = 0,183 \text{ h t/m}^2$$

Reibungsplatte I u. II.

Überschüttungshöhe H m	1,85	2,84	3,70	5,15
Gemessener Wert R_0 t	2,55	3,24	3,56	3,90
Theoretischer Wert R_1 t	0,34	0,51	0,67	0,93
Verhältnis R_0/R_1	7,50	6,36	5,30	4,20

Reibungsplatte III.

Überschüttungshöhe H m	1,18	2,20	3,65	4,45
Gemessener Wert R_0 t	1,34	1,64	2,02	2,18
Theoretischer Wert R_1 t	0,21	0,40	0,64	0,80
Verhältnis R_0/R_1	6,39	4,10	3,16	2,73

Durch Zusammenfassung der Normalkräfte mit den Reibungskräften ergibt sich die Neigung des Erddrucks gegen die Wand gemäß folgender Tafel.

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{R}{N}$$

Meßstelle	Überschüttungshöhe H m	Reibungskraft R t	Normalkraft N t	$\operatorname{tg} \delta$	δ
Dosen 1 u. 2 und Reibungsplatten I u. II	1,85	2,55	1,45	1,76	60° 20'
	2,84	3,24	4,45	0,73	36° 10'
	3,70	3,56	5,08	0,70	35°
	5,15	3,90	7,40	0,53	28°
Dosen 3 u. 4 und Reibungsplatte III	1,18	1,34	1,00	1,34	53° 20'
	2,20	1,64	1,20	1,36	53° 40'
	3,65	2,02	2,10	0,96	43° 50'
	4,45	2,18	2,40	0,91	42° 20'

können aus den Meßergebnissen, die nur an drei Stellen gefunden wurden, nicht gezogen werden. Auch kann aus diesem Grunde nichts über die Verteilung der Reibungskräfte über die Mauerflächen gesagt werden.

Die Messungen der Kräfte auf den Schrägflächen der Flügel, die sich nur auf Normalkräfte beschränkten, zeigen an, daß auch diese Kräfte das Maß der theoretisch ermittelten weit überschreiten (s. Abb. 10). Theoretisch würde sich ergeben für

$$\rho = 37^\circ; \quad -\alpha = 30^\circ; \quad e_1 = 0,48 \gamma h$$

und für

$$\rho = 45^\circ; \quad -\alpha = 30^\circ; \quad e_1 = 0,38 \gamma h.$$

b) Messungen am Bauwerk in km 102,2 der Strecke Ruhrgebiet—Hannover (Überführung der Straße Hamm—Vöcklinghausen) (Abb. 11).

Widerlager und Flügel dieses Bauwerks stehen auf einer Pfahlgründung. Die Flügel, die einen lichten Abstand von 3 m haben, neigten sich nach ihrer Hinterfüllung nach außen, wobei ihre Bewegung an der Mauerkrone rd. 4 cm betrug. Die Hinterfüllung besteht aus demselben Mittelsand wie beim Bauwerk in km 94,0 (s. Abb. 4).

Nach dem Entfernen der Hinterfüllung zeigte sich einwandfrei, daß die Ursache der Kippbewegung im Klaffen einer Arbeitsfuge an der schwächsten Stelle der Flügelwand lag (Abb. 12). Die Flügel wurden daraufhin durch zwei Anker miteinander verbunden und mit Hilfe von Spanschlössern in ihre ursprüngliche Lage zurückgeholt.

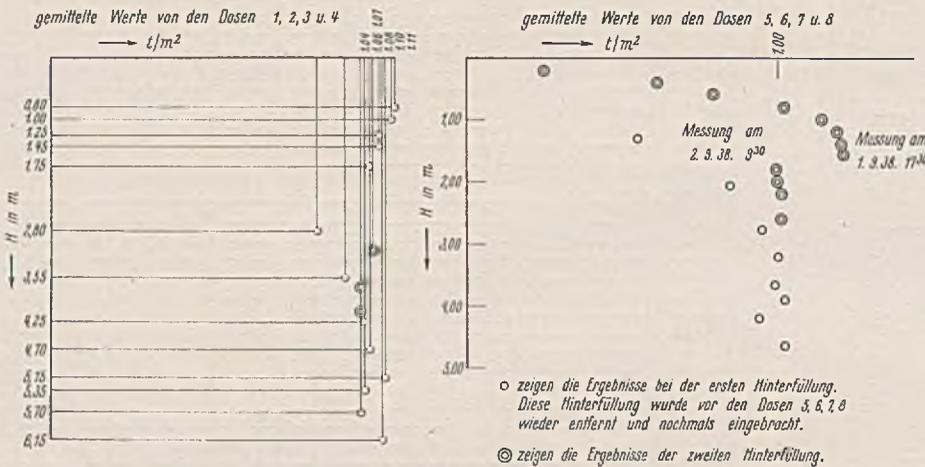


Abb. 14. Zusammenfassung der Dosengruppen 1 bis 4 und 5 bis 8.

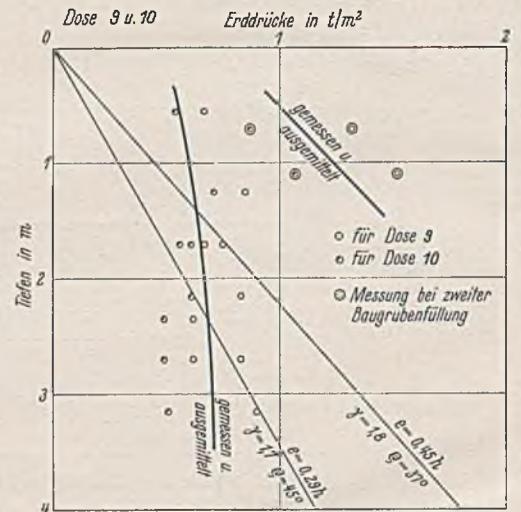


Abb. 16. Ausmittlung der Meßergebnisse der Dosen 9 und 10.

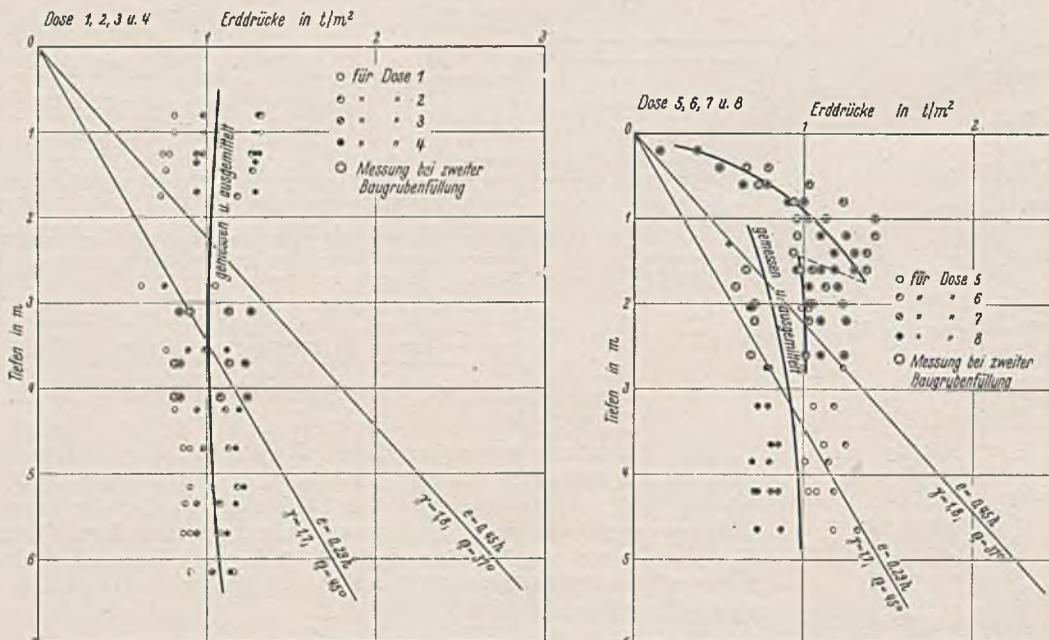


Abb. 15. Ausmittlung der Meßergebnisse der Dosengruppen 1 bis 4 und 5 bis 8.

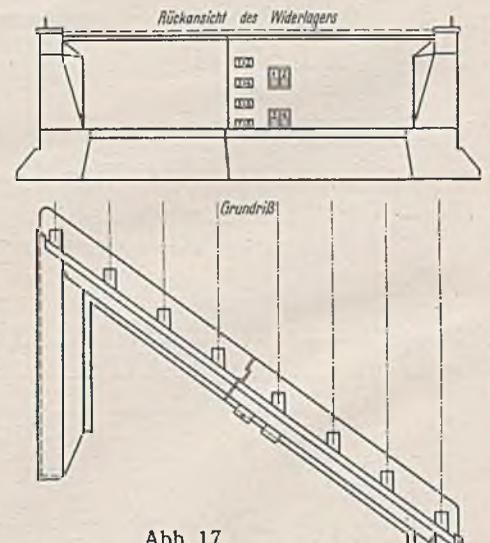


Abb. 17. Anordnung der Meßeinrichtung. Bauwerk in km 100,06.

Die Werte für die Reibung sind der gemittelten Kurve entnommen. Aus der Zusammenstellung ergibt sich, daß die Neigung des Erddrucks an ein und derselben Stelle von der Höhe der dort befindlichen Überschüttung abhängt und mit zunehmender Überschüttung kleiner wird. Aus der Größe des Neigungswinkels der Erddrücke zeigt sich weiterhin, daß der Zuwachs für die Reibungskräfte im Vergleich zu den theoretischen Werten allgemein größer ist als bei den Normalkräften. Weitere Schlüsse

Die zur Zeit anderweit nicht verwendbaren Erddruckmeßdosen wurden an diesem Bauwerk wieder eingebaut. Auf Grund der Erfahrungen an dem Bauwerk in km 94,0 mußte hier mit noch größeren Bewegungen gerechnet werden. Es sollte versucht werden, Beziehungen zwischen der Größe der Drücke und der der Bewegungen zu finden. Die Meßdosen wurden in vor die Flügelwände gesetzte Ziegelwände gestellt,

die die Dosen allseitig um 50 cm überragten. In den beiden unteren Höhenlagen befanden sich je vier Dosen, in der obersten zwei. Reibungsplatten wurden nicht verwendet.

Die Ergebnisse der Messungen sind in Abb. 13 mitgeteilt. Nach Beendigung der Hinterfüllung wurde zwischen den Flügeln eine 2 m breite Baugrube bis in Höhe der mittleren Dose ausgehoben und gleich danach wieder verfüllt in der Annahme, daß die nun unter dem Druck der verbleibenden Hinterfüllung stehenden Mauern sich starrer verhalten und größere Druckkräfte aufnehmen würden. In den Abbildungen sind die Ergebnisse der ersten Messungen mit einem Kreis bezeichnet, die der zweiten Messung mit einem Doppelkreis.

Während der ersten Hinterfüllung erreichten die Anfangswerte der untersten Dosen kaum die beim Bauwerk km 94,0 gemessenen und fallen dann noch weiter ab, um bei 2,80 m Überschüttung nur wenig wieder anzusteigen. Die mittleren Dosen nehmen nach geringen Anfangsspannungen ebenfalls nur wenig zu. Abb. 14 zeigt die Zusammenfassung der Dosegruppen 1 bis 4 und 5 bis 8. Auch die obersten Dosen 7 u. 8 ergaben geringe und schwankende Drücke.

Die an die zweite Hinterfüllung gestellte Erwartung, daß die durch die restliche Überschüttung geschaffene Vorspannung ein starres Verhalten der Mauern bedingen würde, ist nicht erfüllt worden. Der größte gemessene Druck für die mittleren Dosen, die besonders beobachtet

Dose 1				Dose 2			
H	Ta	Ta-To	t/m ²	H	Ta	Ta-To	t/m ²
0,40	135	61	1,50	0,40	168	67	1,68
0,60	145	71	1,72	0,60	160	79	1,98
"	135	61	1,50	"	183,5	82,5	2,03
0,90	120	56	1,37	0,90	176	75	1,90
1,10	143	69	1,69	1,10	202	101	2,53
"	143	69	1,69	"	198	97	2,43
"	135	61	1,50	"	178	77	1,92
1,40	146	72	1,76	1,40	189	83	2,32
"	146	72	1,76	"	201	100	2,50
"	140	66	1,61	"	195	95	2,38
1,60	138	64	1,67	1,60	203	102	2,55
"	142	68	1,67	"	208	107	2,67
"	143	69	1,70	"	209	108	2,70

Dose 3				Dose 4			
H	Ta	Ta-To	t/m ²	H	Ta	Ta-To	t/m ²
0,10	68	11,5	0,535	0,10	65	4	0,188
0,20	68	11,5	0,535	0,20	67	6	0,283
"	66,5	10	0,467	"	63	2	0,095
0,55	66,5	10	"	0,55	64	3	0,141
0,80	79	22,5	1,05	0,80	72	11	0,510
"	78	21,5	1,01	"	71	10	0,472
1,60	80	23,5	1,10	1,60	75	14	0,66
1,80	84,5	28	1,31	1,80	80	19	0,90
"	83,5	27	1,26	"	79	18	0,85
2,10	81	24,5	1,15	2,10	77	16	0,78
2,30	82	25,5	1,19	2,30	78	17	0,81
"	81	24,5	1,15	"	74	17	0,81
"	79	22,5	1,05	"	78	13	0,62
2,60	82	25,5	1,19	2,60	78	17	0,81
"	82	25,5	1,19	"	78	17	0,81
2,80	82	25,5	1,19	2,80	79	18	0,85
"	82	25,5	1,19	"	79	18	0,85
"	82	25,5	1,19	"	79	18	0,85

Abb. 18a. Meßergebnisse der Dosen 1 bis 4.

Dose 5				Dose 6			
H	Ta	Ta-To	t/m ²	H	Ta	Ta-To	t/m ²
0,20	62,5	0,5	0,42	0,20	84	16	0,40
0,55	70,5	11,0	0,54	0,55	78	10	0,246
0,90	77	18,0	0,88	0,90	78	10	"
1,00	75	16,0	0,78	1,00	78	10	"
1,20	73	14,0	0,69	1,20	76	8	0,186
1,30	72	13,0	0,67	1,30	75	7	0,171
1,40	73	14	0,69	1,40	75	7	"
"	73	"	"	"	76	8	0,197
1,75	73	"	"	1,75	77	9	0,221
2,00	75	16	0,79	2,00	80	12	0,294
"	75	"	"	"	81	13	0,32
2,80	81	22	1,08	2,80	90	22	0,54
3,00	85	26	1,27	3,00	99	31	0,76
"	85	26	1,27	"	96	28	0,69
3,30	84	25	1,21	3,30	95	27	0,67
3,50	86	27	1,31	3,50	98	30	0,74
"	85	26	1,27	"	99	31	0,76
"	85	26	1,27	"	97	29	0,72
3,80	87,5	28,5	1,40	3,80	100	32	0,785
"	87,5	28,5	1,40	"	101	33	0,81
"	88	29	1,42	"	104	36	0,89
4,00	90	31	1,51	4,00	104	36	0,89
"	88	29	1,42	"	104	36	0,89
"	88	29	1,42	"	103	35	0,87

Abb. 18b. Meßergebnisse der Dosen 5 u. 6.

Dose 7				Dose 8			
H	Ta	Ta-To	t/m ²	H	Ta	Ta-To	t/m ²
0,90	112,5	48	1,24	0,90	121	24	0,64
"	100	35,5	0,92	"	111,5	14,5	0,38
"	95	30,5	0,79	"	105	8	0,20
1,25	109	44,5	1,15	1,25	108	11	0,28
1,75	113	48,5	1,26	1,75	108	11	0,28
2,10	120	55,5	1,42	2,10	106	9	0,22
2,20	126	61,5	1,58	2,20	109	12	0,29
2,40	139	74,5	1,91	2,40	111	14	0,34
2,50	141	76,5	1,98	2,50	113	16	0,39
2,60	135	70,5	1,81	2,60	114	17	0,42
"	133,5	69	1,78	"	114	17	0,42
2,95	133	68,5	1,77	2,95	115	18	0,44
3,2	145	80,5	2,07	3,2	124	27	0,66
"	145	"	"	"	125	28	0,68
4,0	146	81,5	2,15	4,0	133	36	2,34
4,20	165,5	101	2,62	4,2	209	112	2,73
"	151,0	87,5	2,26	"	203	106	2,58
4,5	155	91,5	2,37	4,5	206	109	2,65
4,7	176	114,5	2,87	4,7	217	120	2,83
"	178	118,5	2,93	"	221	124	3,03
"	180	119,5	2,98	"	222	125	3,05
5,00	184	119,5	3,10	5,00	229	132	3,22
"	185	120,5	3,11	"	230	133	3,25
"	188	123,5	3,2	"	235	138	3,37
5,2	201	136,5	3,52	5,2	241	144	3,51
"	202	137,5	3,54	"	245	148	3,61
"	201	136,5	3,52	"	246	149	3,63

Abb. 18c. Meßergebnisse der Dosen 7 u. 8.

Meßplatte 1				Meßplatte 2			
H	Ta	Ta-To	t/m ²	H	Ta	Ta-To	t/m ²
0,05	174,5	6,5	0,166	0,05	410	3	0,076
0,15	174,5	6,5	0,166	0,15	"	3	"
"	176	8,0	0,204	"	412	5	0,127
0,50	178,5	10,5	0,268	0,50	443	6	0,152
0,75	225	57	1,45	0,75	420	13	0,33
1,55	239	71	1,81	1,55	430	23	0,58
1,75	259	91	2,32	1,75	447	40	1,02
"	259	91	"	"	445	38	0,96
2,05	242	74	1,89	2,05	433	26	0,66
2,25	257	89	2,27	2,25	446	39	0,99
"	243	75	1,91	"	438	31	0,79
"	237	69	1,76	"	436	28	0,735
2,55	247	79	2,01	2,55	442	35	0,89
"	253	85	2,17	"	446	39	0,99
"	243	75	1,91	"	439	32	0,81
2,75	254	86	2,19	2,75	446	39	0,99
"	256	88	2,25	"	448	41	1,05
"	256	88	2,25	"	448	41	1,05

Abb. 18d. Meßergebnisse der Reibungsplatten 1 u. 2.

Meßplatte 3			
H	Ta	Ta-To	t/m ²
0,85	304	54	1,37
"	294	44	1,12
"	295	45	1,14
1,20	288	38	0,99
1,70	286	36	0,91
2,05	"	"	"
2,15	"	"	"
2,35	284	34	0,84
2,45	282	32	0,81
2,55	283	33	0,84
3,15	283	"	"
3,95	291	41	1,04
4,15	295	45	1,14
"	"	"	"
4,45	293	43	1,09
4,65	"	"	"
"	295	45	1,14
"	293	43	1,09
4,85	295	45	1,14
"	296	46	1,17
"	"	"	"
5,15	"	"	"
"	295	45	1,14
"	"	45	1,14

Abb. 18e. Meßergebnis der Reibungsplatte 3.

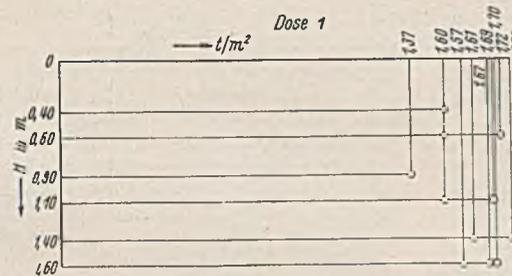


Abb. 18f. Meßergebnis der Dose 1.

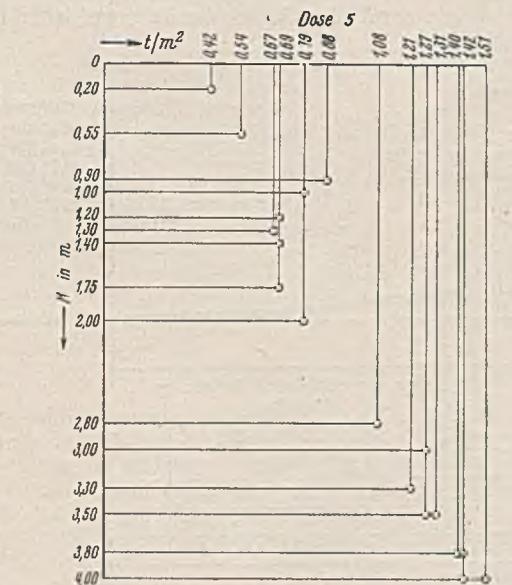


Abb. 18h. Meßergebnis der Dose 5.

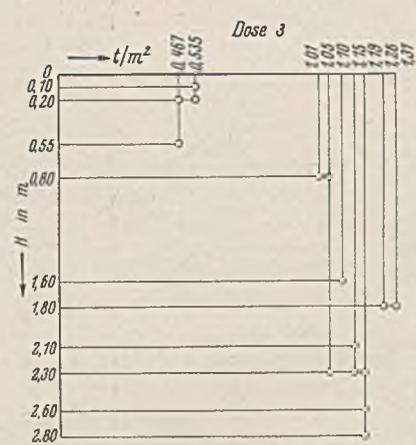


Abb. 18g. Meßergebnis der Dose 3.

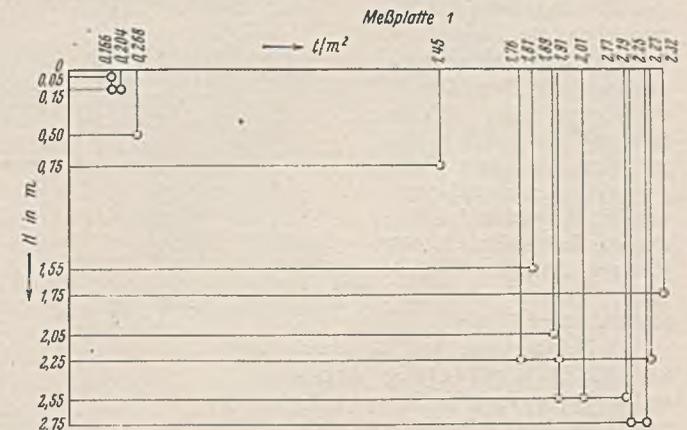


Abb. 18i. Meßergebnis der Reibungsplatte 1.

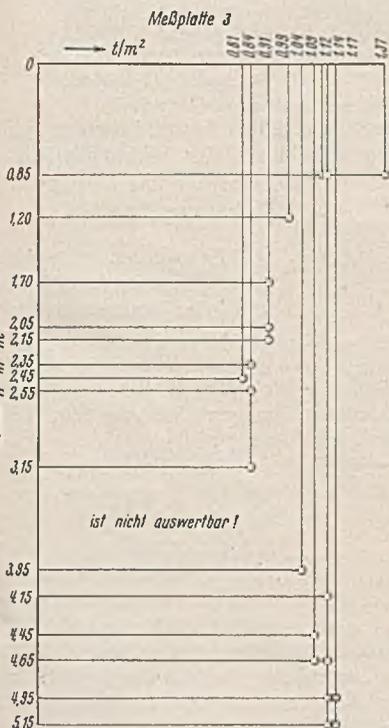


Abb. 18k. Meßergebnis der Reibungsplatte 3.

wurden, betrug 1,20 t/m² bei 1,50 m Überschüttung. Danach folgte erneut plötzliches Nachgeben der Drücke, die weiterhin teils stiegen, teils fielen.

Die zu Beginn der Hinterfüllung zwischen Widerlager und Flügeln angebrachten Gipspflaster zeigten nur geringe Risse vom Bruchteil eines Millimeters. Die ausgewerteten Drucklinien sind in Abb. 15 u. 16 enthalten. Abb. 12 zeigt, wie weit sich aus dem Verlauf der Drucklinien auf Nachgiebigkeiten der Flügeln schließen läßt.

und nach hinten geneigt stehen und dadurch ein besonders starrs Verhalten der Gründung erwarten lassen. Die Hinterfüllung besteht aus granulierter Hochofenschlacke von üblicher Korngröße. Das Raumgewicht beträgt nach Feststellung der Bodenprüfstelle der OBR 1,26 t/m³, der Böschungswinkel ist mit $\varphi = 37^\circ$ für trockenes Material angegeben. Der innere Reibungswinkel konnte nicht festgestellt werden. Dieser Winkel ist in den theoretisch ermittelten Vergleichskurven in Abb. 19 vorsichtig mit 45° angenommen.

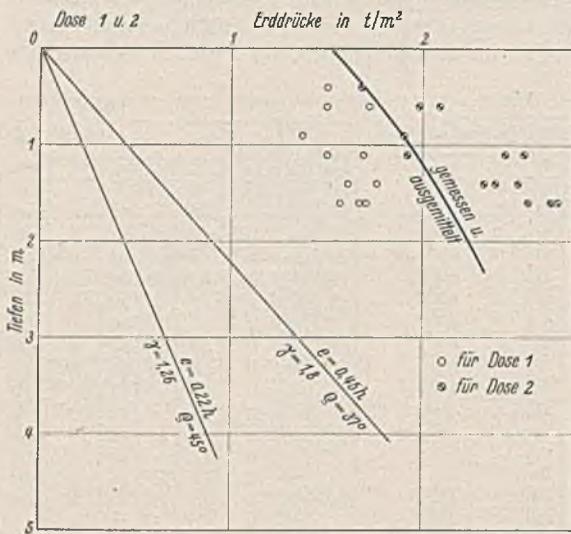


Abb. 19a. Ausmittlung der Meßergebnisse der Dosen 1 u. 2.

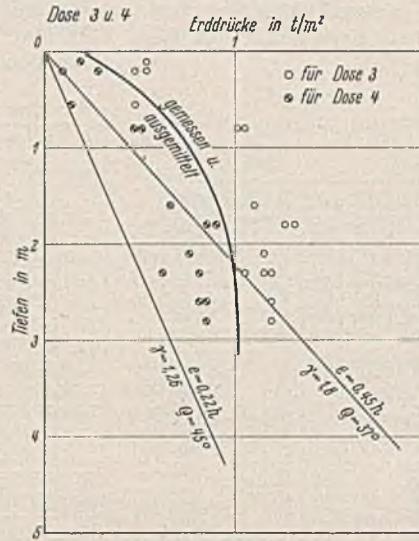


Abb. 19b. Ausmittlung der Meßergebnisse der Dosen 3 u. 4.

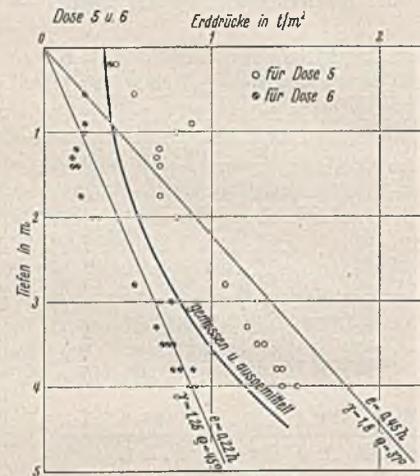


Abb. 19c. Ausmittlung der Meßergebnisse der Dosen 5 u. 6.

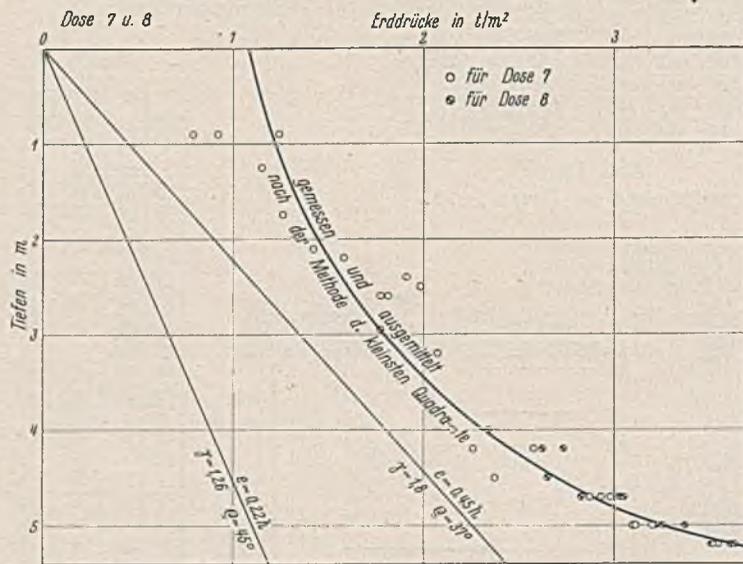


Abb. 19d. Ausmittlung der Meßergebnisse der Dosen 7 u. 8.

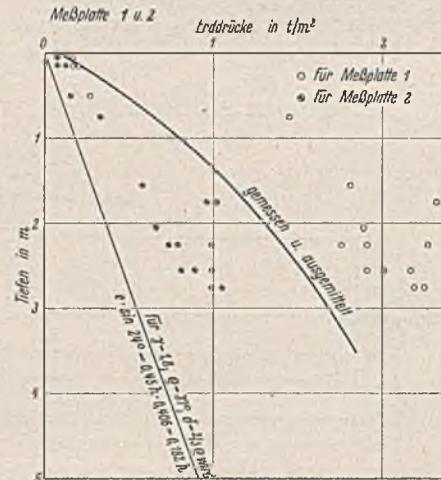


Abb. 20a. Ausmittlung der Meßergebnisse der Reibungsplatten 1 u. 2.

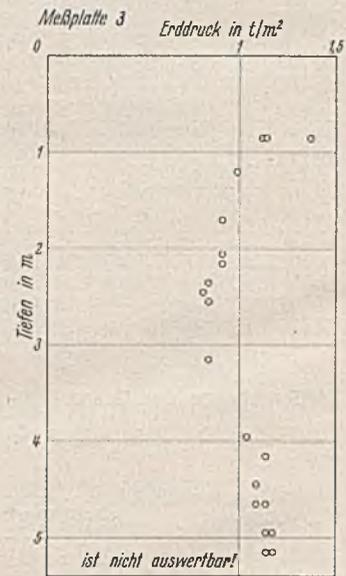
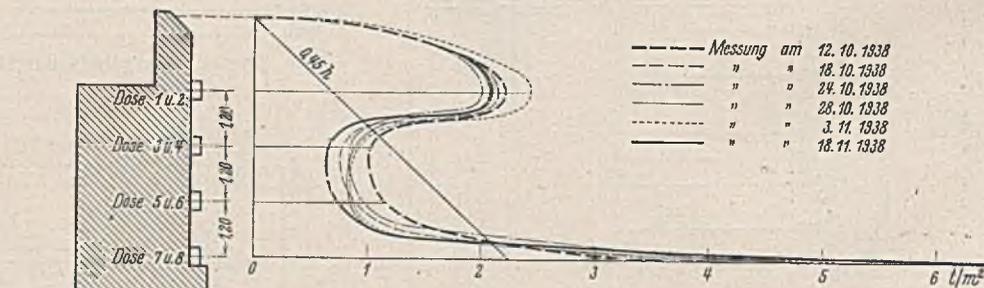


Abb. 20b. Ausmittlung der Meßergebnisse der Reibungsplatte 3. (Dieses Ergebnis ist nicht auswertbar).

Der ebenfalls in dieser Abbildung aufgetragene Endzustand der Druckverteilung hinter den Wänden zeigt, daß die erreichten Drücke nur etwa die Hälfte der theoretisch zu erwartenden ausmachen. Die Druckverhältnisse bei diesem Bauwerk finden ihre Begründung in der Nachgiebigkeit der umschließenden Wände und in der siloartigen Beschaffenheit des Raumes zwischen Widerlager, Flügeln und anschließendem Damm.

c) Messungen am Bauwerk in km 100,06, Einfädelerung der Kasseler Linie in die Strecke Ruhrgebiet—Hannover (Abb. 17).

Das Bauwerk ist auf Frankpfehlen gegründet, die abwechselnd nach vorn



Datum	12. 10.	18. 10.	24. 10.	28. 10.	3. 11.	18. 11. 38.
Dose 1 u. 2	2,20	2,15	2,00	2,07	2,43	2,08
Dose 3 u. 4	1,02	0,76	0,84	0,88	0,91	0,65
Dose 5 u. 6	1,15	0,89	0,97	0,84	0,88	0,73
Dose 7 u. 8	3,58	4,36	4,95	5,10	5,35	4,60

Die Drücke wurden aus den Messungen über Dosenpaare gemittelt

Abb. 21. Gesamtdruckverlauf in Abhängigkeit von der Zeit.

Es wurden paarweise acht Erddruckmeßdosen und vier Reibungsplatten in der Mitte des 32,2 m langen Widerlagerkörpers eingebaut. Eine Platte fiel wegen Störung der Leitung aus.

Die Pressungen der unteren Dosenpaare 7 u. 8 und 5 u. 6 nahmen ziemlich gleichmäßig zu, in den oberen Dosenpaaren 1 u. 2 und 3 u. 4 wurden die Störungen größer (s. Abb. 18).

Diese Störungen wurden bei wachsender Dammhöhe dadurch begünstigt, daß die Arbeiten in der Umgebung der Meßdose, vor allem die Bewegungen eines Greifbaggers Einfluß auf die Dosen ergaben.

Vergleichsweise sind die den theoretischen Werten entsprechenden Geraden in Abb. 19 u. 20 eingetragen für

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,8 \text{ t/m}^3; \quad \rho = 37^\circ \text{ mit } e_1 = 0,45 \text{ h und} \\ \gamma &= 1,26 \text{ t/m}^3; \quad \rho = 45^\circ \text{ mit } e_2 = 0,22 \text{ h.} \end{aligned}$$

Die mittleren Dosenpaare 3 u. 4 und 5 u. 6 ergeben geringere Meßergebnisse als die obersten und untersten Dosen, ihre gemessenen Werte liegen zwischen den theoretisch ermittelten Werten e_1 und e_2 . Die Verteilung der Drücke, die nach Beendigung der Hinterschüttung und weiterhin festgestellt wurde, ist in Abb. 21 ersichtlich. Es fällt dabei auf, daß die Drücke in den unteren Dosen sehr stark zunehmen, während sie in den oberen Dosen erst fallen, dann etwas steigen.

Auf Bewegungen des Widerlagerkörpers kann aus diesen Erscheinungen nicht geschlossen werden. Es ist jedoch anzunehmen, daß der Untergrund des 6,40 m hohen Damms nachgegeben hat durch Zusammenpressen oder durch seitliches Ausweichen der weichen Bodenschichten, während der Boden unter den starr gegründeten Widerlagern und zwischen ihnen zu solchem Nachgeben keinen Anlaß hatte. Es würde sich unter diesen Umständen eine Drehung der an das Widerlager stoßenden Dammbegrenzungsfläche ergeben müssen, deren Folge eine Lockerung der Pressung im oberen Bereich der Wand wäre, während die unteren Flächen des Widerlagers einem erhöhten Druck aus dem abgleitenden Erdkeil ausgesetzt würden. Die Fläche der erhöhten Pressungen muß sich im vorliegenden Falle zum größten Teil über den 3 m hohen Bereich des Widerlagers unter den Dosen erstrecken; das Dosenpaar 7 u. 8 liegt im oberen Grenzbereich dieser den verstärkten Drücken ausgesetzten Fläche.

Zusammenfassung.

Die Messungen haben ergeben, daß die von einer mechanisch verdichteten Hinterfüllung auf die einschließenden Stützkörper ausgeübten Drücke erheblich größer sind als die von einfachen Schüttmassen hervorgerufenen Drücke.

Die anfängliche Unnachgiebigkeit der Stützmauern trägt zu dieser Drucksteigerung wesentlich bei. Ebenso begünstigt ein fester Untergrund den Grad der Verdichtung und steigert die Seitendrücke. Geringe Bewegungen von Widerlagern und Flügeln haben andererseits sofort einen nennenswerten Druckabfall durch Entspannung des Erdkörpers zur Folge.

Dieses Nachgeben der Stützkörper tritt in mehr oder weniger starkem Maße stets auf und mildert die schädlichen Wirkungen der großen Seitendrücke.

Die Größe der auftretenden seitlichen Kräfte hängt offensichtlich von vielen Umständen ab. Die bisherigen Messungen an drei Bauwerken lassen zwar gewisse Gesetzmäßigkeiten erkennen, ermöglichen indessen noch keine allgemein gültigen zahlenmäßigen Rückschlüsse. Es steht fest, daß die Seitendrücke auch eine Funktion der Zeit sind. Sie ändern sich noch während eines längeren Zeitraums, ohne daß äußere Einflüsse auf die Hinterfüllung wirken, und zwar im positiven und negativen Sinne. Da der Zeitraum der bisherigen Messungen nur einige Wochen betrug, lassen sich eindeutige Angaben hierüber noch nicht machen.

Die Reibungskräfte zwischen Wand und Hinterfüllung nehmen durch die Verdichtung ebenfalls zu. Auch hier lassen sich noch keine Zusammenhänge erkennen, die als rechnerische Unterlagen dienen könnten. Hinsichtlich der Abhängigkeit der Reibungskräfte von der Zeit gilt das Vorstehende.

Die Reibungskräfte wirken dem Kippmoment entgegen und erhöhen die Standsicherheit des Bauwerks. Da die Einflüsse der schiebenden bzw. kippenden Kräfte indessen überwiegen, empfiehlt es sich, die Fundamente breiter als bei Bauten, die nur einfachem Erddruck unterliegen, auszubilden, einerlei, ob es sich um eine Flach- oder Pfahlgründung handelt, und dem größeren Verdichtungsdruck auch durch geeignete Gestaltung der Stützkörper selbst Rechnung zu tragen.

Außerdem sollte man sämtliche Stützmauern usw. mit einer rückwärtigen Vorneigung herstellen, um die Auswirkungen der unvermeidlichen Kippbewegungen, die besonders in den Bodenfugen entstehen, von vornherein auszugleichen.

Die weitere Problemstellung enthält als wichtigste Punkte:

Abhängigkeit zwischen Drücken und Bewegungen der Bauwerkteile, und zwar hinsichtlich ihrer gegenseitigen Größe und Richtung; Messungen hinter zuverlässig starr stehenden Widerlagern, z. B. hinter dem Widerlager eines Gewölbes oder einer Bogenreihe, sowie allgemeine Ausdehnung der Messungen auf andere Bauwerke.

Ich danke an dieser Stelle Herrn Dipl.-Ing. Keseling, Essen, für seine wertvolle Mitarbeit.

Alle Rechte vorbehalten.

Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken.

Ausgabe Februar 1939.

Ausgearbeitet und herausgegeben von der Direktion der Reichsautobahnen im Einvernehmen mit dem Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen¹⁾.

Die Ausgabe 1937 der „Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken“ war infolge der regen Nachfrage bereits nach einem Jahr vergriffen. In der nunmehr vorliegenden Ausgabe 1939 wurden die in den Baujahren 1937 und 1938 auf dem Gebiete des Betonstraßenbaues bei den Reichsautobahnen gesammelten Erfahrungen und Erkenntnisse verarbeitet. Im nachstehenden sei auf die wesentlichsten Änderungen und Ergänzungen gegenüber der Ausgabe 1937²⁾, die sich fast ausnahmslos auf die bauliche Gestaltung der Betondecken beschränken, kurz hingewiesen.

Die Bauanweisung 1937 schrieb vor, daß lediglich bei ungleichmäßigen Bodenverhältnissen Eiseneinlagen in Betonfahrbahndecken zu verlegen sind. Die Erfahrungen der letzten Jahre auf den Betriebsstrecken lassen jedoch erkennen, daß auf eine Flächenbewehrung im allgemeinen nicht verzichtet werden kann. Die Ausgabe 1939 enthält deshalb folgende Bestimmung:

„Die Eiseneinlagen sollen das Öffnen von Rissen verhindern. Sie sind deshalb in erster Linie überall dort zu verlegen, wo mit Rücksicht auf die Untergrundverhältnisse Risse entstehen können. Auf über 2 m hohen Dämmen, auf unzuverlässigem Untergrunde, auf Bauwerkshinterfüllungen, über Durchlässen usw. sind ausnahmslos Eiseneinlagen zu verwenden. Da jedoch Risse auch durch andere Ursachen, wie z. B. Schwinden des Betons, Temperatureinwirkung und Verkehrsbelastung, entstehen können, empfiehlt es sich, auch auf den anderen Abschnitten Eiseneinlagen zu verlegen. Dies gilt insbesondere bei sandigem Planum. Gegebenenfalls können hier die Eiseneinlagen auf die äußeren Drittel der Feldlängen (Plattenenden) beschränkt werden.“

Mit anderen Worten: auf die Eiseneinlagen kann nur bei völlig einwandfreiem Unterbau, der jedoch in den seltensten Fällen vorhanden ist, verzichtet werden.

Die Erfahrungen auf einzelnen Betriebsstrecken gaben ferner Veranlassung, in der Fugenausbildung einschneidende Änderungen vorzunehmen. Nach der neuen Bauanweisung ist sowohl bei den Längs- als auch bei den Quertugen von der Ausbildung als Scheinfugen in weit größerem Umfange als bisher Gebrauch zu machen. Die Längsfugen sollen zukünftig, ausgenommen in Krümmungen mit einem Halbmesser von 600 m und darunter, als Scheinfugen ausgeführt werden. Aber auch

bei den Quertugen empfiehlt die Bauanweisung 1939 die Anwendung von Scheinfugen.

„Zweckmäßig werden zwischen zwei Raumfugen jeweils zwei Scheinfugen angeordnet. Als Fugenabstände werden in diesem Falle empfohlen: 10 m—10 m—10 m oder 12,50 m—12,50 m—12,50 m. Der Abstand zwischen zwei Raumfugen beträgt dann 30 bzw. 37,50 m.“

Maßgebend für diese Bestimmung war in erster Linie das Bestreben, die Fugen schmal zu halten, um die Beanspruchung der Plattenenden unter dem Verkehr (Stoßwirkung!) möglichst gering zu halten. Daß bei der Anordnung von Scheinfugen auch an Holz gespart wird, sei nur nebenbei erwähnt.

Die wichtigste Bestimmung der Bauanweisung 1939 ist zweifellos die Vorschrift, daß sämtliche Quertugen, gleichgültig ob Raum- oder Scheinfugen, zu verdübeln und alle Längsfugen zu verankern sind. Auch hierzu gaben die Erfahrungen auf den Betriebsstrecken den Anlaß.

Hinsichtlich des Einbaues der Verdübelung sei erwähnt, daß an Stelle der wenig befriedigenden Verlegung der Runderisendübel mittels gelochter Flachseisen nunmehr die bereits im Baujahr 1938 mit Erfolg verwendete Abstützung der Dübel mit Baustahlgewebebügeln vorgeschrieben ist.

Die Vorschriften über Aufbau, Zubereitung, Einbau und Nachbehandlung des Deckenbetons haben gegenüber der Ausgabe 1937 keine wesentlichen Änderungen erfahren. Dagegen gaben die bisherigen Erfahrungen mit dem Gußasphaltbelag auf dem Randstreifenbeton Anlaß zu einer Änderung in der Ausbildung der Randstreifen. Dies war um so notwendiger, als zukünftig dem verbreiterten äußeren Randstreifen als Parkspur eine besondere Bedeutung zukommt. Die Ausgabe 1939 schreibt deshalb vor, daß die Randstreifen in voller Höhe in Beton, dessen obere Lage mit einem geeigneten Farbstoff dunkel eingefärbt wird, auszuführen sind. Außerdem sind die verbreiterten äußeren Randstreifen, soweit die Untergrundverhältnisse dies erfordern, zu verdübeln. Die Bauanweisung enthält ferner ausführliche Vorschriften für den Aufbau der Baustoffe und den Einbau des Randstreifenbetons.

Der zweite Teil der Bauanweisung bringt in gleicher Weise wie bisher die vor, während und nach der Bauausführung vorzunehmenden Prüfungen. Hier werden lediglich die Vorschriften für die Entnahme und Prüfung der Bohrerkerne ausführlicher gehalten.

Die Ausgabe 1939 der „Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken“ beweist wiederum den stetigen Fortschritt im deutschen Betonstraßenbau.

K. Sack.

¹⁾ Freiberg (Sa.) 1939, Ernst Mauckisch. Preis 2,50 RM.

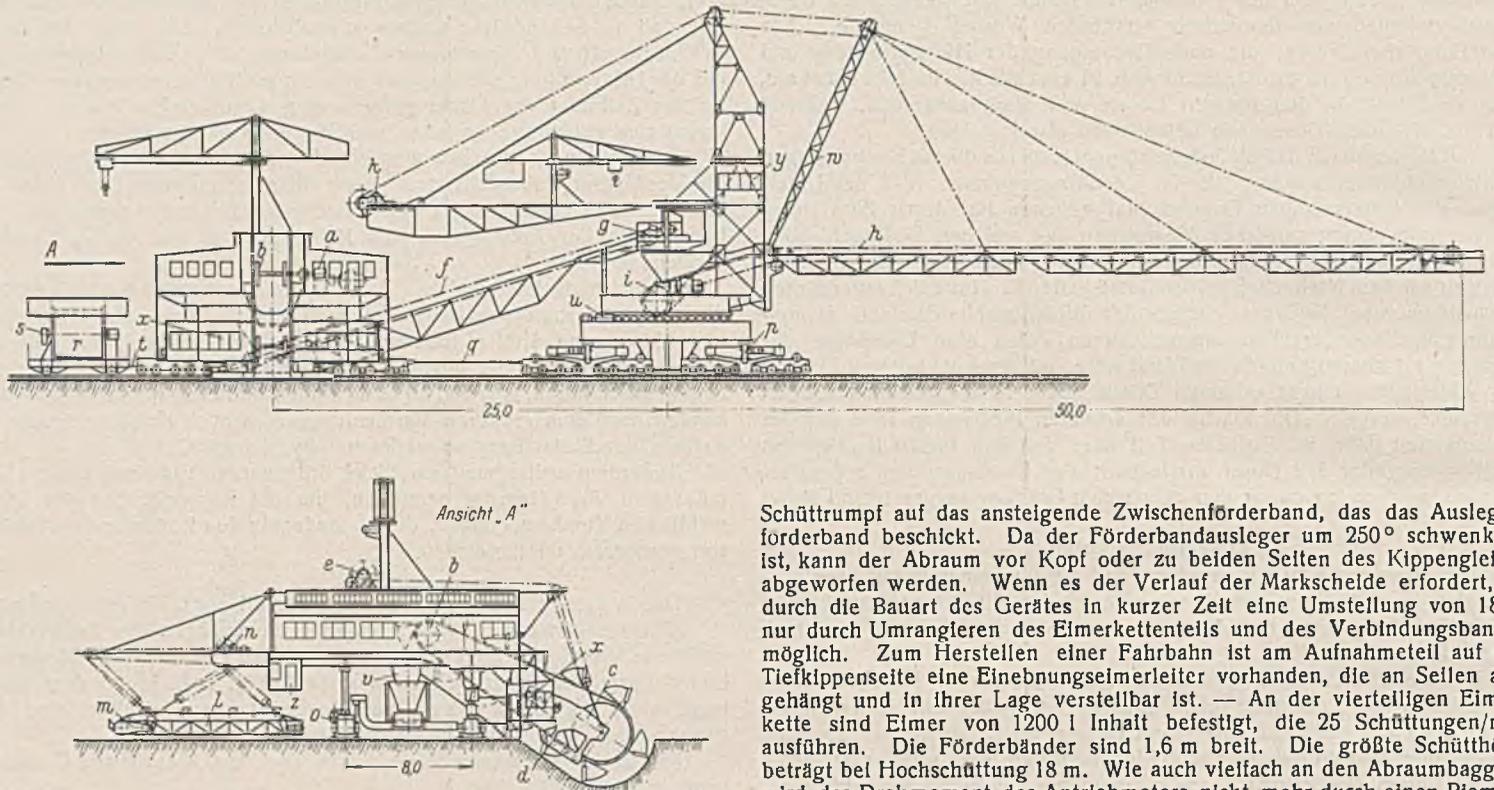
²⁾ Bautechn. 1937, Heft 48, S. 623. — Über die Richtlinien von April 1936 s. Bautechn. 1936, Heft 24, S. 344.

Alle Rechte vorbehalten.

Unterteilte Absetzer für Abraum.

Die neuere Entwicklung der Absetztechnik führte bei der trockenen Verkippung des Abraumes nicht nur zu Steigerungen der Leistungen auf 40 000 bis 50 000 m³/Tag und entsprechenden Vergrößerungen der Abmessungen, sondern auch zu einer Unterteilung der Geräte in eine Auf-

Ein solcher Absetzer (Abb. 1), der erst kürzlich den Probetrieb aufgenommen hat, mit einer Ausladung des Abwurfförderbandes von 50 m leistet theoretisch 1725 m³/h. Die fest eingebaute Aufnahmeimerkette nimmt den Abraum aus dem Graben auf und gibt ihn über einen



a Zahnradgetriebe für den Eimerkettenantrieb, b Oberturas, c Grabenturas, d Spannvorrichtung des Grabenleiterstückes, e Winde zum Anheben der Grabeneimerleiter, f Zwischenförderband, g Antrieb dazu, h Abwurfförderband, i Antrieb dazu, k Winde zum Verstellen des Förderbandauslegers, l Einebnungseimerleiter, m Antrieb der Einebnungseimerkette, n Winde zum Verstellen der Einebnungseimerleiter, o Antrieb des hinteren Fahrwerkes, p Antrieb am Bandwagen, q Kuppelstange, r Kabeltrommel, s Antrieb dazu, t Kuppelstange, u Schwenkwerktrieb, v Schüttklappe, w Stützsäule zum Förderbandausleger, x Führerstand an der Aufnahmeimerleiter, y Führerstand am Bandwagen, z Führerstand zur Einebnungseimerleiter.

Abb. 1. Absetzer mit Unterteilung in ein Aufnahme- und ein Abwurfgerät für eine Leistung von 1725 m³/h.
Bauart Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft.

Schüttrumf auf das ansteigende Zwischenförderband, das das Auslegerförderband beschickt. Da der Förderbandausleger um 250° schwenkbar ist, kann der Abraum vor Kopf oder zu beiden Seiten des Kippengleises abgeworfen werden. Wenn es der Verlauf der Markscheide erfordert, ist durch die Bauart des Gerätes in kurzer Zeit eine Umstellung von 180° nur durch Umrangieren des Eimerkettenteils und des Verbindungsbandes möglich. Zum Herstellen einer Fahrbahn ist am Aufnahmeteil auf der Tiefklappenseite eine Einebnungseimerleiter vorhanden, die an Seilen aufgehängt und in ihrer Lage verstellbar ist. — An der vierteiligen Eimerkette sind Eimer von 1200 l Inhalt befestigt, die 25 Schüttungen/min ausführen. Die Förderbänder sind 1,6 m breit. Die größte Schütthöhe beträgt bei Hochschüttung 18 m. Wie auch vielfach an den Abraumbaggern wird das Drehmoment des Antriebmotors nicht mehr durch einen Riemen, sondern durch ein Zahnradgetriebe auf den oberen Turas der Aufnahmeimerkette übertragen. Das Zahnradgetriebe ist für eine Nennleistung von 500 PS eingerichtet. Die Fahrwerke des Aufnahme- und des Abwurfteils fahren auf Schienen mit Normalspur.

Ein weiterer, grundsätzlich ebenso gebauter Absetzer für eine Leistung von 1240 m³/h wiegt 590 t. Das Gewicht wird auf 48 Räder am Bandwagen (Abb. 2) und auf 28 Räder am Aufnahmegerät verteilt. Die Ausladung des Abwurfförderbandauslegers beträgt auch wieder 50 m und die Schütthöhe bei 20° Neigung 22 m. Das Abwurfförderband ist 1,3 m und das Verbindungsförderband 1,4 m breit. Die Aufnahmeimerleiter

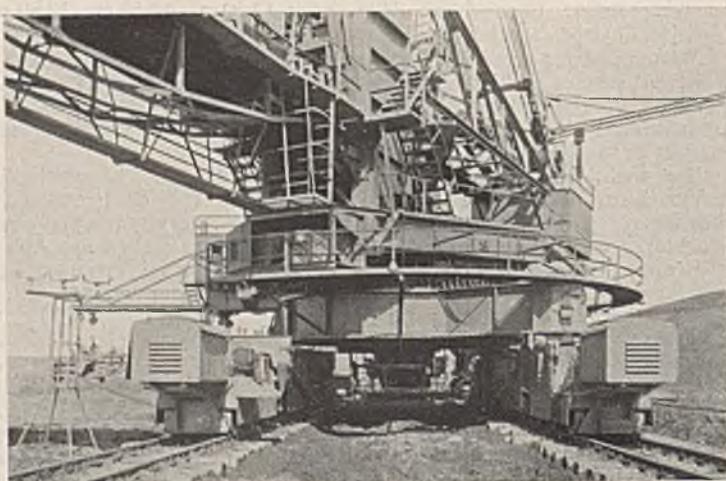


Abb. 2. Fahrwerk des Bandwagens eines unterteilten Absetzers.
Abstützung in drei Punkten.

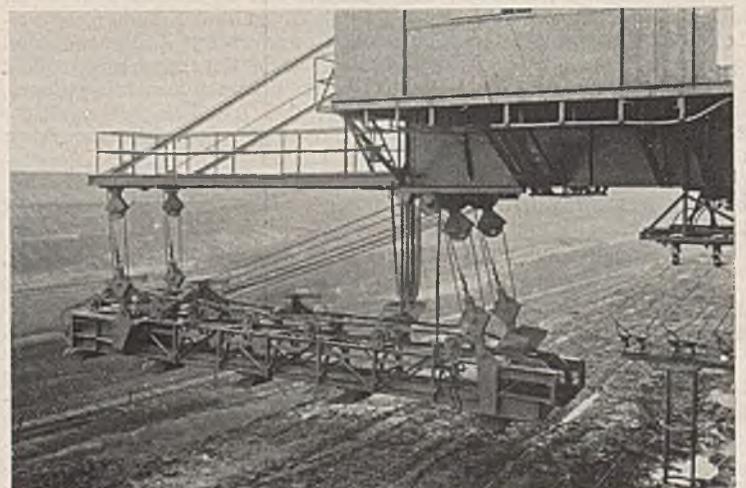


Abb. 3. Verstellbare Einebnungseimerleiter am rückwärtigen Teil des Aufnahmegerätes eines unterteilten Absetzers.
Abb. 1 bis 3 nach Werkaufnahmen und Werkzeichnung.

nahme- und eine Abwurfvorrichtung, die durch ein Zwischenförderband verbunden sind. Gleichzeitig richtete man die Absetzer dafür ein, daß die Geräte selbst das Einebnen des Planums vornehmen können und Zusatzvorrichtung (Kippenpflüge usw.) unnötig werden.

mit Eimern von 900 l Inhalt führt 23 Schüttungen/min aus. Die Einebnungseimerleiter (Abb. 3) ist wesentlich kleiner. Sie leistet mit den Eimern von 100 l Inhalt bei 15 Schüttungen/min nur 90 m³/h. Die Ausladung beträgt 14 m.