

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 17. April 1936

Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Hochwasserschutz an der bayerischen Donau in Schwaben.

Von Ministerialrat von Nitzsch, München.

Die Donau durchfließt nach ihrem Eintritt in Bayern eine weite Ebene, die obere Donauebene, links begleitet von den Höhen des Schwäbischen Jura, auch Rauhe Alb genannt, die bei Ulm und Donauwörth nahe an den Fluß herantreten, während sie zwischen Offingen und Donauwörth in flachem Bogen zurückrücken und eine große, aus einer fruchtbaren Lößterrasse bestehende Ausbuchtung bilden. Zur Rechten wird die Donauebene von der flachen Hügellzone aus jungtertiären und quartären Ablagerungen bestehenden Hochebene begrenzt; die Talrinne besteht in ihrer ganzen Breite aus quartärem Gerölle und neuzeitlichen, mit Lettenschichten durchzogenen Ablagerungen. Unter der Kiesschicht steht tertiärer Untergrund an, der sich aus leetigen und sandigen Sedimenten zusammensetzt.

Von Donauwörth bis Steppberg durchbricht die Donau südlich vorgeschobene Ausläufer des Weißen Jura.

Das Gefälle der Donau ist

von Ulm bis Günzburg	1,05 ‰
von Günzburg bis Dillingen	0,90 ‰
von Dillingen bis Donauwörth	0,76 ‰
von Donauwörth bis zur Lechmündung	0,43 ‰
von der Lechmündung bis zur Kreisgrenze Schwaben/Oberbayern	0,75 ‰

Am Pegel in Dillingen waren im Durchschnitt der Jahre 1901 bis 1930 $NQ = 49$, $MQ = 158$, $HQ = 1045$ m³/sek. Den hydrotechnischen Berechnungen für die Hochwasserschutzmaßnahmen wurden für die Gebiete oberhalb Donauwörth 1150 m³/sek, für oberhalb der Lechmündung 1300 m³/sek und unterhalb 1800 m³/sek zugrunde gelegt.

Noch zu Beginn des vorigen Jahrhunderts zeigte das Donautal ein Bild der Verwilderung. In oft mehrere Kilometer breitem, durch zahlreiche Rinnsale durchzogenem Flußbett, das steten Veränderungen unterworfen war, suchte sich der Fluß seinen Weg zwischen den das Tal begrenzenden Höhenzügen. Den Geschiebeschüttungen stets ausweichend, griff er immer wieder an anderen Stellen das Ufer an, überflutete bei jeder unbedeutenden Anschwellung die Talebene, schwemmte den Humus ab und ließ auf den Feldern und Wiesen Kies, Sand und Schlamm zurück. Durch die Erhöhung des Flußbettes fielen ausgedehnte Flächen der Versumpfung anheim. Verheerende Eisstöße traten fast alljährlich ein.

Solange Grund und Boden in der Talniederung noch wenig Wert hatten, wurden die Verheerungen des Flusses weniger fühlbar. Der einzelne half sich so gut er konnte, nur bei Städten und an Brücken fanden sich vereinzelt längere Uferschutzbauten aus Holz oder Stein.

Erst durch die allmähliche Wertsteigerung des Bodens sowie durch die zunehmende Bedeutung der Schifffahrt trat ein Bedürfnis nach umfassenderen Schutzmaßnahmen auf. Begünstigt wurden diese Bestrebungen durch die fortschreitende Entwicklung der Technik, wohl auch durch die Vereinigung des bisher territorial zerstückelten Donaubeiets im Königreich Bayern.

Die Reihenfolge der Verbesserungen der einzelnen Flußabschnitte ergab sich je nach den Erfordernissen der Schifffahrt und dann auch der Gefährdung der Angrenzer. Zunächst wurden die Strecken in Angriff

genommen, in denen der Fluß hoch im Gelände lag und in zahlreiche Rinnsale zerfiel. Das Ziel war, den Fluß möglichst zu strecken und dadurch zur Eintiefung und Bildung eines geschlossenen Flußbettes zu zwingen.

So entstanden im ersten Drittel des vorigen Jahrhunderts an der oberen und mittleren Donau eine Reihe größerer Durchstiche, denen jedoch mangels eines einheitlichen Planes nur örtliche Bedeutung zukam. Sie entbehrten vor allem der nötigen Ufersicherung und waren daher vielfach wieder dem Verfall preisgegeben.

Die erste größere Baumaßnahme war die Ausführung des sogenannten Karolinenkanals zwischen Lauingen und Dillingen, einer 3800 m langen, mittels dreier Durchstiche in den Jahren 1806 bis 1814 unter der Oberleitung des damaligen bayerischen Generaldirektors des Straßen-, Brücken- und Wasserbaues von Wiebeking hergestellten Regulierung. Ihr folgten in den beiden nächsten Jahrzehnten eine Reihe weiterer Begrädnungen, die zusammenhanglos an Stellen örtlicher Gefährdungen in der augenblicklich günstigsten Richtung angelegt wurden.

Die planmäßige Korrektur begann im Jahre 1837, ein Jahr nach Erscheinen der ersten größeren Donauißkarte. Die Regulierungslinie wurde unter möglichster Einbeziehung der bereits früher entstandenen Einzel-

korrekturen festgelegt und ein Normalprofil mit 75,88 m Abstand der beiderseitigen Kronenkanten vorgeschrieben. Für die Ausführung wurde die Flußstrecke in sieben Sektionen unterteilt. Anfangs der sebziger Jahre war die Korrektur im wesentlichen vollendet.

Die Abkürzung des Flußlaufes beträgt 27 km, rd. 22 ‰ des ehemaligen Talweges.

Nun liegt der Fluß, wie aus Abb. 2 im Vergleich zu Abb. 1 ersichtlich, in fester Bahn. Grund und Boden sind gegen die Angriffe des Flusses vollkommen gesichert. Durch die Senkung des Grund-

wasserspiegels wurden die Sümpfe trockengelegt und ist die Gegend gesundet. An Stelle der früheren nackten Kiesbänke begrenzen nunmehr üppig grünende Auen, Wiesen und Felder den Fluß, und erst durch die Korrekturen wurde die Möglichkeit geschaffen, als Schlußstein des großen Kulturwerkes die Talgrundstücke auch vor Überschwemmung zu schützen.

In dem Flußabschnitt Neu-Ulm—Offingen sind infolge der bedeutenden Eingrabung der Flußsohle die Überschwemmungen der Donau von Neu-Ulm bis in die Gegend von Nersingen (km 15) von keiner wesentlichen Bedeutung. Hochwasserschutzmaßnahmen sind daher in dieser Flußstrecke nicht veranlaßt.

Von hier ab verläuft auf dem linken Donauufer von Riedheim bis gegen Günzburg ein bereits im Jahre 1852 errichteter Hochwasserdamm, der sich durch die bis etwa km 35 erstreckende Sohleneintiefung als Schutz gegen Katastrophenhochwasser herausgebildet hat. Ein Bedürfnis zur Fortsetzung dieses Dammes ist nicht gegeben, weil vorwiegend nur Auland überschwemmt wird. Eine nicht sehr bedeutende und verhältnismäßig geringe Kosten erfordernde Ergänzung des oberhalb der Neuoffinger Eisenbahnbrücke bei km 32,8 bestehenden linksseitigen Anschlußdammes ist hauptsächlich zum Schutze der Ortschaft Peterswörth vorgesehen.

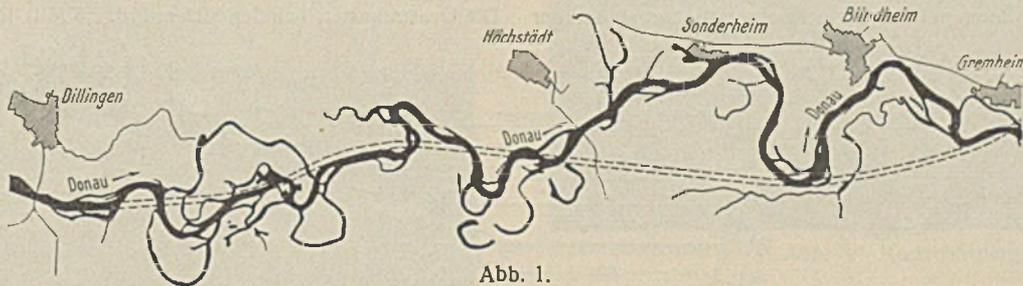


Abb. 1.

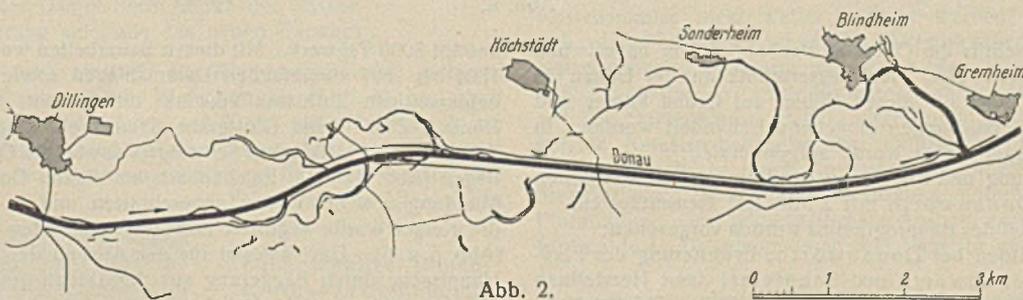
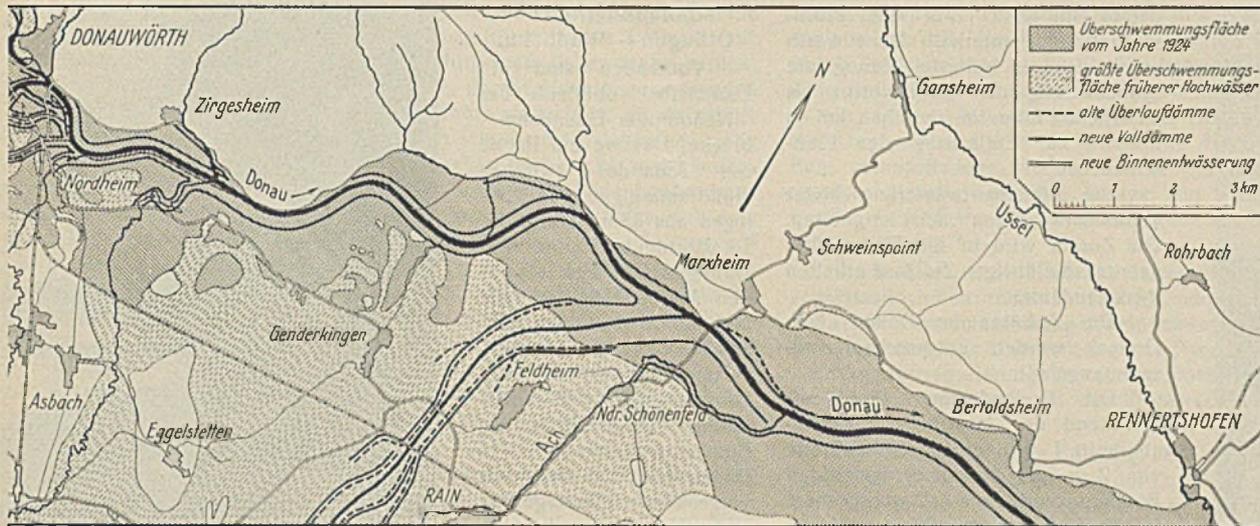


Abb. 2.



Noch Abb. 3.

Donau und Wörnitz und anschließende Dämme betätigt. Die Verstärkung und Erhöhung der alten Dämme wurde so ausgeführt, daß der Rasen am alten Damm, also am Fuße des neuen Damms (s. Abb. 7) abgehoben und am landwärtigen Rande ausgekoffert wurde.



Abb. 7. Alter Damm nach Abhub des Rasens und Auskoffert am Fuße des neuen Damms.

Rasen und Humus wurde seitlich für Wiederverwendung gelagert. Dann folgte die Verstärkung durch Kiesschüttung (Abb. 8) und Aufbringen der Lehmschürze und von Rasen auf 30 cm dicker Humusschicht. Abb. 9 zeigt den Höhenunterschied zwischen altem und fertiggestelltem neuen Damm. Abb. 10 und 12 veranschaulichen Einzelheiten aus der Erbauung der Ufermauern bei Donauwörth.

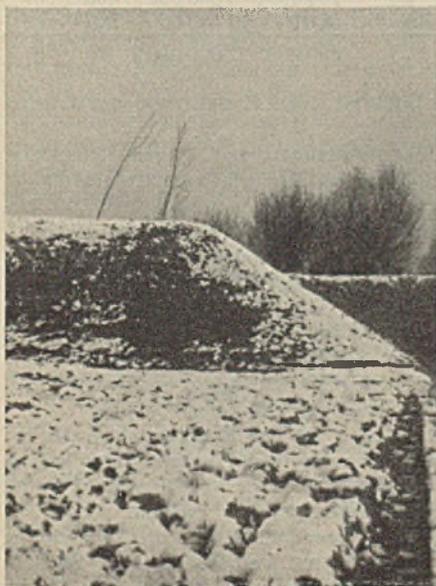


Abb. 9. Höhenunterschied zwischen altem und fertiggestelltem neuen Damm.

Bauabschnitt II Donauwörth — Lechmündung.

Dieser Bauabschnitt umfaßt die Teilstrecke Donauwörth — Lechmündung unter Einschluß des durch den Ausbau des Donauhochwasserdammesystems beeinflussten linksseitigen Mündungsgebiets des Lech. Außer den im Rahmen des Bauabschnitts I errichteten Hochwasserschutzbauten in und nächst Donauwörth sind an Schutzanlagen vorhanden drei bereits in den Jahren 1894 bis 1897 angelegte, aber nicht fertiggestellte Flutmulden und die Lechdämme links ab km 2, rechts ab km 1,4 lech aufwärts. Überlaufdämme werden von den Beteiligten abgelehnt, würden auch gegenüber den Volldämmen

eine Erhöhung der Hochwasserspiegellage nicht zugemutet werden darf. Eine Verbesserung der bestehenden Verhältnisse trotz der Zuleitung des Riedstromes wäre durch Verlegung des Flußschlauches in die Flutmulde I bei entsprechender Vorlandvertiefung und durch Verlegung der Wörnitz-

keine wirtschaftlichen Einsparungen bringen, da Schüttmaterial durch die erforderliche Profilverbreiterung unterhalb Donauwörth genügend vorhanden.

Der Schwerpunkt dieses Bauabschnitts liegt darin, daß durch die Ausschaltung des Retentionsbeckens des Donaurieds die Katastrophenhochwassermenge um 300 m³/sek erhöht wird, daß aber den unteren Stadtteilen Donauwörth zur Vermeidung der unmittelbaren Bedrohung der Riedinsel und Hebung des Grundwasserspiegels im Bahnhofsviertel

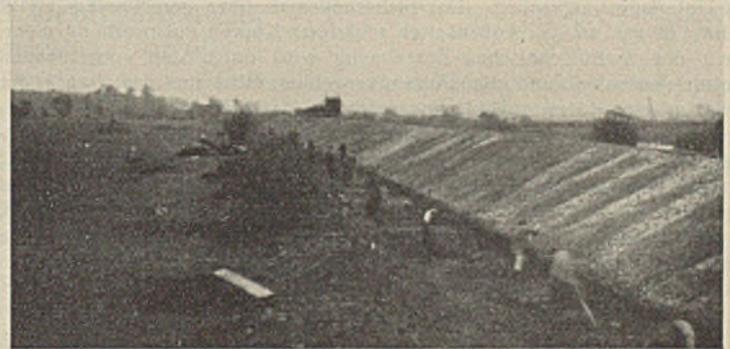


Abb. 8. Kiesschüttung.

mündung stromabwärts technisch möglich, konnte aber wegen zu hohen Kostenanfalles nicht weiter verfolgt werden. Der Entwurf beschränkt sich daher darauf, schädliche Auswirkungen der Überlagerung der Katastrophenhochwassermenge durch den Riedstrom zu verhindern, so daß der bisher erreichte Katastrophenhochwasserstand des Jahres 1926 mit 388 Donauwörther Pegel auch durch das erhöhte und zusammengefaßte Katastrophenhochwasser keinesfalls überschritten werden darf. Dies wird erreicht durch Ausbau der Flutmuldenanlage auf 300 m³/sek Mehrförderung und Profilverbreiterung unterhalb der Einmündung der Flutmulden. Der wirtschaftlichste Ausbau ergibt sich durch Ausbau der Flutmulde I, die schon durch ihre Lage in der Sehne des Donaubogens



Abb. 10. Rammen der Eisenblechhülsen für die Eisenbeton-Konuspfähle. Die Schlagzeuge werden mit Benzinwinden betrieben.

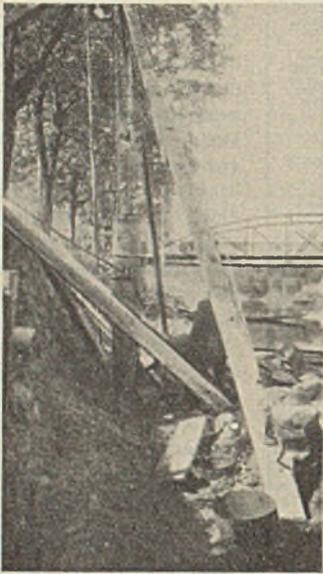


Abb. 11.
Rammen der Blechhülsen
für die Eisenbeton-Konusspähle.
Senkrechter Pfahl.

aus Unterlage vorgesehen. Das Sicherheitsmaß über gerechnetem HHW beträgt 80 cm, an den Außenseiten schärferer Kurven entsprechend mehr. Nach der hydrotechnischen Berechnung wird durch den vorgesehenen Flutmuldenausbau und die Vorlandvertiefung nicht nur der Zweck der unveränderten Katastrophenhochwasserhöhe für das Stadtgebiet bei Donauwörth erreicht, sondern auch eine zum Teil ziemlich beträchtliche Absenkung der übrigen Hochwasser. Diese beginnt bereits über MW + 35 D.P., da die Sohle der Vorlandvertiefung auf diese Höhe gelegt wurde, macht sich aber erst bei + 150 D.P. wesentlich bemerkbar. Ihr höchstes Maß, 56 cm, erreicht sie bei 700 m³/sek, die etwa beim Hochwasser vom Mai 1930 abgeflossen sind.

Bauabschnitt III Lechmündung—Riedensheim.

Ausgangspunkt für die Planung ist die Steppberger Enge bei km 102. An dieser Stelle wird das weite Talbecken der Donau durch die nach Süden vorgeschobenen Ausläufer des Fränkischen Jura abgeriegelt und der Fluß bis Neuburg in ein enges, vielfach gewundenes Tal gedrängt. Den Anfang dieser Durchbruchstelle bildet rechts der Steppberg, links der Antonberg. Eine Erhöhung der Hochwasserspiegellage an der Enge durch die Dammbauten muß unter allen Umständen vermieden werden, da schon verhältnismäßig geringe Hebungen weit in die hier einmündenden Zuflüsse, Ussel und Kleine Paar, hineinstauen. Der Erfolg weitgehender Maßnahmen steht in keinem Verhältnis zu den Kosten. Die Forderung wird erfüllt durch Vorlandabgrabung unterhalb Steppberg im Riedensheimer Talkessel und durch verbesserte Linienführung des durch die Dämme begrenzten Hochwasserbettes gegen die Lage der Donaukorrektur, die das Mittelwasserbett fast senkrecht auf die Enge zuführt. Durch diese Maßnahme ergibt sich für mittlere Hochwasser eine Absenkung des Hochwasserspiegels und für Katastrophenhochwasser keine schädliche Erhöhung.

Die in der Flußstrecke oberhalb Steppberg voraussichtlich eintretende Nelgung zur Sohlenvertiefung, die flußabwärts in der Steppberger Enge an den die Flußsohle durchziehenden und sie stützenden Felsbarren ihr Ende finden dürfte, wird noch begünstigt durch die Entnahme von 600 000 m³ Flußgeschiebe für die Dammbauten des Abschnitts III und durch den infolge der umfangreichen Baggerungen im Lech (Bauabschnitt II und III 200 000 m³), obere Donau (Bauabschnitt I und IV 900 000 m³) und beim Kieswerk Senden an der Iller verminderten Geschiebenachschub.

Die Sohleneintiefung dürfte voraussichtlich keine schädlichen Wirkungen ausüben; von den Grundbesitzern des Hinterlandes wird sie wegen der mit ihr verbundenen Senkung der für die Bodenbewirtschaftung maßgebenden Grundwasserstände begrüßt werden.

Die Binnenentwässerung beschränkt sich linksseitig im wesentlichen auf die Erhöhung und Weiterführung des bestehenden Usselrückstaudammes. An den rechtsseitigen Zuflüssen Friedberger Ach und Kleiner Paar ist bei der ersten Verlegung der Mündung von km 93,8 nach km 95 vorgesehen zur Vermeidung des sonst bis zur Ortschaft Niederschönenfeld reichenden Rückstaus, an der letzteren eine Verlegung des im Donaurückstau liegenden Unterlaufes in ein altes Gerinne am Rande der Auen. Hierdurch wird die Anlage eines in Ausführung und Betrieb teuren Pumpwerkes vermieden. Für die Dämme gilt das für Abschnitt II Gesagte.

darauf hinweist. Für die Profilverbreiterung unterhalb Donauwörth ergab sich als billigste Lösung die Einbeziehung des Zirkelwörths als natürliche Flutmulde zwischen km 83 und 86 zur Entlastung des Flußschlauches.

Die Binnenentwässerung bietet keine besonderen Schwierigkeiten. Die Zusam wird in die Flutmulde I geleitet, die übrigen Zuflüsse erhalten Rückstaudämme.

Die Zuflüsse im Donau-Lech-Dreieck werden entsprechend zusammengefaßt.

Die Donaudämme sind entsprechend der Ausführung in Bauabschnitt I mit einer Kronenbreite von 2 m und einem beiderseitigen Böschungsverhältnis 1:2 vorgesehen. Bei Dammhöhen über 2,8 m wird, um ein Austreten der Sickerlinie zu vermeiden, die binnenseitige Böschung auf 1:4 verflacht. Die Rasen- und Humusdeckung beträgt 30 cm. Bei Durchquerung von Altwasser sind beiderseitige 3 m breite Bermen mit Senkstückvorfuß und Faschinenmatten

Bauabschnitt IV Offingen—Blindheim.

Vorhanden sind ein Damstück oberhalb der Neuoffinger Eisenbahnbrücke, Dämme am Rande des Aulandes zwischen Gundrammingen und Lauingen aus dem Anfang des 18. Jahrhunderts und von Dillingen abwärts ein in den Jahren 1894 bis 1897 bis zum Anschluß an Bauabschnitt I erbautes Dammsystem; geplant ist vollkommener Hochwasserschutz einschließlich der Binnenentwässerung des Donaurieds. Die hierdurch vorgesehene Überlagerung der Katastrophenhochwasserwelle durch die bisher am Kesselseil bei Lauingen austretende und im Donauried abfließende Hochwassermenge (Riedstrom) macht in dieser Stadt ähnlich wie bei Donauwörth

auch hier wegen der tiefen Lage des unteren Stadtteiles die Anlage einer Flutmulde nötig. Auch bei Dillingen kann mit Rücksicht auf die Donauvorstadt nur eine geringe Hebung des Hochwasserstandes zugelassen werden. Die Höhe des künftigen Hochwasserspiegels ist somit, da auch die Anschlußhöhe bei km 62 vorgegeben ist, bestimmt. Bei der verhältnismäßig hohen Lage der Donauvorländer kann der benötigte Abflußquerschnitt nur durch Vorlandvertiefung geschaffen werden. Ferner ist eine vollständige Rodung der Vorlandflächen vorgesehen.

Die Binnenentwässerungsmaßnahmen sind einfacherer Art, die sonstigen technischen Grundlagen sind denen der anderen Abschnitte ähnlich.

Die Binnenentwässerung des Donaurieds wird durch Überleitung der Glött und des Glöttgrabens in die Zusam gelöst.

Bei dem großen Abstände des Glöttgrabenlaufes von den Donaudämmen (2 bis 2,5 km) erscheint jedoch weiterhin die Anlage eines unmittelbar hinter den Dämmen verlaufenden Hinterwasserkanals von Lauingen bis zur Glöttgrabenmündung (km 60) zur Ableitung des bei größeren Hochwassern auftretenden Druckwassers notwendig.

Für die drei Bauabschnitte II, III, IV gelten folgende Zahlen:

Bauabschnitt	Gesamtkosten RM	Geschützte Fläche in Tgw.	Jährl. Schaden in RM/Tgw.	Gesamt-Schaden	Zu 4% kapitalisiert	Gesamtbelastung/Tgw.	
						1/1	1/6
II	5 000 000	6 000	30	180 000	4 500 000	833	139
III	2 700 000	6 700	30	200 000	5 000 000	403	67
IV	5 800 000	22 000	20—25	500 000	12 500 000	262	44
Gesamt	13 500 000	35 000	25	880 000	22 000 000	400	67

Bei den Kosten ist etwaige Ersparnis durch Einschaltung des Arbeitsdienstes nicht berücksichtigt.

Die Wirtschaftlichkeit des Gesamtunternehmens Offingen—Steppberg, das technisch und finanziell als einheitliches Ganzes betrachtet werden muß, ist bei 13,5 Mill. RM Baukosten nach derzeitiger Preislage, rd. 35 000 Tagwerk geschützter Fläche und einer sich hieraus errechnenden mittleren Gesamtbelastung je Tagwerk von rd. 400 RM gegeben. Wenn den Beteiligten, wie bei anderen Hochwasserschutzmaßnahmen, nur $\frac{1}{6}$ mit 67 RM zugemutet wird, so ergibt sich auf der Grundlage der bisher üblichen Zins- und Tilgungsbedingungen (4% Zins und 25 Jahre Tilgungsdauer) eine jährliche Abgabe aus dem Mehrertrag zu 4,29 RM/Tgw. jährlich. Es ist dies eine sehr geringe, leicht tragbare Belastung, zumal keine jährlichen Betriebskosten für teure Pumpanlagen usw. dazukommen.

Nach den statistischen Erhebungen ist der Hochwasserschaden zu jährlich 25 RM/Tgw. anzusetzen. Der unmittelbare Gesamtschaden beträgt jährlich im Durchschnitt 880 000 RM oder, kapitalisiert zu 4%, 22 Mill. RM, denen nur 13,5 Mill. RM Gesamtbaukosten gegenüberstehen.

Hierbei sind der Reingewinn aus dem Mehrertrag, die Vermeidung des Viehschadens durch Leberegelseuche, die Verhinderung der Schäden an Wegen, Gebäuden, Inventar, die hygienischen Nachteile der Durchfeuchtung der Wohnungen und Ställe nicht gerechnet, auch ist zu berücksichtigen, daß die Erschließung und Steigerung bisher unvollkommen geschützten Kulturbodens die Sicherheit der Volksernährung stützt.

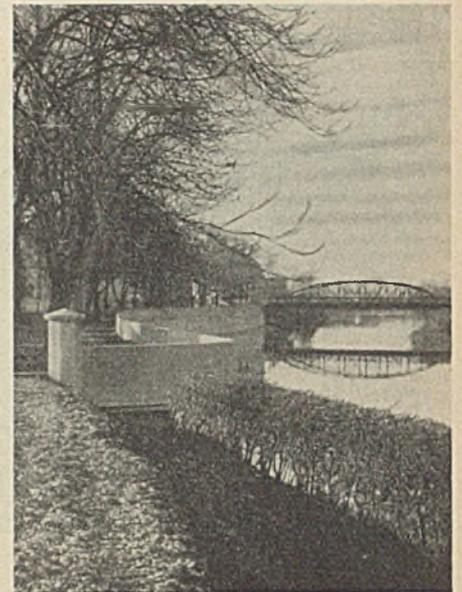


Abb. 12. Ufermauer an der Wörnitz
in Donauwörth vom anschließenden Damm
aus gesehen.

Seit den großen Schadenhochwassern von 1924 und 1926 sind keine bedeutenden Hochwasserschäden mehr eingetreten. Das Drängen auf Weiterbau des Hochwasserschutzes ist naturgemäß daher mehr zurückgetreten. Nach der Statistik haben sich in der der Geschichte angehörenden Zeit immer Perioden trockener und nasser Jahre eingestellt; die derzeitige Periode mehr trockener Jahre erstreckt sich schon auf ein Jahrzehnt. Die natürlichen Hochwasserabflußverhältnisse haben sich nicht so geändert, daß man sich bezüglich des Eintretens eines neuen Schadenhochwassers in Ruhe wiegen könnte. Sollte ein Schadenhochwasser wieder eintreten, so ist bei dem dann sicher zu erwartenden Notschrei nach Hochwasserschutz die Entwurfbearbeitung so vorbereitet, daß mit der Fortsetzung der Hochwasserschutzmaßnahmen alsbald begonnen werden kann. Nun ist aber noch die Frage zu stellen, ob nicht etwaige künftige Maßnahmen der Wasserkraftausnutzung oder Großschiffahrtstraße in Beziehung zu diesen Hochwasserschutzmaßnahmen zu bringen sind und ob nicht durch solche zu erwartende Maßnahmen für Wasserkraft und Schifffahrt die Maßnahmen für Hochwasserschutz entbehrlich oder im Kostenanfall geringer werden können.

Bezüglich der Wasserkraftausnutzung durch Talsperren bei Steppberg usw. haben die Rheinisch-Westfälischen Elektrizitätswerke im Jahre 1928 eine Geländebesichtigung und Aussprache mit allen einschlägigen Reichs- und Staatsstellen wegen dieser Frage veranlaßt mit dem Ergebnis, daß die weitere Planung wohl zurückgestellt oder fallengelassen wurde. Bezüglich der Hochwasserhältnisse wurde damals festgelegt:

„Durch die vorgeschlagenen Stauseen wird es nicht möglich sein, die Abflußverhältnisse der Donau bei Hochwasser zu verbessern. Nicht

selten folgen zwei Hochwasserwellen in kurzer Zeit aufeinander; in diesem Falle würde die zweite Welle auf gefüllte Becken treffen und deshalb durch Zurückhaltung in den Becken keinesfalls eine Abmilderung erfahren. Eine Entleerung der Becken bei beginnendem Hochwasser würde in vielen Fällen sogar nur Verschlimmerung der Hochwasserhältnisse flußabwärts zur Folge haben, weil die künstliche Hochwasserwelle der Donau mit dem vorausliegenden Hochwasser des Lech zusammentreffen könnte; es werden deshalb auch bei Anlage von Stauseen im Donautal die vorgesehenen Hochwasserschutzmaßnahmen voraussichtlich in vollem Umfange notwendig sein.“

Auch durch eine Niederwasserregulierung werden die Hochwasserschutzmaßnahmen nicht entbehrlich oder wesentlich verbilligt, dagegen würde die Zusammenfassung des Hochwassers zwischen Hochwasserdämmen dem Bau und der Unterhaltung der Fahrinne nur förderlich sein. Eine Niederwasserregulierung der oberen Donau kommt wohl für die Entwürfe für Großschiffahrtstraße in der Flußstrecke Ulm—Steppberg nicht mehr in Frage.

Die etwaige künftige Führung der Großschiffahrtstraße als Seitenkanal im Donautal wird so weit von der Donau abseits zu liegen kommen, daß der Ausbau der einen Kanalwandung als Hochwasserdamm, abgesehen von anderen Bedenken, praktisch nicht in Frage kommt. Anderserseits wäre die Hochwasserfreilegung des Donaurieds für die Kanalführung günstig. Die Bewohner des Tales der oberen Donau, die alle an der Verwirklichung der Großschiffahrtstraße interessiert sind, würden durch den Ausbau der geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen ihre Belange auch in dieser Hinsicht fördern.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Abdichtung von Gebirgstunneln.

Von Reichsbahnrat O. Emmerich, Ludwigshafen.

Unter den vielen Maßnahmen, die bisher zur Abhaltung des Wassers im Tunnelbau vorgeschlagen wurden, hat sich gegenwärtig die Außenhautdichtung am meisten durchgesetzt. Dies ist auch nicht verwunderlich, erscheint doch das Auflegen eines wasserdichten Mantels auf die Gewölberückfläche als das sicherste Mittel zur Abhaltung der Gebirgsfeuchtigkeit vom Mauerwerk und vom Tunnelinnern. Im folgenden entwickelt der Verfasser seine persönliche Ansicht über die Bewährung dieser Außenhautdichtung im Tunnelbau.

Seit den großen Fortschritten, die die Bitumenindustrie im letzten Jahrzehnt gemacht hat, wurde das Material für den wasserdichten Mantel ausschließlich diesem Industriezweig entnommen. Durch Aufkleben von mehreren Lagen Jutegewebebahnen, Wollfilzpappen oder ähnlichen mit versetzten und überlappten Stoßfugen entsteht ein Mantel von größter Wasserdichtigkeit. Solange es gelingt, diesen Schutzmantel vor mechanischen Zerstörungen zu schützen, und solange er durch normale Alterungserscheinungen noch nicht mürbe und brüchig geworden ist, kann kein Wasser zum Mauerwerk oder in das Tunnelinnere dringen. Abgesehen von den normalen Alterungserscheinungen ist dieser Schutz der Dichtungshaut vor mechanischen Zerstörungen aber im Tunnelbau, besonders bei stark druckhaftem Gebirge, nicht so einfach, wie dies auf den ersten Blick erscheinen mag. Man hat erkannt, daß die Dichtungshaut auf bituminöser Grundlage zwischen festen Wänden eingespannt sein muß, damit ein Abrutschen oder Abfließen verhindert wird. Die Notwendigkeit der Verwahrung zwischen festen Wänden wird ohne weiteres klar, wenn man bedenkt, daß eine bituminöse Dichtungshaut kein starrer Körper, sondern eine verhältnismäßig weiche Masse ist, die bei stärkerem Druck das Bestreben hat, diesem Druck nachzugeben und auseinanderzuzerfallen. Zum Schutze der Dichtungshaut vor mechanischen Zerstörungen wird auf dieser meist eine etwa 6 bis 8 cm dicke Betonschicht mit Drahtnetzeinlage oder eine Klinkerflachschicht in Zementmörtel aufgebracht. Solange dieser Schutzmantel erhalten bleibt, ist die Isolierung zwischen festen Wänden eingespannt und hat keine Möglichkeit, irgendwohin auszuweichen oder abzufließen. Wird aber der Schutzmantel durch Druck oder betonschädliches Gebirgswasser zerstört, dann ist auch der Bestand der Dichtungshaut in Frage gestellt. Daß beim Vorhandensein von betonschädlichem Wasser besondere Maßnahmen zur Erhaltung des Schutzbetons ergriffen werden müssen, braucht nicht besonders hervorgehoben zu werden. Abgesehen von einer Zerstörung durch schädliche Gebirgswässer ist aber auch ohne solche chemische Angriffe eine Zerstörung des Schutzmantels allein durch den Gebirgsdruck leicht möglich. Bei näherer Betrachtung sind die mancherorts festgestellten Fehlschläge bei Außenhautdichtungen, wobei stets die Zerstörungen beim Schutzbeton ihren Ausgang genommen haben, nur zu leicht verständlich. Bei einem örtlich eng begrenzten Druck auf den Schutzmantel, wie er sich schon beim Bau durch einen druckhaften Stempel der Auszimmerung und später durch einen Felsblock oder besonders gelagerten Stein der Auspackung leicht ergeben kann, erhält der Schutzmantel infolge der Nachgiebigkeit der darunterliegenden Bitumenschicht die Aufgabe, den Druck auf eine größere Fläche zu verteilen.

Diese Aufgabe führt zu Biegebeanspruchungen im Schutzmantel, denen die verhältnismäßig dünne Betonschicht nicht gewachsen ist. Die Folge davon sind Risse im Schutzmantel, die dem gepreßten Bitumen Gelegenheit zum Ausweichen und Abfließen geben. Um diese Gefahr zu umgehen, wurde die Forderung aufgestellt, die Schutzschicht auf der Isolierung so stark und selbsttragend auszubilden, daß sie alle Auflasten, ohne einen Druck auf die Isolierung auszuüben, von sich aus trägt. Durch die Erfüllung dieser Forderung würde die Schutzschicht zum tragenden Bauteil erhoben werden. Der Zweck der Außenhautdichtung ist aber doch, die Tragkonstruktion vor den Einflüssen des Gebirgswassers zu schützen, und zur Erfüllung dieses Zweckes muß die Isolierung über der Tragkonstruktion liegen. Die Kräfte, zu deren Aufnahme die Tragkonstruktion gebaut wird, können auf diese nur aus dem Gebirge durch die Isolierung hindurch übertragen werden. Hieraus folgt logisch, daß die Isolierung in diesem Zustand sein muß, die aus der Übertragung der Gebirgskräfte auf das Gewölbe naturnotwendig sich einstellende Pressung auszuhalten, ohne auszuweichen, d. h. bei stark druckhaftem Gebirge muß als Dichtungsmittel ein starrer Körper mit ausreichender Druckfestigkeit verwendet werden.

Ein weiterer Nachteil der bituminösen Außendichtung ist der zum Einbringen der Abdichtung notwendige Arbeitsraum, der im Tunnelbau durch einen entsprechenden Mehrausbruch gewonnen werden muß. Für die in heißem Zustande aufzubringenden Klebmassen ist ein freier Arbeitsraum von mindestens 75 cm Höhe notwendig. Über diesem Arbeitsraum liegen die Wandruten mit rd. 35 cm und die Verpfählung mit durchschnittlich 15 cm hohem Raumbedarf. Vom Gewölbe an ist also zum Einbringen der Abdichtung noch ein weiterer Raum von 1,25 m Höhe auszubereiten. Bei Verzicht auf die Außendichtung wäre dagegen über die Tunnelröhre hinaus lediglich ein Raum für die Verpfählung auszubereiten, wofür einschließlich eines ausreichenden Spielraumes 25 cm anzusetzen sind. Für die Außenhautdichtung muß also über dem Gewölbe ein Mehrausbruch von rd. 1 m Höhe hergestellt werden. Falls die Widerlager auch gedichtet werden sollen, ist hierfür ein Arbeitsraum von 75 cm Tiefe zu rechnen. Bei einem zweigleisigen Tunnel entsteht hier durch hinter den Widerlagern ein Mehrausbruch von rd. 5 m³ je lfdm und über dem Gewölbe ein solcher von 12 m³. Rechnet man für 1 m³ Ausbruch einschließlich Verzimierung 20 RM und für das Auspacken 10 RM je m³, so kommt der Arbeitsraum für die Isolierung auf 17 × 30 = 510 RM je lfdm Tunnelröhre zu stehen. Für die Isolierung selbst einschließlich Schutzbeton muß rd. 14 RM je m² und für 1 m zweigleisiger Tunnelröhre 14 × 19 = rd. 260 RM angesetzt werden. Die Außenhautdichtung von Gewölbe und Widerlager einer normalen zweigleisigen Tunnelröhre kommt also auf rd. 770 RM/lfdm zu stehen.

Die Baukosten eines Tunnels sind je nach den örtlichen Besonderheiten verschieden. Durchschnittlich kann man je lfdm einer zweigleisigen Tunnelröhre mit Außenhautdichtung 3300 RM annehmen. Nach vorstehendem entfallen hiervon 700 bis 800 RM auf die Abdichtung. Würde man auf die Abdichtung verzichten und die entsprechende Ersparnis für ein werbendes Bauvorhaben verwenden oder mit einem Zinsfuß von 4%

anlegen, so wäre diese Ersparnis im Laufe von 30 Jahren auf rd. 2500 RM angewachsen, d. h. man könnte schon nach 30 Jahren mit dem für die Abdichtung aufzuwendenden Baukapital einen neuen, nicht gedichteten Tunnel bauen. Man erkennt daraus, daß die Außenhautdichtung, selbst wenn sie in technischer Beziehung einwandfrei wäre, in wirtschaftlicher Hinsicht immer noch ein schlechtes Geschäft ist. Aus dem Verhalten unserer alten, nicht gedichteten Tunnel darf geschlossen werden, daß ein solches Bauwerk ohne Dichtung nicht nur 30, sondern mindestens 60 bis 80 Jahre standhält. Dabei wäre es leicht möglich, bei einem Neubau durch einfache Mittel (sorgfältigere Auswahl und bessere Bearbeitung der Steine, zweckentsprechendes Bindemittel usw.) die Lebensdauer der ungedichteten Tunnelröhre auf mindestens 100 Jahre zu erhöhen. Nach Umfluß eines so großen Zeitabschnittes ändern sich aber die Anforderungen an die dem Verkehr dienenden Bauwerke so grundlegend, daß ein Neubau ohnehin notwendig oder mindestens wünschenswert wird. (Vgl. hierzu die aus der Einführung des elektrischen Betriebes, des 4-m-Gleisabstandes, der Linienverbesserungen usw. sich ergebenden Änderungen.) Man erkennt daraus, daß durch eine etwaige Lebensverlängerung der Tunnelröhre allein die hohen Baukosten der Außenhautdichtung nicht vertretbar sind.

Das Schuldkonto der Außenhautdichtung ist damit aber noch nicht erschöpft. Der zum Einbringen der Abdichtung erforderliche Arbeitsraum muß anschließend an die Dichtungsarbeiten ausgepackt werden. Die Einschaltung dieser Auspackung zwischen Gebirge und Tunnelmauerwerk stellt bei einem gebrächen Gebirge eine nicht zu unterschätzende Gefahr für den Bestand des Tunnels dar. Die Auspackung wird auch bei sorgfältigster Ausführung nach der Aufnahme des Gebirgsdruckes etwas zusammengedrückt. Durch diese unvermeidlichen Setzungen werden die Gebirgsschichten über dem Tunnel in ihrem Zusammenhang gelockert und somit die auf dem Tunnel ruhende Gebirgslast vergrößert. Weiterhin entstehen durch diese Lockerungen Spalten und Risse, die das Gebirgswasser in weitem Umfange dem Tunnel zuleiten. Dieses dem Tunnel zufließende Wasser nimmt auf seinem Wege die auswaschbaren Bestandteile zwischen den festen Felsbänken mit und führt sie durch die Auspackung und die Tunnelentwässerung ab. Im Laufe der Jahre entstehen durch diesen Vorgang in der Umgebung des Tunnels Hohlräume im Gebirge, die die gleichmäßige Druckverteilung auf dem Gewölbe und die Verspannung mit dem Gebirge teilweise aufheben und so zu Verdrückungen der Tunnelröhre Anlaß geben. Daß bei diesen Verdrückungen der Tunnelröhre auch die Isolierung Risse bekommen muß und so im Kampfe gegen das Wasser wertlos wird, braucht nicht besonders erwähnt zu werden. Bei den im Bezirk der RBD Ludwigshafen (Rhein) bisher erforderlich gewordenen Tunnelumbauten mußte festgestellt werden, daß in allen Fällen die über dem Tunnel entstandenen Hohlräume im Gebirge die Hauptursache der Verdrückungen und Zerstörungen der Tunnelröhre gewesen waren. Die alten Tunnel haben eine Auspackung von nur 20 bis 30 cm Dicke. Es ist klar, daß durch eine Vergrößerung der Auspackung auf über 1 m Dicke, die Hohlraum-bildung noch bedeutend beschleunigt wird.

Bei einem Gebirge mit verhältnismäßig dünnen und gebrächen Fels-schichten und dazwischen gelagerten, auswaschbaren Bodenschichten, wo also die Hohlraumbildung und die Zerstörung der Gebirgsfestigkeit besonders zu befürchten ist, muß damit gerechnet werden, daß durch den Einbau einer Auspackung zwischen Gebirge und Tunnelröhre die Belastung und die Angriffe auf die Tunnelröhre ganz bedeutend verstärkt werden. Bei solchen Gebirgsverhältnissen kann somit die Außenhaut-dichtung mit der durch sie erforderlichen Auspackung geradezu die Lebensdauer eines Tunnels verkürzen.

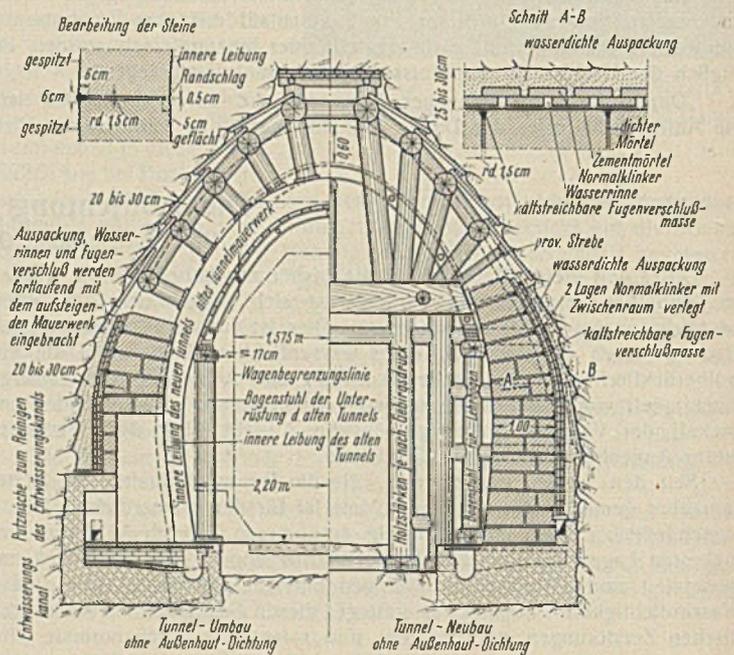
Es ist eine alte Tatsache, daß die Belastungen und die Angriffe auf eine Tunnelröhre um so kleiner werden, je mehr es gelingt, die ursprüngliche Gebirgsfestigkeit zu erhalten. Die Außenhautdichtung widerspricht diesem alten Konstruktionsgrundsatz, weil sie

1. den Gebirgsausbruch und damit antelmäßig die Beunruhigung des Gebirges vergrößert,
2. den Zeitabschnitt, während dessen das Gebirge auf der zusammen-drückbaren Holzauussteifung steht, infolge der mit dem Einbringen der Dichtung und der Schutzschicht verbundenen Arbeitsgängen wesentlich verlängert und
3. weitere Lockerungen des Gebirgsverbandes nach dem Bau infolge der Zusammendrückbarkeit der Auspackung verursacht.

Um die Setzungen der Auspackung zu vermeiden, hat man schon versucht, die Packsteine in Magerbeton zu versetzen. Dieses Mittel führt jedoch nicht zum Ziel, weil die zwischen den Steinen liegenden, ver-hältnismäßig dünnen Betonschichten den Durchgang des Wassers nicht aufhalten können und so in kurzer Zeit ausgelaugt und zerstört werden. Wenn man die in der Auspackung liegende Gefahr verkleinern will, so muß man schon ein regelrechtes, möglichst dichtes Mauerwerk oder einen möglichst dichten Beton verwenden. Dies ist natürlich nur dort angängig, wo das Gebirgswasser keine betonzerstörenden Eigenschaften besitzt, was nur selten der Fall sein wird.

Wenn durch eine Schutzmaßnahme die Baukosten so erheblich ver-teuert werden, wie dies bei der Außenhautdichtung im Tunnelbau der Fall ist, und dazu noch gewisse Nachteile für das zu schützende Bauwerk in Kauf genommen werden müssen, kann diese Schutzmaßnahme nur vertreten werden, wenn man sich auf ihre Wirksamkeit voll verlassen kann. Dies ist aber bei der Außenhautdichtung nicht der Fall. Man muß deshalb zu dem Schluß kommen, daß vor allem bei stark drückendem Gebirge, wo die Gefahren für die Außenhautdichtung und die mit ihr verbundenen Nachteile einer erhöhten Zerstörung der Gebirgsfestigkeit am größten sind, eine den besonderen Umständen im Tunnelbau besser gerecht werdende Form der Abdichtung entwickelt werden mußte. An eine solche Tunnelabdichtung sind folgende Bedingungen zu stellen:

1. Die Abdichtung muß eine möglichst große Druckfestigkeit besitzen, um den Gebirgsdruck auf das Gewölbe übertragen zu können, ohne von diesem zerstört zu werden.
2. Die Abdichtung soll sich ohne Mehrausbruch, also ohne besonderen Arbeitsraum und die damit verbundene Auspackung einbringen lassen und keine Verlängerung der Bauzeit bedingen.
3. Die Kosten der Abdichtung müssen zu den Gesamtkosten des Bauwerks in einem wirtschaftlich vertretbaren Verhältnis stehen.



Im Hinblick auf diese als notwendig erkannten Bedingungen schlage ich folgende Tunnelbauweise vor:

Für das Tunnelbauwerk ist ein säurebeständiger und möglichst wasserundurchlässiger Naturstein zu verwenden (Basalt, Porphy, Granit, geeigneter Sandstein usw.). Dieser Stein ist in Form von großen Quadern mit möglichst engen und sauber nach dem Gewölbeverlauf bearbeiteten Fugen zu verlegen. Für die Vermauerung muß ein ebenfalls säurebeständiger und möglichst wasserundurchlässiger Mörtel verwendet werden (Zementmörtel mit Sika-Zusatz od. dgl.). Um das Gebirgswasser von den Fugen abzuhalten, können diese nach dem Verlegen der Quader mit einer vollkommen wasserdichten Verschlußmasse von ausreichender Haftfähigkeit gegen das Gebirge abgeschlossen werden. Dieses Verschlußmaterial darf nicht schrumpfen oder sonstige Formänderungen erleiden, was bei der fast vollständig gleichbleibenden Temperatur ver-hältnismäßig leicht zu erreichen ist. Um das Material gut in die Fugen eindringen zu können und um eine einwandfreie Haftung an den Stein-rändern zu erzielen, müssen die Fugen nach außen keilförmig erweitert werden.

Ein solches Mauerwerk ist ohne weiteren Schutz wasserdicht und kann auch von einem aggressiven Gebirgswasser nicht angegriffen werden. Infolgedessen kann auf eine Außenhautdichtung verzichtet und der Raum zwischen Tunnelmauerwerk und Gebirge so klein gehalten werden, daß gerade die Verpfählung Platz hat. Mit dem Aufmauern der Tunnelröhre, und zwar jeweils nach dem Verlegen einer Steinschicht, wird die Verpfählung ausgebaut, und an ihrer Stelle werden die Auspackung und die auf dem Gewölbe liegenden Wasserrinnen eingebracht.

Die Auspackung soll dem Durchgang des Gebirgswassers einen möglichst großen Widerstand entgegensetzen und das Abführen feiner Bodenbestandteile unmöglich machen. Damit das durch die Packung allenfalls noch durchsickernde Wasser sich auf dem Gewölberücken nicht anstauen und in Spannung kommen kann, muß für eine gute Ent-wässerung der Widerlagerrückenflächen und des Gewölberückens gesorgt

werden. Diese Entwässerung wird am einfachsten durch nebeneinanderliegende und im Fundament entwässerte Kanäle aus Normalklinkern erzielt.

Die auf dem Tunnelmauerwerk liegende Klinkerschicht ist der besseren Druckverteilung wegen in Zementmörtel zu verlegen, während die zweite Klinkerschicht trocken auf der ersten liegt. Durch geeignete Maßnahmen muß ein Verstopfen der Kanäle durch abfallenden Mörtel während des Ausmauerns verhindert werden.

Falls das Gebirgswasser keine betonschädlichen Bestandteile enthält, kann die Packung in einfacher Weise durch einen möglichst dichten Beton hergestellt werden. Schwieriger wird die Aufgabe, wenn mit aggressivem Gebirgswasser gerechnet werden muß. In diesem Falle kann zunächst ein magerer und poriger Beton, in den in Abständen von rd. 1 m Rohre mit Austrittsöffnungen in waagerechter Lage einzulegen sind, eingestampft werden. Nach dem Fertigstellen einer Tunnelzone muß dann durch die

Rohre, und zwar von unten nach oben eine Bitumenemulsion in den porigen Beton eingepreßt werden. An Stelle von Beton kann in diesem Falle auch eine Steinpackung treten, wobei die Korngrößen der Packsteine so abgestuft werden müssen, daß ein tragfähiges Gerippe mit möglichst kleinen Hohlräumen entsteht.

Auf der Abbildung sind die Einzelheiten dieser Tunnelbauweise verzeichnet. Der Verfasser ging davon aus, das bisher im Tunnelbau übliche System übereinanderliegender Schutzschichten durch ein möglichst solides Mauerwerk, das von sich aus wasserundurchlässig ist, zu ersetzen.

Dieser Aufsatz ist als eine auf der persönlichen Ansicht des Verfassers beruhende Anregung geschrieben. Der Verfasser würde eine sachverständige Stellungnahme begrüßen. Vielleicht würde es so gelingen, auf dem schwierigen Gebiete der Tunnelabdichtung ein Stück weiter zu kommen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1935.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs.

(Fortsetzung aus Heft 13.)

2,5 km oberhalb Bernburg wurden im Frühjahr 1935 die Arbeiten für den Saaledurchstich bei Aderstedt aufgenommen, wobei wieder der Arbeitsdienst zum Gewinnen von Mutterboden angesetzt wurde. Dieser Durchstich mit zwei anschließenden größeren Abgrabungen begradigt eine S-förmige Flußstrecke. Zunächst wird die eigentliche Durchstichstrecke, die etwa 200 000 m³ Erdbewegung erfordert, durch schwimmenden Elmerbagger ausgehoben. Das Baggergut wird auf Halde gespült.

Nachdem im Jahre 1934 der obere Vorhafen der Schleuse Bernburg fertiggestellt werden konnte, machte im Jahre 1935 der Bau der Schleuse selbst gute Fortschritte. Das Oberhaupt und etwa $\frac{2}{3}$ der Kammerwände wurden betoniert (Abb. 48). Die Vorarbeiten für die Hubtore, eine über das Unterhaupt führende einspurige Hubbrücke wurden so weit gefördert, daß diese Bauteile vom Frühjahr 1936 ab eingebaut werden können. Das Ausheben der Baugrube konnte nur verhältnismäßig langsam fortschreiten, weil beim Lösen des Baugrundes, der bis zu 2 m über Sohle aus Kalk- und Sandsteinfelsen besteht, wegen unmittelbarer Nähe der städtischen Bebauung nicht gesprengt werden darf. Der nicht sehr feste Felsen wird mit Preßluftgerät gelöst und mit Greifern gefördert. Bei planmäßigem Verlauf der Bauarbeiten wird die Schleusenanlage im Spätherbst 1936 fertig sein.

In Bernburg selbst wurde ferner die neue Saalebrücke — eine 13 m breite Eisenbeton-Auslegerbrücke — am 31. Dezember 1934 dem vollen Verkehr übergeben (Abb. 49). Am 14. April 1935 wurde sie durch den inzwischen verstorbenen Reichsstatthalter Gauleiter Hauptmann Loeper auf den Namen „Brücke der S. A.“ geweiht. In Verbindung mit der Ausgestaltung der rechten Brückenrampe wurde ein Gedenkstein aufgestellt, der das überlebensgroße Hochrelief eines stehenden S. A.-Mannes zeigt. Die fertige Brückenanlage hat 810 000 RM gekostet.

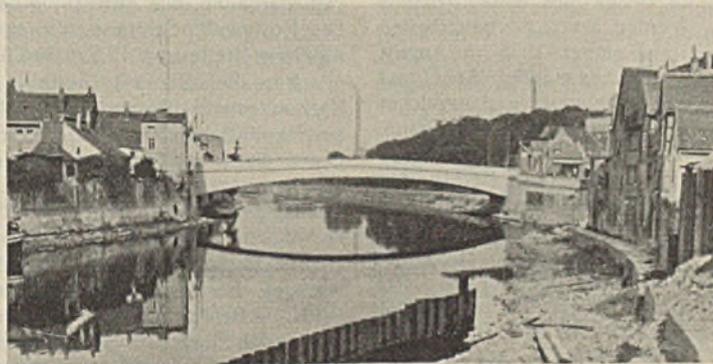


Abb. 49. Neue Saalebrücke in Bernburg.

Für die Schleusen bei Alsleben und bei Calbe wurden die ersten Baustellenarbeiten mit Hilfe des Arbeitsdienstes in Angriff genommen.

Unmittelbar oberhalb der Saalemündung wurde der im Jahre 1934 begonnene Durchstich am Saalhorn fertiggestellt (Abb. 50) und im August 1935 für die Schifffahrt freigegeben. Die Arbeiten umfaßten rd. 300 000 m³ Erdbewegung und rd. 55 000 m² Böschungsbefestigung mit Schüttsteinen. Die Kosten für den 1,1 km langen Durchstich einschließlich Grunderwerb betragen rund 800 000 RM.

Die Saaletalsperre am Bleiloch konnte im Winter und Frühjahr 1935 vollkommen gefüllt und in der Zeit vom 25. Juli bis 30. September 1935 zum Anreichern des Elbwasserstandes unterhalb der Saalemündung herangezogen werden. Es wurden in dieser Zeit Wassermengen bis zu 55 m³/sek und insgesamt 128 Mill. m³ abgegeben. Damit wurde der Elbwasserstand unterhalb der Saalemündung ständig so hoch gehalten, daß eine Schifffahrt mit mindestens 0,80 m Tauchtiefe möglich

war, wobei der Elbwasserstand an der Saalemündung durch das Zuschußwasser aus der Bleilochsperre zeitweise um 22 cm gehoben werden mußte.

Für den Bau der weiteren Saaletalsperre bei Hohenwarte, rund 50 km unterhalb der Bleilochsperre, wurden im Jahre 1935 die ersten vorbereitenden Bauarbeiten durchgeführt.

5. Wesergebiet und Ems-Weser-Kanal.

Die Niedrigwasserregulierung der Weser konnte auch im Jahre 1935 auf der Strecke von Münden bis zur Allermündung wesentlich gefördert werden, und zwar durch den Ausbau bei Wahnbeck, Wehrden

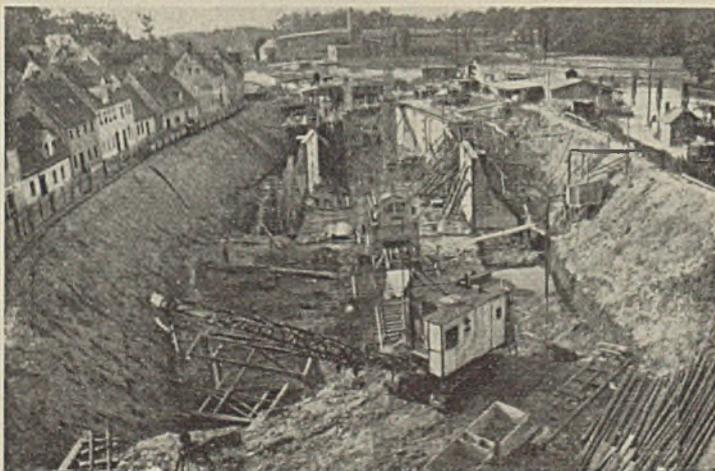


Abb. 48. Saaleschleuse Bernburg.

Blick flußaufwärts in die Schleusenbaugrube mit teils fertigen, teils im Bau begriffenen Kammermauern.



Abb. 50.

Durchstich Saalhorn. Beseitigen des oberen Trenndammes. Rechts alter Saalelauf, links Durchstich.

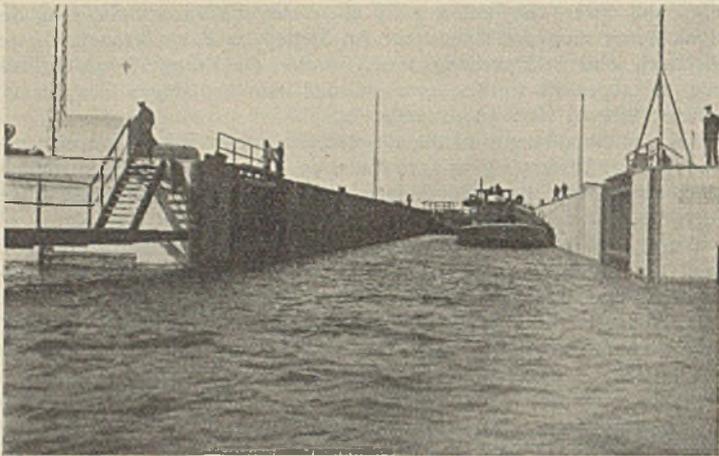


Abb. 52. Zweite Schleuse Dörverden. Ansicht vom Unterwasser.

und Helmsen, Rumbeck—Großenwieden, Alter Postweg—Wittenhusen (etwa zur Hälfte), Olster Ort—Ohe—Gr. Hutberger Brücke. Es wurden für die Schifffahrt durch Besetzung zu starker Gefälle, günstigere Stromführung in den Krümmungen und durch Verbreiterung von Engstellen in der Fahrinne erhebliche Verbesserungen erzielt.

Für die Fischerei sind im Einvernehmen mit den Oberfischmeistern Laich- und Ruheplätze und Netzaufzugstellen geschaffen worden.

Von besonderer Bedeutung ist der durch die Niedrigwasserregulierung bedingte Umbau der Allermündung im Bezirk des Wasserbauamts

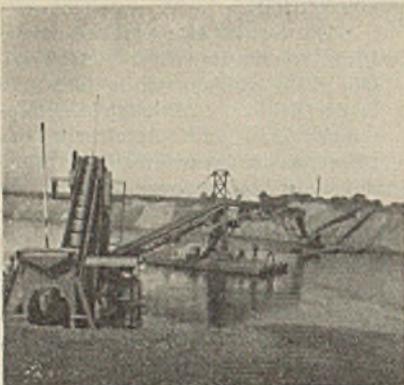


Abb. 51. Verlegung der Allermündung. Bodentransport mit schwimmendem Förderbänder von Ufer zu Ufer.

Verden, wofür die Bauarbeiten im Sommer 1935 in Angriff genommen wurden. Auf Grund der Ergebnisse umfangreicher Modellversuche in der Preuß. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin wird die scharf S-förmige Mündungsstrecke der Aller wesentlich schlanker gestaltet. Hierdurch wird die Ablagerung von Allersand in der Weser unmittelbar unterhalb der Einmündung der Aller verhindert und das Fahrwasser verbessert. Der Umbau erfordert u. a. die Bewegung von 90 000 m³ Boden, von dem ein großer Teil mittels schwimmender Förderbänder von Ufer zu Ufer gefördert wird (Abb. 51). Für die Durch-

fahrt von Schiffen kann die Anlage ausgeschwenkt werden. Wegen der Feinheit des Allersandes müssen zur Befestigung in großem Umfange Buschmatten und Sinkstücke verwendet werden.

Die im August 1933 begonnenen Arbeiten für den Bau einer zweiten Schleuse bei Dörverden wurden so gefördert, daß die Schleuse am 1. November 1935 den Probetrieb aufnehmen konnte (Abb. 52). Der Einbau der Tore und Umlaufverschlüsse wurde beendet (Abb. 53); gleichzeitig wurden die Antriebsvorrichtungen eingebaut und die erforderlichen

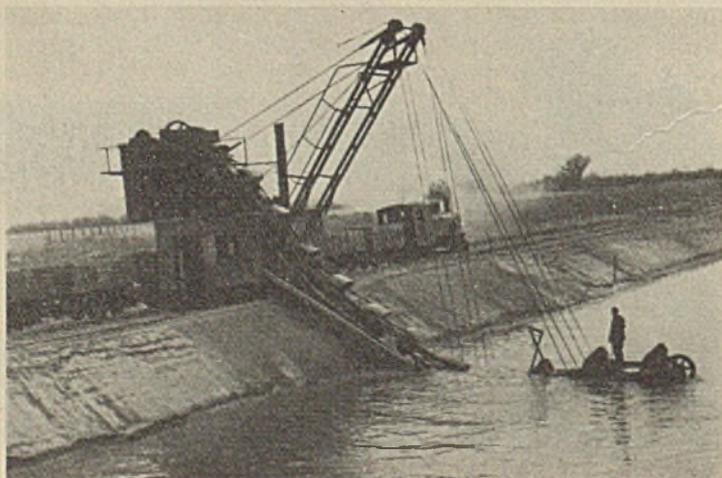


Abb. 54. Staustufe Drakenburg. Baggerarbeiten am oberen Schleusenkanal.

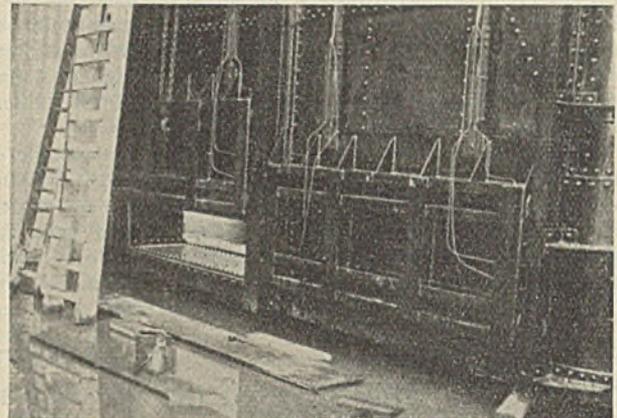


Abb. 53. Zweite Schleuse Dörverden. Schützen in den Stemmtoren.

Kabel verlegt. Die beim Aushub der Vorhäfen gewonnenen Bodenmassen, wie auch die Erdmassen aus der Schleusengrube konnten, soweit sie nicht zur Hinterfüllung der Kammerwände und Häupter gebraucht wurden, nutzbringend zur Aufhöhung tiefliegender Ländereien verwendet werden. Die Flügelpundwände (Larssenbohlen) an den Schleusenhäuptern, sowie die Dalben aus Unionkastenbohlen im Unter- und Oberhafen wurden im Sommer 1935 geschlagen. Nebenher gingen die Plasterarbeiten, Stein-schüttungsarbeiten an den Böschungen der Vorhäfen und die sonstigen Nebenarbeiten, wie Ausrüstung der Schleuse, Anlage der Beleuchtung usw. Die Kosten der Schleuse, die eine nutzbare Länge von 85,0 m und eine nutzbare Breite von 12,5 m hat, haben rd. 2,5 Mill. RM. betragen.

Für die Kanalisierung der Mittelweser wurden für das Rechnungsjahr 1935 im Haushalt 4 Mill. RM neu bereitgestellt. Außer den bereits bestehenden Neubauämtern in Minden, Nienburg und Verden, denen die Durchführung der Baumaßnahmen außerhalb des Weserflusses, also besonders der Schleusenkanäle mit ihren Kunstbauten obliegt, wurden für die am und im Fluß durchzuführenden Bauten den Wasserbauämtern in Minden, Hoya und Verden besondere Neubauabteilungen angegliedert.

Im Bezirk des Neubauamts Minden wurden die Unterlagen für das Ausbau-, Enteignungs- und deichpolizeiliche Genehmigungsverfahren der Staustufe Petershagen aufgestellt und der Genehmigungsbehörde vorgelegt. Die Verfahren sind noch nicht abgeschlossen, jedoch wurde die Vergabe der Erdarbeiten für den Schleusenkanal vorbereitet, so daß unmittelbar nach der Planfeststellung Anfang 1936 mit den Bauarbeiten begonnen werden kann.

Gleichzeitig wurde auch die Aufstellung der endgültigen Planunterlagen für die Staustufe Schlüsselburg in Angriff genommen, so daß nach deren Feststellung auch hier mit den Bauarbeiten im Frühjahr 1936 begonnen werden kann.

Im Bezirk des Neubauamts Nienburg (Weser) wurde für die Staustufe Drakenburg das Ausbau-, Enteignungs- und deichpolizeiliche Verfahren betrieben und bis auf einige Beschwerden zum Abschluß gebracht. Mit den Bauarbeiten für den Schleusenkanal wurde im Mai 1935 begonnen. Zur Unterbringung einer größeren Zahl auswärtiger Arbeiter wurde in unmittelbarer Nähe der Baustelle ein Wohnlager für 150 großstädtische

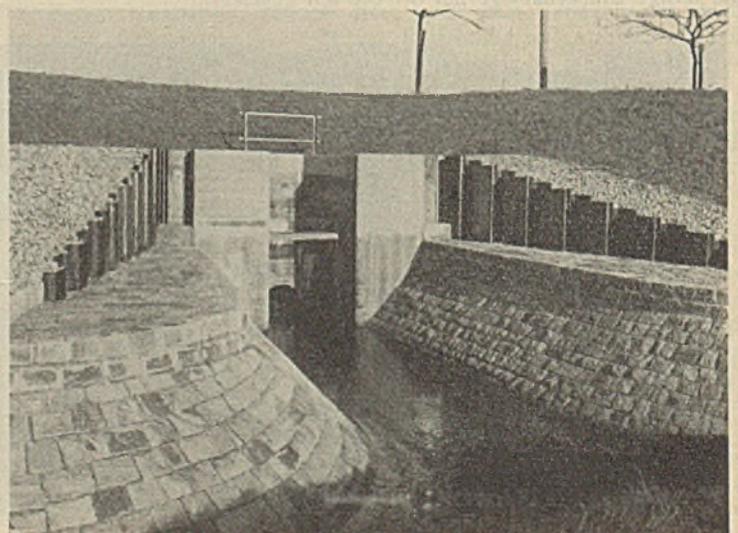


Abb. 55. Hebung des Wasserspiegels im Ems-Weser-Kanal. Einlauf des Dükers bei Osterkappeln mit verstärktem Haupt.

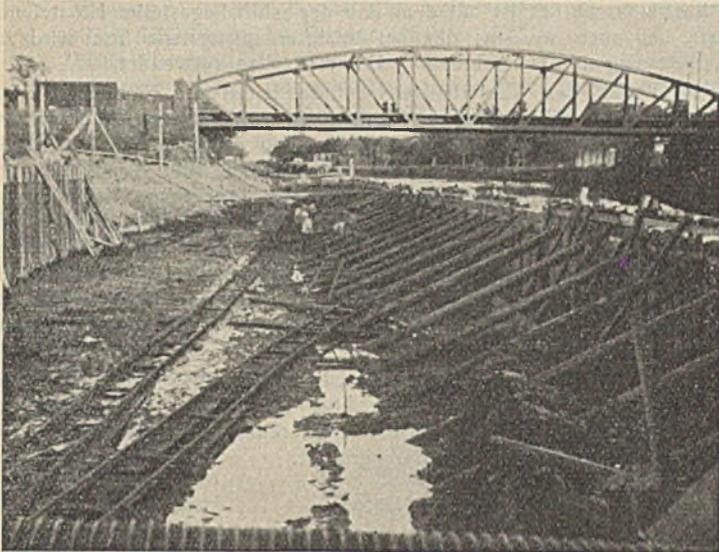


Abb. 56. Bau der Liegestelle Lübbecke.
Aushub hinter behelfmäßiger hölzerner Spundwand.

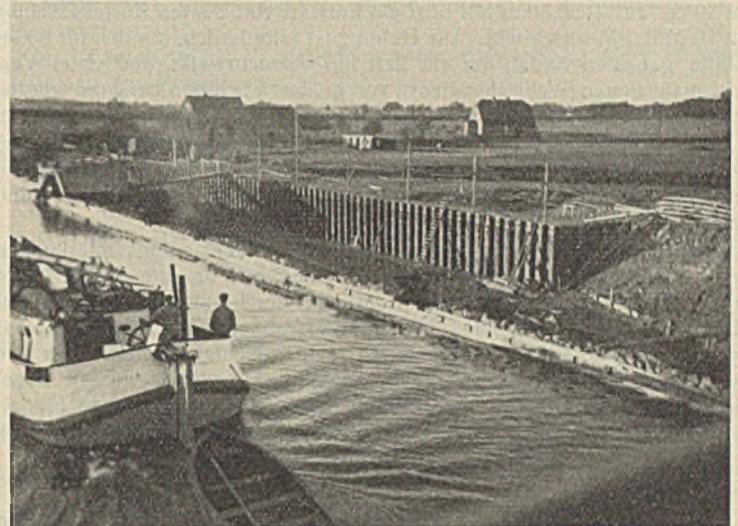


Abb. 57. Bau der Liegestelle Lübbecke.
Anschluß an die verankerte eiserne Spundwand.

Arbeiter nach den neuesten Bestimmungen der Reichsregierung angelegt. Das Lager ist in Hufelsenform errichtet. Eine querliegende Wirtschaftsbaracke von rd. 35,0 × 8,0 m Größe enthält den mit Niederdruckdampfheizung versehenen Tages- und Speiseraum für 150 Mann, das Zimmer des Lagerführers, die Küche, den Vorratsraum, den Raum für das Küchenpersonal, eine kleine Verkaufsstelle für Rauch- und Eßwaren, ferner den Heizungskeller mit Warmwasserbereitungsanlage, den Dushraum sowie einen Wäschereiraum. Jede der beiden längsseits angeordneten Wohnbaracken enthält fünf durch Öfen heizbare 15 bettige Mannschaftszimmer von rd. 10 m³ Luftraum je Mann, ein Krankenzimmer mit zwei Betten sowie einen Waschraum mit fließendem Warm- und Kaltwasser. In letzterem sind 32 Kippwaschbecken in Form einer Reihenwaschanlage angeordnet.

Bei den Erdarbeiten, die in öffentlicher Ausschreibung vergeben wurden, sind ein Löffelbagger und ein Eimerkettenbagger mit dem erforderlichen Gleismaterial und rollendem Gerät eingesetzt (Abb. 54). Der Mutterboden und sonstige kulturfähige Boden wird zum größten Teil im Handbetrieb gewonnen und auf eine besondere Kippe oder auf tiefliegende und in Rücksicht auf den späteren Weserstau aufzuhöhen Kulturlflächen wieder aufgebracht. Die sandigen und kiesigen Bodenmassen werden zur Landaufhöhung in zwei benachbarte Moore befördert und mit einer Schicht aus kulturfähigem Boden überdeckt. Auf diese Weise werden rd. 25 ha neuen Kulturlandes geschaffen, das den Eigentümern der benachbarten Gemeinden, die Grund und Boden für den Schleusenkanal abtreten müssen, wieder zugute kommt.

Die Anlage eines Hauptentwässerungsgrabens, der als neuer leistungsfähiger Vorfluter zum Schutze gegen spätere Stauschäden in der Nähe und oberhalb des Schleusenkanals dienen soll, ist inzwischen zum größten Teile fertiggestellt, so daß die oberhalb der Staustufe anschließenden Bodenverbesserungsarbeiten für einige schon jetzt zu tief liegende und unter Feuchtigkeit leidende Flächen von einer aus den betreffenden Gemeinden zu bildenden Genossenschaft ausgeführt werden können. — Gleichzeitig mit den Erdarbeiten wurden die Vor- und Entwurfsarbeiten für drei Wegebauwerke von rd. 60 m Stützweite und für die Schleppzugschleuse von 350 m nutzbarer Länge und 12,5 m l. W. betrieben. Die Arbeiten für die Kunstbauten sollen im Frühjahr 1936 in Angriff genommen werden können.

Für die Staustufe Landesbergen im Bezirk des Neubauamts Nienburg sind eingehende Untersuchungen über die zweckmäßigste Linienführung sowie die Lage der Schleppzugschleuse und der Brücken durchgeführt worden. Nach dem vorliegenden Ergebnis werden zur Zeit die Unterlagen für die verschiedenen Planfeststellungsverfahren bearbeitet, so daß mit der Inangriffnahme der Bauarbeiten auch für diese Staustufe im Jahre 1936 zu rechnen ist.

Im Bezirk des Neubauamts Verden konnten bei der Staustufe Langwedel die umfangreichen Untersuchungen und hochwassertechnischen Berechnungen, die zu einer Abänderung der ersten Linienführung und Verlegung der Schleuse führten, zu Ende gebracht werden.

Am Flußlaufe der Weser selbst sind die an den belderseitigen Flußufern erforderlichen Baumaßnahmen im verflossenen Jahre in größerem Umfange in Angriff genommen worden. Sie bestehen in der Erhöhung von Bühnen und Deckwerken, Herstellung von Leitdämmen und Aufhöhung von Grundstücken für die Landeskultur.

An der Aller wurden 1935 als größere Baumaßnahmen im Interesse der Schifffahrt und der Vorflut die Beseitigung einer scharfen Krümmung bei Jeversen und der Ausbau einer starken Gegenkrümmung bei Ahlden durchgeführt. Die bisher an den großen Schützen der Wehre in Oldau und Marklendorf beim Öffnen beobachteten starken Schwingungen sind durch Einbau zweier verschiedenartiger, besonderer Sohlendichtungsbalken, deren Anordnung und Abmessungen auf Angaben der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin beruhen, vermindert worden.

An der Leine wurden die Arbeiten zur Erhaltung der Vorflut durch Beseitigung der Hochwasserschäden fortgesetzt und die gefährlichsten Uferabbrüche durch Packwerkbau bis zur Höhe des gewöhnlichen Wasserstandes, Einbringen von Senkfashinen und Abböschung der steilen Ufer gesichert.

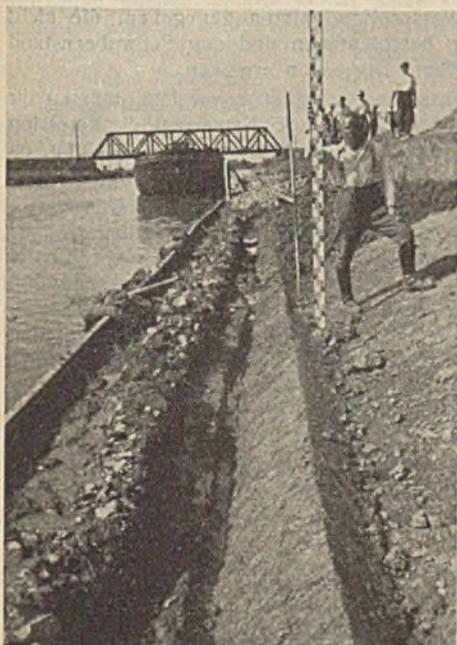


Abb. 58. Hebung des Wasserspiegels im Ems-Weser-Kanal. Freigelegte Dichtung. Verringerung der Böschungsneigung.



Abb. 59. Hebung des Wasserspiegels im Ems-Weser-Kanal. Feststampfen der hochgeführten Tondichtung.

Für die Hebung des Wasserspiegels des Ems-Weser-Kanals um 40 cm auf + 50,30 m NN liegt ein Entwurf vor, dessen Kostenanschlag mit 10 Mill. RM abschließt. Die Hebung ist erforderlich, um den für 600-t-Schiffe gebauten Kanal, der zur Zeit nur versuchsweise und unter Vorichtsmaßnahmen (Wahrschaudienst) von größeren Schiffen befahren werden darf, für den uneingeschränkten Verkehr des 1000-t-Schiffes freizugeben.

Für die Durchführung der Bauarbeiten sind im Rechnungsjahre 1935 als erste Rate 1 Mill. RM zur Verfügung gestellt worden. Die Arbeiten verteilen sich auf die drei Wasserbauämter Osnabrück, Minden II und Hannover I.

Im Bezirk des Wasserbauamts Osnabrück werden Dammverstärkungen durch Vorbau von Steinschüttungen durchgeführt, um die Kanaldämme dem höheren Druck anzupassen und das durchdringende Wasser unschädlich abführen zu können. Besondere Aufmerksamkeit muß hier auf die Sicherung der Düker-Ein- und -Ausläufe gerichtet werden, über die die gewöhnliche Dammverstärkung nicht hinweggeführt werden kann. Die Verstärkung geschieht hier durch Einrammen von eisernen Flügel-spundwänden, die mit Steinrigolen filterartig umpackt werden (Abb. 55).

Im Bezirk Osnabrück ist mit dem Bau der Schiffsliegstellen Hörstel und Haste begonnen worden; der bei letzterer gewonnene Ton wird zur Höherziehung der Tondichtung in Dammstrecken verwendet.

Im Bezirk des Wasserbauamts Minden II ist die Sicherung hoher Kanaldämme im Wesertal durch Einrammen von eisernen Spundwänden, die Verstärkung von Dükerhäuptern, der Bau der Liegestelle Lübbecke (Abb. 56 u. 57) und vor allem die Höherziehung der Tondichtung in Angriff genommen worden. Die vorhandene Tondichtung wird bis auf den Wasserspiegel freigelegt (Abb. 58) und die neue Tondichtung in einer Neigung 1 : 2 (und 1 : 3 bei breiten Dämmen) mit Überlappung lagenweise angeschlossen. Die Dichtung ist 30 bis 45 cm dick und wird mit Preßluftstempfern festgestempft (Abb. 59). Zur Sicherung der Dichtungsschicht wird darüber eine 10 cm dicke Kiesschüttung und 20 cm dicke Steinschüttung aufgebracht.

Beim Wasserbauamt Hannover I ist als wichtigste Arbeit die Verstärkung der eisernen Kanalbrücke über die Leine vorweggenommen worden; daneben wird eine Dammverstärkung im Leinetal und die Sicherung von Dükerhäuptern durchgeführt. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Bitumenemulsionen zur Verdichtung durchlässiger Bodenarten.

Von Dr. Fr. Joedicke, Hamburg.

Im Bauwesen erfordern häufig durchlässige Bodenarten umfangreiche und kostspielige Dichtungsmaßnahmen, die bei Arbeiten im Grundwasser in der Regel darin bestehen, daß Spundwände um die Baugrube geschlagen werden, oder daß der Grundwasserspiegel abgesenkt wird.

Im Wasserbau sind oft unvorhergesehene Abdichtungsmaßnahmen notwendig. So werden z. B. bei der Anlage von Talsperren, deren Stand-sicherheit durch den einwandfreien Anschluß an einen dichten Untergrund und an dichte Flanken bedingt ist, manchmal erst bei den Ausschachtungsarbeiten Klüfte im Fels festgestellt. Häufig treten im Bauwerk selbst nachträglich Undichtigkeiten ein, die die Sicherheit einer Talsperre gefährden und Dämme zum Einsturz bringen können. Durchlässigkeiten der Kanalsohle bedeuten bei Werkkanälen große finanzielle Verluste, bei Schiffahrtskanälen beeinträchtigen sie den Verkehr, und bei Schleusen verringern sie deren Wirkung. Die Behebung solcher Undichtigkeiten ist oft schwierig und läßt sich nicht immer merklich, geschweige vollständig durchführen.

Eines der ältesten Verfahren, durchlässige Bodenarten zu dichten, ist das Einspritzen von Zementmilch; es eignet sich jedoch weniger bei feinkörnigem Sand, gut dagegen zur Verfüllung größerer Risse und Spalten im Fels.

Ein verbessertes Verfahren stellt das François-Zementierverfahren dar. Es werden zunächst verdünnte Lösungen von Chemikalien eingepreßt, aus denen sich eine wässrige Gallerte absondert, die zum Schmieren der Wandungen der Poren und Risse zwecks besserer Einführung einer Zementbrühe dienen soll. Besonders in Deutschland wird vielfach das Joostensche Verfahren angewandt, wonach Lösungen eingepreßt werden, die ein Kieselsäuregel ausscheiden, das, mit großen absorptiven Kräften behaftet, die Sandkörner fest zusammenkittet. Je nach der Menge der einzuführenden Chemikalien und ihrem Mengenverhältnis zueinander wird entweder eine Verfestigung erzielt, die die Erhaltung bestehender, auf nachgiebigem Untergrunde fundierter Bauwerke ermöglicht, oder eine Abdichtung der behandelten Sandmassen.

Wie auf allen Gebieten der Abdichtungstechnik Bitumen für sich, in Verbindung mit Trägern oder als Bindemittel von Mineralien sich durchgesetzt hat, so beginnt man neuerdings auch in Fällen, in denen es sich darum handelt, porige Gesteine und durchlässige Bodenarten wasserundurchlässig zu machen, sich dieses Baustoffes zu bedienen. Seine Eigenschaften lassen ihn für diese Aufgabe von vornherein geeignet erscheinen. Bitumen enthält keine in Wasser löslichen Bestandteile, ist plastisch, unveränderlich und unempfindlich gegen aggressive Wasser und aggressive Bodenarten. — Zum Dichten durchlässiger Bodenarten muß das Bitumen eingespritzt werden.

Liegen Klüfte und Spalten im Fels vor, kann Bitumen mit Hilfe von Rohren heiß eingebracht werden. Dieses Verfahren ist vielfach mit Erfolg angewendet worden¹⁾; man bedient sich dabei entweder konzentrischer Rohre und des Heißwasserumlaufsystems, oder man erhitzt das Einspritzrohr mit elektrischem Strom. Es ist jedoch darauf zu achten, daß das Bitumen im Rohr seine hohe Temperatur behält, also dünnflüssig bleibt und in diesem Zustande ausfließt. Sonst treten unliebsame Verstopfungen im Rohr ein, deren Beseitigung große Schwierigkeiten bereitet.

Um die Wasserdurchlässigkeit poriger Bodenarten stark zu verringern oder ganz zu beheben, werden neuerdings besondere Bitumenemulsionen verwendet, die in geeigneter Zusammensetzung eingespritzt werden. Dieses

so genannte Shellperm-Verfahren²⁾ eignet sich auch für Bodenarten feiner Struktur, d. h. einer Körnung, wie sie z. B. Dünsand aufweist. Da dieses noch wenig bekannte Verfahren für das Bauwesen von großer Bedeutung ist, soll es im folgenden näher beschrieben und an Hand einiger Ausführungsbeispiele erläutert werden:

Für dieses Verfahren wird eine Bitumenemulsion verwendet; darunter versteht man Bitumen, das in Wasser in äußerst feinen Teilchen verteilt ist, die 1 bis 2 Mikrons groß sind; 1 mm³ Emulsion enthält demnach Millionen solcher Teilchen. Die beim Shellperm-Verfahren verwendete Bitumenemulsion wird so weit verdünnt, daß sie praktisch wasserdünn ist. Da sich das spezifische Gewicht von Bitumen kaum von dem des Wassers unterscheidet, fließt die Emulsion, ohne daß Sedimentierung auftritt, in durchlässigem Boden mit feinen Poren in derselben Weise wie Wasser und nach den gleichen hydraulischen Gesetzen. Die Emulsion bewegt sich mit demselben Gefälle und unter sonst gleichen Bedingungen, genau wie Wasser, jedoch etwas langsamer; sie kann daher durch Einspritzrohre unter verhältnismäßig geringem Druck in das zu behandelnde Erdreich eingebracht werden. Die eindringende Emulsion drückt das in den Poren des Bodens vorhandene Grundwasser vor sich her, ohne sich dabei mit diesem zu vermischen. In diesem Zustande übt das Bitumen als solches noch keinen besonderen Einfluß auf das Erdreich aus. Hierfür ist es nötig, daß sich die runden Bitumenteilchen zu größeren Gruppen zusammenschließen, die dann die Poren des Sandes verstopfen. Dies wird erreicht, indem man der Emulsion Stoffe zusetzt, die gewährleisten, daß die Bitumenteilchen nach einer bestimmten Zeit, die praktisch zwischen wenigen Minuten und einigen Tagen schwanken kann, sich zu größeren Gruppen vereinigen.

Zur Herstellung einer derartigen Emulsion werden dem Gemisch von feinverteiltem Bitumen und Wasser Emulgatoren zugegeben, die nicht nur den Emulgierungsvorgang beschleunigen und den Schwebzustand erhalten, sondern auch eine feinere Dispersion erwirken.

Um die Emulsion zum Einspritzen geeignet zu machen, müssen ihr noch Stabilisatoren zugefügt werden, die, wie der Name sagt, die Emulsion stabiler machen sollen. Der Zusatz von Stabilisatoren ist notwendig, da bei der Verarbeitung der Emulsion gleichzeitig die Koagulatoren beigegeben werden.

Die Verwendung der Koagulatoren, die zur Beschleunigung der Koagulation dienen, ist unentbehrlich, will man sicher sein, daß die Emulsion vollständig koaguliert, da nur dann der Zweck der Einspritzung, nämlich das Wasserundurchlässigmachen des Bodens, erreicht werden kann. Durch die richtige Zugabe der Stabilisatoren und der Koagulatoren wird die Emulsion nach dem Einspritzen zum Zusammenfließen und später zum Koagulieren gebracht.

Man hat es auf diese Weise ebenfalls in der Hand, das Zusammenfließen zu beschleunigen; dies ist dann notwendig, wenn der zu dichtende Boden von einem starken Wasserstrom umgeben ist. Man kann die Koagulation aber auch so regeln, daß die Emulsion über eine bestimmte Strecke von dem Grundwasserstrom mitgeführt wird, ehe ein Zusammenfließen eintritt.

Bei diesem Zusammenfließen schließen sich die Bitumenteilchen zu größeren Einheiten und Gruppen zusammen. Bei der endgültigen Koagulation fließen sie vollständig ineinander und setzen sich zwischen

¹⁾ Joedicke, Bitumen und Bitumendecken im Talsperrenbau. Bau-techn. 1934, Heft 53.

²⁾ DRP. 612 492 und Zusatzpatente; Lizenzinhaberin für Deutschland ist die Gesellschaft für chemische Verfestigung und Abdichtung, Berlin-Schöneberg.

den Bodenbestandteilen fest, so daß eine vollständige oder wenigstens nahezu völlige Abdichtung des Bodens erhalten wird.

Die Größe der gebildeten Bitumenteilchen ist dabei von der Größe der Poren abhängig, in dem Sinne, daß bei großen Poren größere Bitumenkörper gebildet werden als in feinem Material, so daß in beiden Fällen dasselbe Ergebnis erreicht wird. Das Shellperm-Verfahren kann daher sowohl zum Abdichten stark poriger Bodenarten oder von rissigem Gestein als auch zum Undurchlässigmachen von feinem Sand verwendet werden.

Da sich die Emulsion, abgesehen von ihrer höheren Zähigkeit, im Boden genau wie Wasser verhält, verdrängt sie beim Einspritzen das vorhandene Grundwasser; in Sand entsteht also rund um das Zentrum der Einspritzung ein homogener behandelter und wasserdicht gemachter Erdreichkörper von nahezu kugelförmiger Gestalt. Man kann nun, indem man mehrere solcher Kugeln eng nebeneinander bildet, im Erdboden eine undurchlässige waagerechte Schicht herstellen, die bei genügender Auflast dem Grundwasserdruck Widerstand leistet.

Zieht man die Einspritzrohre während des Einspritzens in regelmäßigen Abständen in die Höhe, so daß sich rings um jedes Rohr ein undurchlässig gewordener zylinderförmiger Körper bildet, und bildet man mehrere solcher Körper in einer Reihe nebeneinander, wird eine undurchlässige senkrechte Schürze erhalten.

Wird eine Schicht bzw. eine Schürze von größerer Dicke gewünscht, dann bringt man entsprechend viele Reihen Kugeln übereinander bzw. Reihen Zylinder hintereinander an.

Die dünnflüssige Beschaffenheit der Bitumen-Emulsion gewährleistet gegenüber Chemikallösungen von hoher Konzentration eine bessere Eindringungsmöglichkeit, selbst in sehr feinen Sanden, wo Zementeinpressungen überhaupt nicht in Frage kommen, weil die in der Schwebe befindlichen festen Zementteilchen in feinporigen Massen ausfiltrieren.

Der Vorgang beim Shellperm-Verfahren ist in Abb. 1 schematisch dargestellt.

Die Emulsion, die in möglichst konzentriertem Zustande geliefert wird, wird in einem der Mischbottiche *B* eingefüllt und aus dem Behälter *A* mit Wasser, in dem die Koagulationsmittel in jeweils zu ermittelnder Menge bereits gelöst sind, verdünnt. Die einspritzfertige Emulsion wird mit Hilfe der Pumpe *D* nach dem Einspritzrohr *F* gepumpt.

Das Einspritzrohr ist mit einem Manometer ausgerüstet, so daß der Druck, mit dem die Emulsion in den Boden eingebracht wird, ständig abgelesen und das Fortschreiten des Verdichtungsvorgangs verfolgt werden kann.

Daß das kritische Gefälle bei einem Sandboden nach der Shellperm-Behandlung bedeutend ansteigt, geht aus dem in Abb. 2 ange deuteten Versuche hervor. Durch eine Sandsäule von *a* cm Höhe läßt man von unten nach oben Wasser strömen mit einem Überdruck von *h* cm. Das Gefälle $i = h : a$. Läßt man das Gefälle größer werden, dann wird etwa in demselben Augenblick, wo der Wert $i = 1$ erreicht ist, die Durchlässigkeit des Sandes plötzlich wesentlich zunehmen; der Druck des strömenden Wassers gegen die Sandkörner ist im Gleichgewicht mit deren Gewicht, so daß der Sand dadurch, wenigstens am oberen Ende, aufgelockert wird. Im Gegensatz hierzu kann bei Sand, der nach dem Shellperm-Verfahren

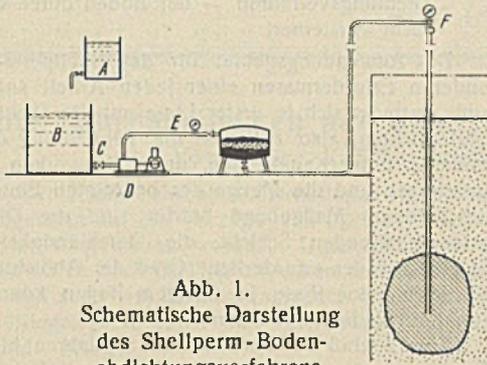


Abb. 1.
Schematische Darstellung
des Shellperm-Boden-
abdichtungsverfahrens.

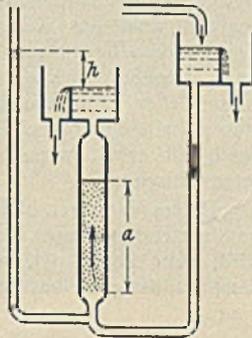


Abb. 2.
Nach der Shellperm-
Behandlung wird das
kritische Gefälle erhöht.

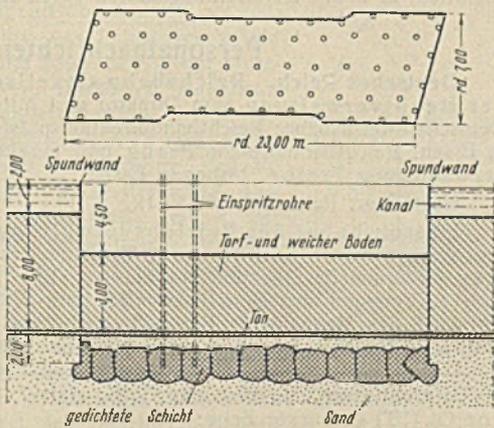


Abb. 3. Abdichten der Sohle einer Baugrube.
(Gouda, Holland.)

behandelt worden ist (jedoch so, daß er noch etwas Wasser durchläßt) das Gefälle stark erhöht werden, ohne daß dadurch ein Auflockern des Sandes entsteht.

Zur Erläuterung des Vorstehenden einige Beispiele für die praktische Anwendung des Verfahrens.

1. Abdichten der Sohle einer undichten Baugrube³⁾.

Die in Abb. 3 dargestellte Baugrube, die man in Gouda beim Bau einer Brücke für die Holländische Staatseisenbahn ausgeschachtet hatte, war 4,5 m tief. Die 12 m lange Spundwand reichte ungefähr 2 m tief in eine Sandschicht hinein. Zwischen diesem Sand und den oberliegenden Torf-

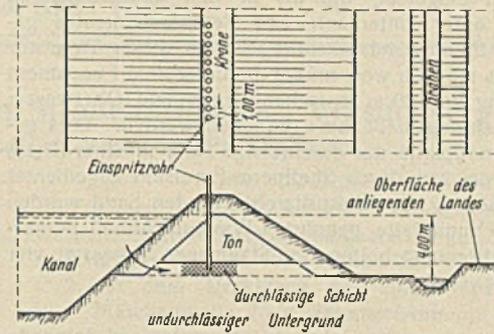


Abb. 4. Dichtung eines durchlässigen Damms.

und schwachen Lehmschichten befand sich eine Schicht guten Leimbodens, bei dessen einwandfreiem Zustande keine Verbindung zwischen dem Wasser im Kanal und dem Grundwasser bestanden hätte. Nachdem die Baugrube einige Monate durch Abpumpen trockengehalten war, füllte sie sich plötzlich mit eindringendem Grundwasser. Durch den Wasserstrom wurde der Sand, der sich in einer Tiefe von 10 m befand, durch den schlammigen Ton und Torf hindurch bis in die Baugrube gewaschen. Das Pumpen war nunmehr zwecklos geworden. Man half sich damit, daß die sich am Fuße der Spundwände befindende Sandschicht über die ganze Grundfläche der Baugrube nach dem Shellperm-Verfahren abgedichtet wurde. Zu diesem Zweck wurde die Shellperm-Emulsion durch Einspritzrohre, von denen einige in Abb. 3 angedeutet sind, in den Sand gedrückt, in dem eine zusammenhängende, wasserundurchlässige Schicht, die

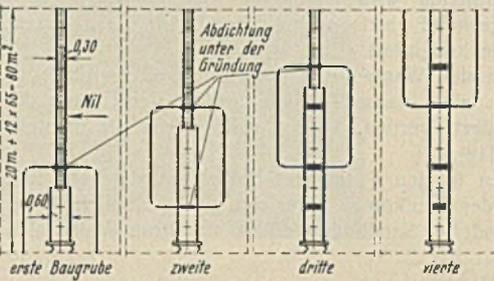


Abb. 5.
Assiut-Staumauer (unterer Nil):
Die in den einzelnen Bauabschnitten
vorgenommenen Shellperm-
abdichtungen.

sich an die Spundwände anschloß, erhalten wurde. Nach der Einspritzung konnte die Grube leicht leer gepumpt und trockengehalten werden. Das wenige Wasser, das noch in die Baugrube kam, war hauptsächlich Wasser, das durch die Spundwände sickerte. Nach kurzer Zeit wurde die behandelte Schicht vollkommen dicht, da in dem tiefen Grundwasser sich noch eine gewisse Menge unkoagulierter Emulsion befand, die mit dem Grundwasser nach der Baugrube gezogen und gegen die behandelte Schicht abfiltriert wurde.

Für die oben beschriebene Arbeit waren etwa 60 Einspritzrohre nötig.

2. Dichtung eines durchlässigen Damms.

Der in Abb. 4 dargestellte Damm ließ stellenweise viel Wasser durch, das sich in einem Seitengraben sammelte. Nachforschungen ergaben, daß das Wasser mit großer Geschwindigkeit durch eine ziemlich tief gelegene, etwa 0,5 m dicke Schicht strömte. Aus dieser Schicht, die die oberste Schicht des ursprünglichen Bodens bildete, waren alle feinen Bestandteile weggeschwemmt worden und nur die groben Bestandteile zurückgeblieben.

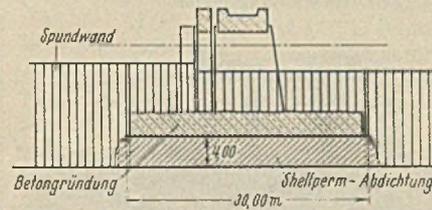


Abb. 6. Assiut-Staumauer (unterer Nil):
Abdichtung unter der Beton-
fundamentierung im Shellperm-
Verfahren.

Die Einspritzrohre wurden von der Krone aus bis zur durchlässigen Schicht eingeschlagen; es wurde dann Shellperm-Emulsion eingespritzt, die schnell koagulierte; trotz der großen Hohlräume in der wasserundurchlässigen Schicht wurde eine erhebliche Verminderung der Wasserverluste erzielt.

³⁾ van Huist. De Ingenieur 1935, Nr. 17.

3. Bodenabdichtung unter der Nil-Staumauer in der Nähe von Assiut.

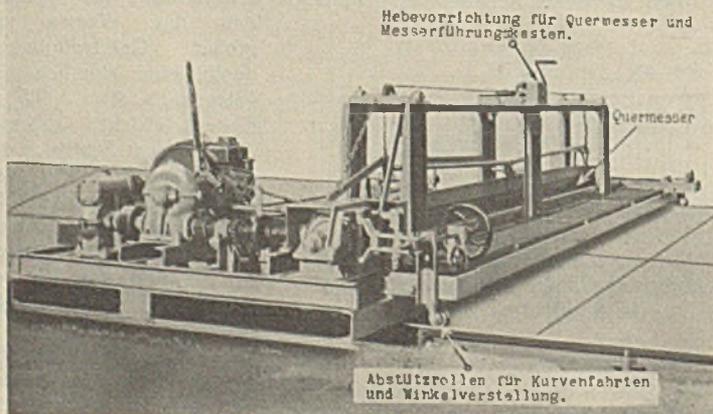
Um die beabsichtigte Erhöhung der Assiut-Staumauer am unteren Nil durchführen zu können, mußte die Betongründung von 30 auf 60 m in vier Bauabschnitten verbreitert werden. Die Baugruben (Abb. 5) wurden mit Spundwänden eingefast, die bis in den undurchlässigen Boden, nämlich bis 4 m unter Unterkante des Betonfundamentes geschlagen wurden. Da die Spundwandabdichtung bis zu dieser Tiefe nur außerhalb des Fundamentes möglich war, mußte die unter dem Fundament verbleibende Unterbrechung von 30 m zwischen Unter- und Oberwasser durch eine besondere Dichtungsmaßnahme behoben werden. Dies geschah, indem unter der Grundplatte der durchlässige Sand in einer Breite von 5 m auf eine Tiefe von 4 m durch Shellperm-Emulsion abgedichtet wurde (Abb. 6). Zur Einführung der Einspritzrohre in den Sand wurden Löcher in die 3 m dicke Grundplatte gebohrt. Wie aus Abb. 5 hervorgeht, waren für die Erweiterungsarbeiten der Staumauer insgesamt vier derartige Abdichtungen notwendig.

Aus dem Vorhergesagten ergeben sich zusammenfassend folgende kennzeichnenden Merkmale des Shellperm-Verfahrens:

1. Die Bitumenemulsion fließt, solange sie noch nicht koaguliert ist, im wasserdurchlässigen Boden wie Wasser; es ist daher einfach, sie in das Erdreich einzubringen und dort zu verteilen.
2. Die koagulierten Bitumenteilchen erfüllen die Poren des Erdreiches, wobei der Grad der Abdichtung durch die Menge der eingespritzten Bitumenemulsion und deren Bitumengehalt bestimmt wird.
3. Der Beginn der Koagulation hängt von der Mengenzugabe der Koagulatoren ab. Stark wasserführende, porige Schichten können gedichtet werden durch Verwendung sehr schnell koagulierender Emulsionen; die Emulsion wird dagegen, wenn die Zugabe der Koagulatoren entsprechend verringert wird, erst eine Strecke weit mitgeführt, bevor sie koaguliert.
4. In Fällen, in denen der Wasserstrom erst durch eine grobe und danach durch eine feine wasserführende Schicht geht, kann die Dichtung herbeigeführt werden, indem man gegen die dichtere Schicht abfiltrieren läßt.
5. Sobald sich Bitumen in den Poren des Erdreiches abgesetzt hat, ist eine Bewegung der Sandkörner unter sich praktisch nicht mehr möglich. Ein behandelter Sandboden erhält auf diese Weise also

Deutsche Reichsbahn. Der Verwaltungsrat der Deutschen Reichsbahn stimmte dem Vorschlag des Generaldirektors zu, die Zentralämter für Maschinenbau, für Einkauf, für Bau- und Betriebstechnik und für Rechnungswesen in Berlin und das Zentralamt München im Endzustand zu einem Reichsbahn-Zentralamt unter Leitung eines Präsidenten zu verschmelzen. Die Verschmelzung der vier Zentralämter in Berlin soll sofort durchgeführt werden.

Fugenschneider für Längs- und Querfugen. Um ohne Umbauarbeiten mit dem gleichen Gerät die Längs- und Querfugen in die frische Oberbetondecke der Autostraße schneiden zu können, ist der Fugenschneider (von Eduard Linnhoff) mit zwei Fugenschneidern versehen. Die Längsfugen werden mit einer umlaufenden Schneidscheibe und die Querfugen mit einem Quermesser geschnitten (s. Abb.), das fast ebenso breit wie das ganze Gerät ist und in einem Schlitz eines trogartigen, schweren Messerkastens geführt ist. Während des Schneidens liegt der Messer-



Fugenschneider für Längs- und Querfugen mit selbsttätiger Vorrichtung zum Einlegen von Pappstreifen in die geschnittenen Fugen.

Schnittgeschwindigkeit für die Längsfugen 50 m/h, Fahrgeschwindigkeit vor- und rückwärts 50 m/min, Spurweite 7,75 m.

eine gewisse Widerstandsfähigkeit gegen Erosion und gegen Auflockerung durch austretendes Grundwasser. Außerdem können die feinen Teilchen nicht mehr durch strömendes Grundwasser aus den größeren Schichten ausgewaschen werden.

6. Da Bitumen plastisch ist, wird — im Gegensatz zu anderen Dichtungsverfahren — der Boden durch die Shellperm-Behandlung nicht versteinert.

Das Anwendungsgebiet für das Shellperm-Verfahren, das den besonderen Erfordernissen einer jeden Arbeit angepaßt werden kann und muß, erstreckt sich in erster Linie auf die Dichtung schwer zugänglicher Sandschichten, also z. B. auf die Verdichtung durchlässiger Schichten in Dämmen, unter Kanalsohlen, unter Bauwerken usw. Die Zahl der Einspritzungen und die Menge der benötigten Emulsion sind für jeden Fall verschieden. Maßgebend hierfür sind die Dicke der herzustellenden wasserabhaltenden Schicht, die Durchlässigkeit des zu behandelnden Bodens und der erforderliche Grad der Abdichtung.

Auch feine Risse in felsigem Boden können mit dem Shellperm-Verfahren gedichtet werden. —

Zum Schluß sei noch auf ein Verfahren hingewiesen, das aus einer Vereinigung des Shellperm-Verfahrens mit Zementeinpressungen besteht.

Bekanntlich wird bei Zementeinpressungen im strömenden Wasser ein größerer Teil des Zementes trotz mannigfacher Beimischungen schnellbindender Zusätze weggespült.

Es hat sich als möglich erwiesen, Shellperm-Emulsion derart herzustellen, daß sie beim Mischen mit Zement stabil bleibt; es braucht daher nur eine einzige Einspritzflüssigkeit eingebracht zu werden, die durch Koagulieren ein homogenes Produkt von erheblicher Festigkeit ergibt. Zum Einbringen dieser Mischung ist nur ein Spritzrohr nötig; der Zeitpunkt des Koagulierens wird durch die Art und Menge der Koagulatoren bestimmt. Das Koagulieren läßt sich noch genauer regeln, wenn man zum Einspritzen konzentrische Rohre benutzt und durch das innere Rohr eine die Koagulation fördernde Flüssigkeit zuführt. In diesem Falle entsteht eine hochzähe Masse, die nach einiger Zeit dieselbe Festigkeit erhält wie die gewöhnliche, zuvor fertiggestellte Emulsion-zementmischung.

Dieses Verfahren bietet m. E. große Möglichkeiten für das Einspritzen im strömenden Wasser, da die Gefahr, daß das Spritzmaterial weggespült wird, sehr gering ist, wenn zuvor die richtige Zusammensetzung der Einspritzflüssigkeit bestimmt worden ist.

Vermischtes.

führungskasten auf der Betondecke auf, damit sich beim Schneiden der Beton nicht verändern kann. Das Messer wird durch einen Kurbeltrieb hin und her bewegt und senkt sich infolge seines Eigengewichtes über die ganze Straßenbreite in die Betondecke ein. Nach dem Schnitt hebt man das Messer durch eine Handwinde aus der Fuge heraus.

Die Schneidscheibe für die Längsfugen läuft mit großer Drehzahl um, damit der Schnitt möglichst einwandfrei ausfällt.

Sowohl in die Längs- als auch in die Querfugen legt die Maschine selbsttätig 4 mm dicke, bituminierte Pappstreifen ein. Für die Längsfugen werden die Pappstreifen in Stücken von 10 m Länge einer Rolle entnommen, während die Pappstreifen für die Querfugen, auf Länge geschnitten, in dem Messerführungskasten bereit liegen. R.—

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernann: a) bei der Hauptverwaltung zum Direktor und Mitglied des Vorstandes der Deutschen Reichsbahn: Reichsbahndirektionspräsident Bergmann, bisher in Essen, Reichsbahndirektor Prang und Direktor der Reichsbahn-Oberbetriebsleitung Treibe, bisher in Essen.

Gestorben: Reichsbahnrat Volk.

Ernann: b) bei der Betriebsverwaltung zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Karl Krause, Vorstand des Betriebsamts Oppeln 2, May, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Hannover, Echte, Vorstand des Betriebsamts Harburg-Wilhelmsburg, Reichardt, Vorstand des Neubauamts Berlin 3, Karl Eitel, Vorstand des Betriebsamts Köln-Deutz 2, Lenth, Vorstand des Betriebsamts Friedberg (Hessen).

Berichtigung. In Bautechn. 1936, Heft 7, S. 115, I. Sp., gehört die vor Gl. (13) gedruckte Zeile:

$$"(\theta = 0, \quad M = 0 \quad \text{und} \quad \theta = \alpha, \quad M = 0"$$

zu der Fußnote 1, und zwar hinter das Wort „Randbedingungen“.

INHALT: Hochwasserschutz an der bayerischen Donau in Schwaben. — Die Abdichtung von Gebirgstunneln. — Die Abtellen der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1935. (Fortsetzung) — Bitumenemulsionen zur Verdichtung durchlässiger Bodenarten. — Vermischtes: Deutsche Reichsbahn. — Fugenschneider für Längs- und Querfugen. — Personalmeldungen. — Berichtigung.

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