

DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 4. Juni 1937

Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Gründung von Schmiedehämmern.

Von Dipl.-Ing. Helmut Hartz, Berlin-Rudow.

Die Gründung eines Schmiede- oder Gesenkhammers ist stets mit erheblichen Kosten verbunden und bringt trotzdem in sehr vielen Fällen Unsicherheit insofern, als die Bodeneigenschaften und somit auch die nachträglich auftretenden Erschütterungsstörungen kaum im voraus mit genügender Genauigkeit ermittelt werden können.

Die Gründungskosten betragen stets ein Mehrfaches der Anschaffungskosten des Hammers. Wegen der zu befürchtenden Belastigungen ist die Genehmigung der Gewerbeaufsichtsbehörde nach RGO. § 16 erforderlich. Auch die Schäden am Schmiedegebäude selbst können bei schlechter Gründung sehr erheblich sein.

Bei sachgemäßer Durchführung der Gründung ist heutzutage bereits eine Vorausberechnung mit voller Sicherheit möglich, sofern von der üblichen festen Gründung abgegangen wird. Die physikalischen Stoßgesetze sind auf den Arbeitsvorgang eines Hammers uneingeschränkt anwendbar, und eine sehr große Zahl von praktischen Ausführungen hat gezeigt, daß die der Berechnung zugrunde gelegten Voraussetzungen und die Berechnungsverfahren durchaus richtig sind.

Bei der Ausführung einer Hammergründung sind drei Hauptforderungen zu stellen:

1. guter Schlagwirkungsgrad,
2. ruhiger Stand des Hammers,
3. Störungsfreiheit im Untergrund und in Gebäuden.

Treten Erschütterungsstörungen bei einem Hammerfundament auf, so bedeutet dies einen erheblichen Energieverlust, also auch eine Verminderung der Schlagwirkung, da selbstverständlich zur Erregung der Erdboden- bzw. Gebäudemassen erhebliche Energien aufzuwenden sind. Berücksichtigt man weiterhin, daß der Erdboden meist sehr hohe Dämpfungsfähigkeit besitzt, so bedeutet dies eine zusätzliche Energieverzehrerung, die auf Kosten der Schlagleistung geht. Ein Nachgeben des Ambosses oder Fundaments im Augenblick des Schlages darf nicht eintreten, auch muß das Fundament sich bereits in Ruhe befinden, wenn der folgende Schlag geführt wird.

Größere Nachgiebigkeit des Fundaments, also unruhiger Stand, erschwert die Arbeit an dem Hammer, schädigt die Anlage und ergibt unsaubere Schmiedestücke; bei Gesenkhämmern darf die Fundamentbewegung größer sein als bei Reckhämmern.

Bei der Bemessung einer Hammergründung ist zur Vermeidung von Erschütterungen grundlegend wichtig, daß die Gründungseigenfrequenz außerhalb der Erdboden- und Gebäudefrequenzen zu liegen kommt. Im allgemeinen kann angenommen werden, daß der Erdboden Eigenfrequenzen besitzt zwischen 1200 bis 1800 je min, die Decken und Wände von Gebäuden eine solche von 600 bis 800 je min, während auch Frequenzen in der Größenordnung von 420 bis 600 je min als sog. Klapperfrequenzen von Türen und Fenstern erfahrungsgemäß auftreten. Da der Hammer nach dem Schlage mit der ihm eigenen Gründungsfrequenz ausschwingt, kann Resonanz zwischen der Gründungsfrequenz des Hammers und den obengenannten Eigenfrequenzen des Erdbodens und von Bauteilen eintreten. Der beim Schmiedevorgang auftretende Stoß erregt alle schwingfähigen Gebilde schlagartig, sofern nicht eine Minderung der Stoßkraft ohne Schwächung der Schlagwirkung vorgesehen wird, was nur durch Maßnahmen an der Gründung selbst durchführbar ist.

Die Stoßgesetze zeigen den Weg, der für die Schaffung einer guten Gründung in jeder Hinsicht beschränkt werden muß:

1. Die von dem Hammerbären gestoßene Masse muß genügend groß sein, damit der Stoß genügende Massenträgheit vorfindet, d. h., es wird die „Massenreaktion“ des Massenfundaments ausgenutzt. Die erforderliche Größe eines derartigen Fundaments kann einwandfrei nach Maßgabe der Schlagenergie des Hammers, der erforderlichen Gründungsfrequenz sowie der zulässigen Fundamentausweichung berechnet werden. Die elastische Lagerung des Hammerambosses allein ist wertlos.
2. Die beim Stoßvorgang auftretende Stoßzeit ist außerordentlich klein und liegt in der Größenordnung von 0,1 bis 0,15 sek. Die Stoßkraft, die hierbei zur Auslösung kommt, ist also sehr groß. Es muß eine „Zeitdehnung“ derart geschaffen werden, daß die Nachwirkungen des kurzzeitigen Stoßes sich in einem längeren Zeitabschnitt abspielen. Die elastische Gründung gibt die Mög-

lichkeit, dies zu erreichen, indem durch Ausschwingen des Fundaments nach dem Schlage die Energieabgabe des Fundamentblocks nicht kurzzeitig mit großer Kraft, sondern in längerer Zeit mit kleinerer Kraft geschieht.

3. Der Ausschwingweg des Fundaments muß so klein gehalten werden, daß der Hammer selbst nicht geschädigt und auch das Schmiedestück nicht durch Massenwirkungen bei nachgebendem Fundament verbogen wird. Es müssen also Fundamentmasse und Ausschwingfrequenz (Gründungsfrequenz) so aufeinander abgestimmt werden, daß der Ausschwingweg eine zulässige Größe annimmt und die auftretende Schwingbeschleunigung die Größe der Erdbeschleunigung nicht überschreitet.

Die Gründungsfrequenz ist gekennzeichnet durch die Gründungs- oder Fundamentmasse und die Elastizität der Auflagerung. Bei Aufbau im festen Erdreich liegt diese Gründungsfrequenz zwischen 2500 und 3000 je min. Dies bedeutet, daß die Weichheit der Lagerung sehr gering ist,

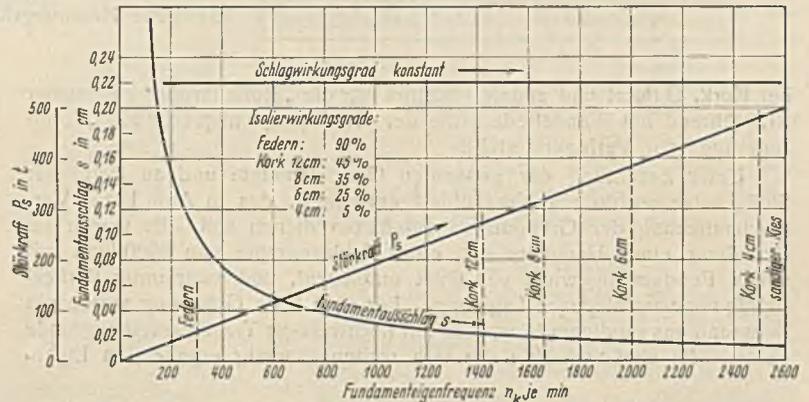


Abb. 1. Gründungseigenschaften eines Hammers, Schlagenergie 9000 kgm, Gründungsgewicht 650 t.

da die elastische Nachgiebigkeit des Erdbodens unter der Fundamentlast nur in der Größenordnung von 0,01 bis 0,015 cm liegt. Bei fester Gründung ist also ein Nachgeben und Ausschwingen des Fundaments unmöglich; die Stoßkraft wird in unverminderter Stärke unmittelbar auf den Untergrund übertragen.

Die Suche nach elastischen Baumitteln führte zur Anwendung von plattenförmigen Stoffen, wie vor allen Dingen Kork, führte aber besonders in den letzten Jahren auf Federelemente, wobei namentlich Stahlfedern die günstigsten Ergebnisse brachten. Es soll im nachfolgenden gezeigt werden, welche Unterschiede bei den Anwendungen der verschiedenen elastischen Mittel auftreten.

Naturkork ist in seinen verschiedenen Verarbeitungsformen durchweg nicht höher belastbar als bis zu etwa 0,5 kg/cm², wobei sich im Zusammenhang mit dem Elastizitätsmodul dieses Stoffes je nach der Plattendicke eine elastische Nachgiebigkeit unter der aufgetragenen Fundamentlast in der Größenordnung von 0,2 bis 0,15 cm ergibt. Die Gründungsfrequenzen bei Anwendung von Korkplatten liegen also in der Größenordnung von 1400 bis 2500 je min; dies besagt aber, daß immer noch im Gebiete der Erdbodenfrequenzen gearbeitet wird, womit die Gefahr von Störungen nicht beseitigt ist.

Federelemente lassen durch bestimmte Formgebung jede Einsenkung und damit jede Gründungsfrequenz erreichen. Man hat es also in der Hand, bei der Festlegung der Gründungsfrequenz jede Resonanzmöglichkeit zu vermeiden und außerdem mit einer Genauigkeit von etwa 6% die rechnerisch ermittelten günstigsten Werte auch in der Praxis zu erreichen.

Bei Kork ist stets zu bedenken, daß er als reines Naturerzeugnis mit großer Ungleichmäßigkeit behaftet ist, so daß die Genauigkeit der Vorausberechnung unsicher ist. Es kommt noch hinzu, daß bei Kork unter der Einwirkung dynamischer Kräfte sich eine Erhärtung zeigt, die die Frequenzlage wiederum wesentlich verändert. Alle diese Nachteile sind bei Federelementen nicht zu verzeichnen. Es sei noch darauf hingewiesen, daß

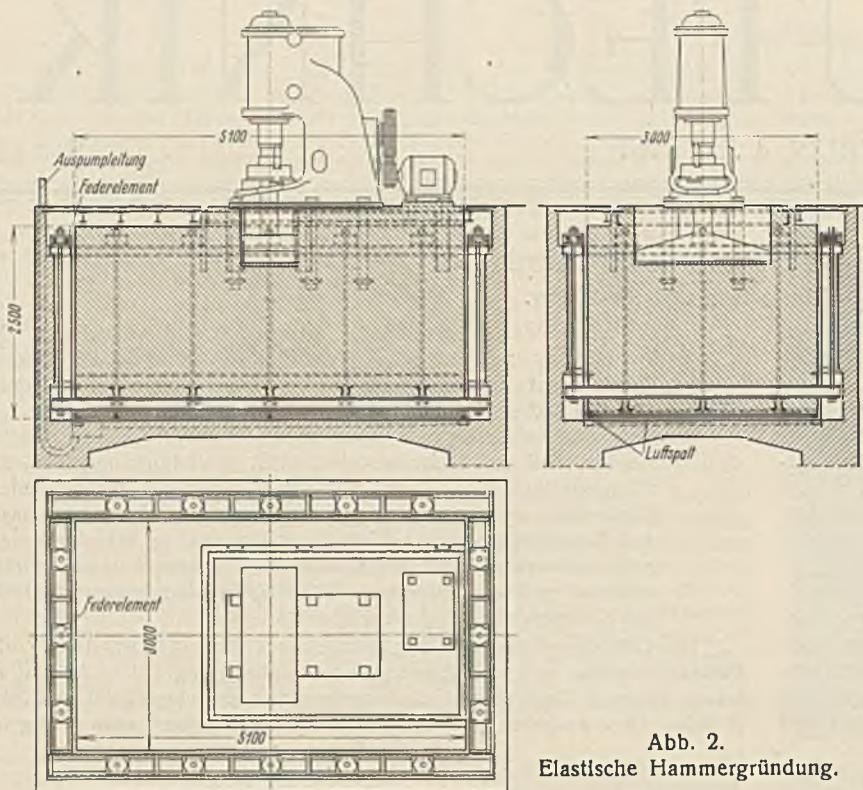


Abb. 2.
Elastische Hammergründung.

bei Kork, Gummi und anderen Stoffen nur die „Stoffederung“ ausnutzbar ist, während bei Wendelfedern die der Gestaltung entsprechende „Formfederung“ zur Verfügung steht.

Unter Beachtung der genannten Gesichtspunkte und an Hand der Stoßgesetze wurde ein Kurvenblatt entwickelt, das in Abb. 1 zur Veranschaulichung der Gründungseigenschaften dienen soll. Es wurde die Gründung eines Hammers mit einer Schlagenergie von 9000 kgm mit einem Fundamentgewicht von 650 t untersucht, und zwar unter Berücksichtigung verschiedener Lagerung. Für eine feste Gründung wurde ein Baugrund aus sandigem Kies, also mit hochwertiger Tragfähigkeit zugrunde gelegt. Es sind weiterhin die sich rechnermäßig ergebenden Eigen-

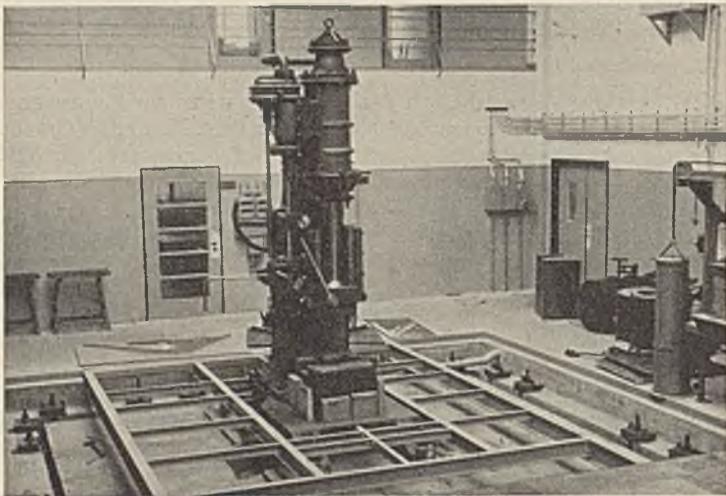


Abb. 3. Elastisch gegründeter Hammer.

schaften dargestellt bei Auflagerung auf Korkplatten mit verschiedener Dicke und schließlich bei einer elastischen Gründung mittels Federn. Es zeigt sich hierbei folgendes:

1. Der Schlagwirkungsgrad ist, abgesehen von der Energieübertragung in Form von Erschütterungsenergie, unabhängig von der Art der Auflagerung. Es ist also ausdrücklich festzustellen, daß eine Verschlechterung des Schlagwirkungsgrades bei hochelastischer Auflagerung nicht eintritt, im Gegenteil fällt der Energieverlust weg, der bei fester Gründung oder hartelastischer Gründung in Form von Erschütterungsenergie der Hammerleistung entzogen wird. In der Praxis steigt also, wie auch in allen Fällen

beobachtet werden konnte, die Schlagleistung des Hammers bei elastischer Auflagerung sehr merklich.

2. Der Fundamentausschlag s ist selbstverständlich bei elastischer Auflagerung größer als bei fester Gründung oder auch bei Auflagerung auf Kork. Es ist jedoch nicht schwierig, den Fundamentausschlag auf ein zulässiges Maß zu bringen, und es hat sich praktisch gezeigt, daß der Wert $s = 0,1$ cm für die Hammerarbeit durchaus belanglos ist, wie er bei guten elastischen Hammergründungen gewählt werden muß. Die Kurve des Fundamentausschlags s zeigt die größte Krümmung in dem Gebiete zwischen 300 und 400/min und weist somit auf die günstigste Lage der Fundamenteigenfrequenz n_k hin. Legt man in dieses Gebiet die Gründungsfrequenz hinein, so besteht vollständige Resonanzfreiheit. Der Fundamentausschlag erreicht ein zulässiges Maß. Bei noch tieferer Gründungsfrequenz steigt der Fundamentausschlag unzulässig an. Die Naturgesetze geben also selbst die günstigste Gründungsform an.

3. Die Störkraft P_s im Untergrunde nimmt linear mit steigender Gründungsfrequenz zu, so daß also zur Vermeidung der Störungen eine tiefe Gründungsfrequenz zu wählen ist. Es kann aus der Kurventafel unmittelbar der sogenannte Isolierwirkungsgrad, wie dort angegeben, abgelesen werden. Wird die Störkraft bei fester Gründung zu 100% angesetzt, so ergeben Korkplatten Störkräfte von 95 bis 55%, Federn hingegen eine Störkraft von 10%. Dies bedeutet, daß eine Isolierwirkung von 90% gegenüber fester Gründung erreichbar ist.

Werden geringere Anforderungen gestellt und sind in der Nähe der Hammergründung keine Gebäude vorhanden, so kann immerhin mit Kork in einer Dicke von mindestens 12 bis 16 cm eine Minderung der Störkräfte um im Mittel 50% erreicht werden. Da jedoch die Bodeneigenschaften nicht mit Sicherheit festgestellt werden können und auch die Korkelastigkeiten stark streuen, ist eine unbedingte Sicherheit nicht gegeben.

Gute elastische Hammergründungen zeigen unwahrnehmbar kleine Bewegungen während der Hammerarbeit, praktisch vollkommene Störfreiheit und gesteigerte Schlagwirkung. Der Kostenaufwand für eine derartige Fundierung ist wohl etwas höher als der einer festen, jedoch ist das Mehr an Kosten in kurzer Zeit durch bessere Hammerausnutzung wettgemacht. Abb. 2 zeigt die Ausführungszeichnung für eine derartige Hammergründung nach einem Verfahren von Genest, Berlin, in sogenannter abgehängter Anordnung, Abb. 3 einen elastisch gegründeten Hammer ohne Abdeckungskonstruktion, Abb. 4 ein Federelement¹⁾.

Das Kurvenblatt Abb. 1 zeigt deutlich, daß bei Hammergründungen die Anwendung von dünnen Korkplatten wertlos ist. Eine solche Maßnahme bedeutet vielmehr nur eine Verteuerung der Baukosten, ohne daß Erfolg erzielt wird. Es besteht bei der Anwendung von Korkplatten allgemein die Gefahr der Resonanz mehr als bei fester Gründung. Zeigt eine Hammergründung auf Kork geringer Plattendicken nur geringe Störungen, so ist dies in erster Linie darauf zurückzuführen, daß der Erdboden hohe Federungseigenschaften hat, so daß dieser bereits die günstigere Gründungsfrequenz ergibt, der Kork also ohne Einfluß ist.

Die vollständige Vermeidung jeder Resonanz und der Störkraftübertragung ist allein bei Anwendung von Federlagerung möglich.

¹⁾ Die Bilder sind von der Schwingungsabteilung der Werner Genest G. m. b. H., Berlin, zur Verfügung gestellt.

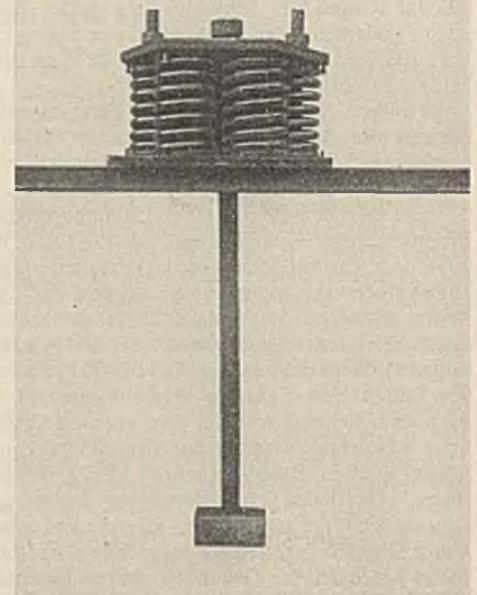


Abb. 4. Ein Federelement mit Hängeanker.

Alle Rechte vorbehalten.

Das neue Uferschutzwerk am Unterlande von Helgoland.

Von Regierungsbaurat Bahr, Tönning, und Regierungsbaurat Poppe, Stralsund.

(Fortsetzung aus Heft 20.)

III. Das neue Uferschutzwerk.

1. Entwurf der neuen Anlage.

a) Linienführung.

Vom Rodberg bis zur Landungsbrücke ist die Linienführung hauptsächlich auf den Seeangriff abgestellt. Auf der gefährdetsten Strecke am Nordstrand folgt sie nicht der Einbuchtung der alten Bohlwerke, sondern ist trotz der hohen Kosten der Hinterfüllung in eine Gerade gelegt. Auf dem Südschnitt sind alle Knickpunkte stark ausgerundet, damit die See wenig Angriffsstellen findet und die Brandung nicht in den einspringenden Ecken verstärkt wird. Nebenbei ist dadurch ein ansprechendes Aussehen erzielt.

Nur am Nordende läuft die neue Uferwand nicht in die Flucht der Nordostschutzmauer aus, sondern ist mit einem Knick angeschlossen. Hier stand ein schwerer Betonbau aus der Kriegezeit, der als Hinterfüllungskörper in die Anlage hereingenommen wurde, um den kostspieligen Abbruch zu sparen.

haben und erst im Anfang der Drehung gegen das Ufer stehen. Durch die bessere Führung des Flutstromes ist die Anhäufung von Sand und Geröll, d. h. die Bildung eines neuen Strandes, die nunmehr unerwünscht ist, erschwert; Tang und Unrat können sich gleichfalls nicht mehr absetzen.

b) Höhenlage.

Die Höhe des neuen Bohlwerks mußte sich der Höhenlage des Strandgeländes, also der Matthiesterrasse und der Kurhausterrasse, sowie der Höhe des Abschlußdammes anpassen. Das Gelände fällt vom Rodberg nach der Landungsbrücke hin und liegt an der Südostspitze und am Südstrand nicht sturmlutfrei. Es durfte aber mit Rücksicht auf die angrenzende Bebauung nirgends aufgeschüttet werden und dadurch gleichsam wie ein Delch die freie Sicht auf die See verdecken. Infolgedessen erreicht das Bohlwerk nur auf der Nordhälfte des Nordstrandes die wünschenswerte Höhe von mindestens 1 m über HHW, am Südstrand bleibt es bis zu 0,5 m darunter. Dieser Übelstand mußte in Kauf genommen werden. Das war allerdings nur möglich, weil die Sturmsee aus dem Nordhafen niemals senkrecht gegen das Ufer anläuft.

Das Quergerälde der Abdeckung auf dem Bohlwerk dürfte nur gering (1:100) gehalten werden, um die Bohlwerkshöhe nicht noch weiter herabzudrücken. Da infolgedessen zu erwarten ist, daß bei Sturmfluten noch viel Wasser auf der Abdeckung entlang nach Südosten läuft, ist querab vom Kurhause ein Tiefpunkt angeordnet, um das Wasser von der Landungsbrücke fernzuhalten. Ebenso hat die Flügelwand an der Hafenseite vor ihrem Landende einen Tiefpunkt erhalten, damit überschlagendes Brandungswasser nicht auf den Eingang zur Hauptstraße gelangt.

c) Querschnitt.

Die Bauart des Bohlwerks ist aus Abb. 13 ersichtlich. Es ist wassersseitig durch eine Stahlspundwand abgeschlossen, die 1,5 m tief in den anstehenden Buntsandstein gerammt ist. Diese Rammtiefe stellt das mit wirtschaftlichen Mitteln bei der Härte des Felsbodens erreichbare Höchstmaß dar. Der Felsgrund ist nicht unveränderlich; er wird durch Brandung, Sand- und Geröllschliff langsam abgebaut, und zwar nach Beobachtungen an anderer Stelle ungefähr um 1 cm jährlich. Während der Lebensdauer der Spundwand, die mit 50 bis 80 Jahren zu veranschlagen ist, kann der Schwund des Felsens also ihre Standsicherheit nicht gefährden. Er ist jedoch berücksichtigt worden, indem die Spundwand in der Standsicherheitsberechnung nicht als eingespannt, sondern als frei aufgelagert angenommen wurde.

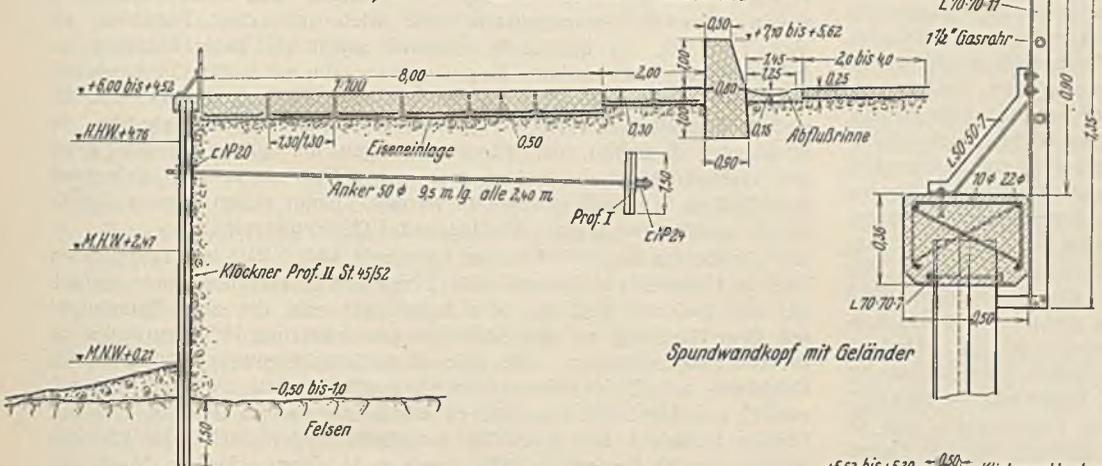
Rechnungsmäßig hätte ein Spundbohlenprofil II mit etwa 10 mm Wanddicke aus gewöhnlichem Flußstahl genügt. Wegen des starken

Rostangriffs ist jedoch für die Strecke am Nordstrand ein Profil Klöckner II aus St 52 mit 45/52 kg/mm² Festigkeit und am Südstrand ein Profil Larssen III mit 14,5 mm Wanddicke verwendet worden, die den auftretenden Kräften noch gewachsen sind, wenn sie durch Rost etwa 1/3 ihrer Dicke verloren haben. Dadurch ergibt sich eine längere Lebensdauer der Anlage, die die geringen Mehrkosten von rd. 40 RM für 1 lfdm Bohlwerk rechtfertigt. Zur weiteren Erhöhung der Rostsicherheit ist für die Bohlen Kupferstahl mit 0,25 bis 0,35 % Cu-Gehalt gewählt. Der Wert des Kupferzusatzes wird vielfach bezweifelt. An einigen etwa zehn Jahre stehenden Spundwänden auf Helgoland, die des Vergleichs halber teils aus gekupferten, teils aus ungekupferten Bohlen erbaut sind, hat sich aber bisher gezeigt, daß der Kupferzusatz die Lebensdauer mindestens um 1/3 heraufsetzt.

Die Spundwand ist durch einen Eisenbetonholm abgeschlossen und in der üblichen Weise verankert. Die Ankerfeldweiten betragen auf der Nordstrecke 2,4 m, auf der Südstrecke mit geringerer Spundwandhöhe 3,2 m. Gurte und Anker haben gleichfalls einen Rostzuschlag und Kupferzusatz erhalten.

Das Gelände hinter der Spundwand ist auf 10 m Breite gegen überkommene Brecher gesichert. Die Abdeckung besteht nicht aus einer geschlossenen Betondecke, sondern aus Einzelplatten von 1 × 1 m Größe,

a) Querschnitt des Bohlwerks am Nordstrand



b) Querschnitt des Bohlwerks vor dem Kurhaus

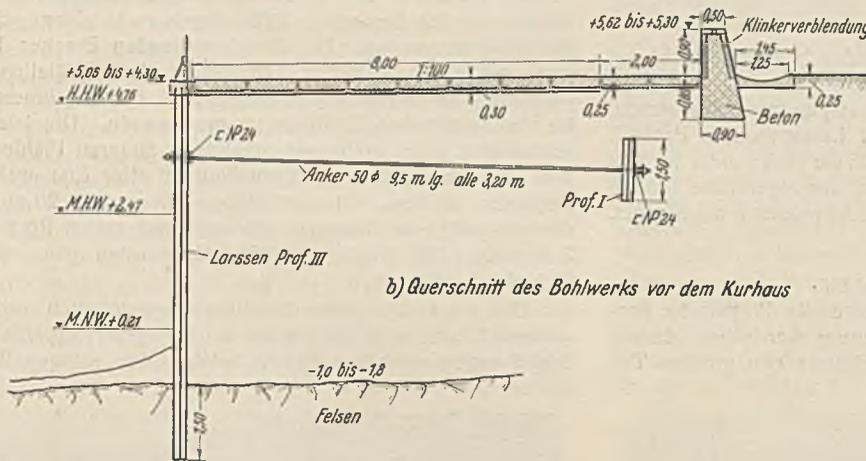


Abb. 13. Querschnitte des neuen Bohlwerks.

Für den Ersatz der Landungsbrücke und die Vergrößerung des Kurplatzes ergab sich durch Einbeziehung des Abschlußdammes M—O eine einfache Lösung. Das neue Bohlwerk ist bis an das seeseitige Ende des Dammes geführt und durch eine Flügelwand M—Q an der Südwestseite der Brücke vom Landende des Dammes bis zum Strande ergänzt. Die Holzbrücke ist dadurch überflüssig geworden und konnte zugeschüttet werden, und der Abschlußdamm ist genügend verbreitert, um auch die Gerüstbrücke entbehrlich zu machen. Diese ist jedoch einstweilen stehen geblieben, sie soll erst beseitigt werden, wenn sie ganz abhängig ist. Es ist dann nur nötig, die Hauptlandetreppe von der Südwestseite der Brücke an den Abschlußdamm zu verlegen. Der Gemeinde Helgoland ist damit eine künftige Ausgabe von 60 000 RM für den Neubau der Brücke erspart worden. Zugleich hat der Hauptverkehrsplatz einen Flächenzuwachs von 6000 m² erhalten.

Durch das Vorziehen des Bohlwerks bis an die Spitze des Abschlußdammes ergab sich die vorteilhafteste Linienführung zur Abwehr der Brandung von selbst. Das Bohlwerk hat jetzt einen günstigeren Winkel zur Richtung der vom Nordhafen anlaufenden See. Auch ist es in etwas größere Wassertiefe vorgeschoben, in der die Wellen ihre senkrechte Schwingung noch nicht so stark in eine Vorwärtsbewegung verwandelt

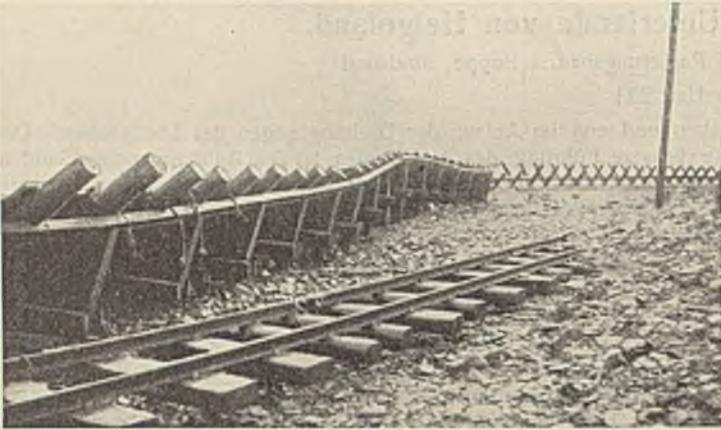


Abb. 14. Lockerung des Bohlwerks durch die Sturmflut am 24. November.

die auf den vorderen 8 m der Hauptangriffsstrecke am Nordstrand 50 cm, im übrigen 30 und 25 cm dick sind. Wenn die Abdeckung einmal durch eine Sturmflut aufgerissen wird, oder wenn sich durch Sacken des Bodens oder Undichtigkeit der Spundwand Hohlräume bilden, so sacken diese Platten nach, halten den Boden stets gedeckt und lassen die Gefahrstelle sogleich in Erscheinung treten. Sie können auch selbst wenig Schaden nehmen und leicht wieder zurechtgelegt werden. Unter einer geschlossenen Betondecke dagegen können etwaige Hohlräume großen Umfang annehmen und die Spundwand gefährden, ohne zunächst erkennbar zu sein. Geht dann die Decke in einem Sturm zu Bruch, so können noch gefährlichere Auswaschungen entstehen, und die Decke muß völlig erneuert werden.

Um die bei Sturmfluten über die Spundwand kommenden Brecher abzufangen, ist hinter der Plattendecke eine 1 m hohe Abwehrmauer angeordnet. Bei der niedrigen Lage des Bohlwerks ist diese Höhe durchaus unzureichend, um dem Hintergelände volle Deckung zu geben. Sie durfte aber mit Rücksicht auf die Bebauung und den Badeverkehr nicht größer gewählt werden. Es war also damit zu rechnen, daß die Ausläufer der Brecher die Abwehrmauer noch überspringen würden. Deshalb ist landseits der Mauer eine Ablaufrinne und nochmals eine Betondecke von 2 bis 4 m Breite — je nach Höhenlage des Bohlwerks — angelegt.

Auf dem südlichen Ende ist die Abwehrmauer weggelassen, weil sie hier den Verkehr stören würde. Dafür ist das Gelände bis zur Hafenseite herüber mit Platten abgedeckt.

Damit das Bohlwerk bei einem etwaigen Einbruch der See nicht auf größere Länge hinterspült und zerstört werden kann, ist es in Abständen von rd. 70 m noch durch 15 bis 18 m lange Querspundwände gesichert.

Die Flügelwand an der Hafenseite ist mit Larssenbohlen Profil II und einer Plattenabdeckung von 6 m Breite und 25 cm Dicke unter Wegfall der Abwehrmauer etwas schwächer gehalten als das eigentliche Strand-schutzwerk, aber sonst nach den gleichen Gesichtspunkten angeordnet.

2. Bauausführung.

a) Auflösung in Teilausführungen.

Den ersten Entwurf für das Bohlwerk stellte die Preußische Bauverwaltung im Jahre 1928 auf. Die Staatsregierung war schon damals bereit, unter dem Gesichtspunkte des Küstenschutzes den größten Teil

der Bausumme zu tragen. Die Gemeinde Helgoland sollte die Kosten nur übernehmen, soweit der Neubau der Verbesserung des Südstrandes und dem Ersatz der Landungsbrücke diente. Doch lehnte die Gemeindevertretung den Entwurf ab, weniger aus sachlichen als aus politischen Hintergründen, die durch die Systemzeit bedingt waren. Nunmehr war es die See, die durch Zerstörung einzelner Bohlwerksstrecken den Neubau erzwang. Die Streitigkeiten zwischen der Gemeinde und der Staatsregierung und die einsetzende Wirtschaftskrise ließen es jedoch zu einer Gesamtausführung, die schon wegen der Verbilligung der Baukosten wünschenswert gewesen wäre, auch jetzt noch nicht kommen. Es wurden immer nur die zerstörten Strecken, allerdings im Rahmen des ganzen Entwurfs, erneuert. So ist die Anlage in vier Abschnitten in den Jahren 1928 bis 1935 gebaut worden.

Zuerst ging in zwei schweren aufeinanderfolgenden Sturmfluten am 24. und 26. November 1928 das schräge Bohlwerk an der Nordostseite des Kurhauses (Strecke G—H) zu Bruch. Die gewaltigen über das Bohlwerk laufenden Wassermassen (Abb. 8) hoben in der ersten Sturmflut durch den Unterdruck, der beim Zurückschwingen der Wellen an der Seeseite entstand, die Stützpfähle aus dem Boden heraus. Nach dem Abflauen der Flut zeigte das Bohlwerk eine Ausbuchtung nach der Seeseite (Abb. 14). Bevor etwas zu seiner Sicherung geschehen konnte, wurde es am übernächsten Tage durch die zweite Sturmflut vollends zerstört, und zwar wiederum durch Unterdruck. Das beschädigte Stück wurde seewärts herausgerissen und trieb mit dem Flutstrom ab (Abb. 15 u. 16). In der Lücke entstand sofort ein tiefer Einbruch bis halbwegs zum Kurhaus hin. Es gelang zwar, ihn mit zufällig vorhandenen Basaltsäulen behelfsmäßig zu decken. Doch bestand die Gefahr, daß die nächste Sturmflut das überall gelockerte Bohlwerk ganz aufrollte. So mußte der Ersatzbau, der allerdings wegen der völligen Abgängigkeit des Holzwerks schon geplant war, trotz der ungünstigen Jahreszeit beschleunigt in Angriff genommen werden. Unter vielen Schwierigkeiten wurde er bis zum Beginn der Badezeit 1929 fertiggestellt.

Die Kosten dieser Teilstrecke, insgesamt 53 000 RM, trug zum größten Teil die Gemeinde Helgoland. Die Länge des Ersatzbaues wurde deshalb auf das äußerste Maß von 50 m beschränkt und die neue Spundwand mit dem Nordende an den Südflügel des hölzernen Palisadenwerks bei Punkt F angeschlossen, statt, wie es erwünscht gewesen wäre, an die Bohlwand bei C. Das Palisadenwerk mußte deshalb zwischen Punkt F und C mit hinterfüllt werden, es wurde zu diesem Zwecke voll mit Bohlen bekleidet und sorgfältig ausgekoffert. Aber schon im nächsten Herbst, am 22. September 1929, brach es in einem schweren Nordsturm ebenfalls zusammen. Die überkommenden Brecher hatten den Boden stark mit Wasser gesättigt. Der Sturm flaute plötzlich ab, die Ebbe fiel infolgedessen ungewöhnlich schnell, so daß der innere Wasserüberdruck im Verein mit dem Erddruck zu groß wurde. Die jetzt als Druckstreben wirkenden, nicht mehr gut erhaltenen äußeren Pfähle knickten seewärts aus. Wieder mußte der Ersatzbau in aller Eile während des Winters begonnen werden. Die Ausführung dieser nur 20 m langen Teilstrecke dauerte unter beständigen Stürmen und vielen Rückschlägen mehr als 3 Monate. Die Kosten, 17 000 RM, wurden ganz von der Gemeinde Helgoland getragen.

Die folgenden Jahre brachten ungewöhnlich ruhiges Wetter ohne schwere Sturmfluten, so daß an den übrigen Holzbohlwerken keine große Zerstörungen eintraten. Eben infolge des ruhigen Wetters nahm aber



Abb. 15. Das Bohlwerk im Augenblick des Bruches am 26. November. Das zerstörte Stück wird seewärts herausgerissen. Im vorderen Ende des Bohlwerks Durchlaß mit Schott für ein Baugleis.

Abb. 16. Das Bohlwerk nach dem Bruch.
Abb. 14 bis 16. Zerstörung des geneigten Bohlwerks am Kurhause in den Sturmfluten des 24. und 26. November 1928.

der Nordstrand, wie schon erwähnt, eine ungünstige Entwicklung, und die abgängigen Holzbauten überalterten immer mehr, ohne daß es möglich war, Mittel für ihre Erneuerung aufzutreiben. Erst der 30. Januar 1933 brachte auch hier einen Wandel. Bereits Ende 1933 konnte aus dem ersten Arbeitbeschaffungsprogramm (Reinhard-Programm) der Betrag von 280 000 RM für den Neubau des Bohlwerks am Nordstrand bereitgestellt werden, das dann im Jahre 1934 ausgeführt wurde.

Die dringlichste Aufgabe, die Sicherung des Strandes, war damit zur Hauptsache erfüllt. Doch gelang es schon im Winter 1934/35 in enger Zusammenarbeit mit der Gemeinde Helgoland, die inzwischen durch Maßnahmen der Reichsregierung finanziell gekräftigt war, auch die Mittel für die Reststrecke am Südstrand und an der Landungsbrücke in Höhe von 270 000 RM flüssig zu machen. Der Preußische Staat beteiligte sich an den Kosten mit $\frac{1}{3}$ im Uferschutzinteresse; $\frac{2}{3}$ übernahm die Gemeinde, da dieser Bohlwerkabschnitt hauptsächlich ihren Verkehrsbelangen diene. Im Frühjahr 1935 wurde die Schlußstrecke fertiggestellt und damit der ganze Bau beendet.

Die Entwurfbearbeitung für die Gesamtanlage und die Leitung bei allen Teilbauten lag in Händen des Wasserbauamts Tönning und seiner Außenstelle, des Uferschutzbüros auf Helgoland. Den ersten Abschnitt führte das Wasserbauamt im Eigenbetrieb aus, die drei übrigen nacheinander die Firmen H. C. Hagemann, Harburg, Carl Brandt, Düsseldorf-Bremen und Heinrich Brandt, Rendsburg.

Im folgenden soll nur die Herstellung der beiden größeren Teilstrecken 1934 und 1935 näher behandelt werden.

b) Ausführung des Bauwerks am Nordstrand 1934.

Das 245 m lange Bohlwerk am Nordstrand wurde im Frühjahr 1934 in Angriff genommen. Da die Baustelle abseits von dem Hauptbadebetrieb und -verkehr lag, konnte in den Sommermonaten während der Badezeit durchgearbeitet werden. Die Arbeiten wurden anfangs nach den Bestimmungen des Reinhard-Programms mit über 100 Erwerbslosen ausgeführt. Da jedoch im Lauf des Sommers zahlreiche andere Bauvorhaben auf der Insel in freier Tarifarbeit begonnen wurden, wanderten die Erwerbslosen in immer größerem Umfang dorthin ab. Die Heranziehung festländischer Erwerbsloser war wegen der geringen durch das Programm vorgeschriebenen Entlohnung nicht möglich. So mußte der Bau schließlich auf Tarifarbeit umgestellt werden. Dadurch entstanden mancherlei Schwierigkeiten und Aufenthalte. Sie führten dazu, daß der Bau sich bis in den Herbst hinzog.

Die Rammarbeiten wurden mit dem Eintritt der ruhigeren Jahreszeit im März aufgenommen. Das Rammerüst bestand aus den Strecken mit hoher Geröllschicht aus Pfählen, auf Strecken mit schwacher Bedeckung aus I-Trägern, die etwa 0,5 m in den anstehenden Felsen geschlagen wurden; es wurde mit einer drehbaren Auslegerramme vorgestreckt, die abwechselnd die vorderen und hinteren Stützen eintrieb. Die Bohlen wurden als Doppelbohlen anfangs mit einem Schnellschlaghammer gerammt. Es zeigte sich aber bald, daß die Bohlen damit in den Buntsandstein, der unverwittert nach Druckversuchen die Festigkeit von magerem bis mittelgutem Beton hat, nicht auf die Solltiefe von 1,5 m gebracht werden konnten. Man hatte damit gerechnet, daß der tonartige Buntsandstein, der sich bei längerem Rammen durch Wasserzutritt plastisch verformt, auf Grund dieser Eigenschaft für einen Schnellschlaghammer besonders geeignet sein würde. Die erwartete plastische Verformung trat jedoch nicht in genügendem Maße ein; für den großen Widerstand des Bodens

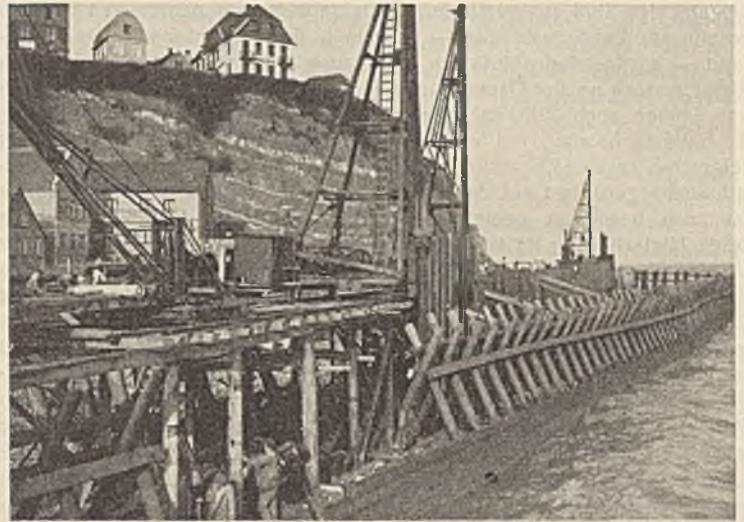


Abb. 17. Rammarbeiten bei Durchquerung des Pallsadenwerks.
Aufnahme F. Schensky, Helgoland.

war der einzelne Hammerschlag zu leicht. Es wurden deshalb bald zwei Freifallrammen herangezogen, eine mit 800 kg Bärge wicht zum Ansetzen und Vorschlagen der Bohlen bis auf den unverwitterten Fels, die zweite mit einem 1500-kg-Bären zum Nachrammen durch das gesunde Gestein bis auf die Tiefe von 1,3 bis 1,5 m (Abb. 17). Das Rammen einer Doppelbohle mit beiden Rammen dauerte $1\frac{1}{2}$ bis 2 Std. In einer Hitze von zehn Schlägen zogen die Bohlen unter dem 1500-kg-Bären im Felsboden bei einer Fallhöhe von 2,5 m anfänglich 10 cm, schließlich unter Heraufsetzung der Fallhöhe bis auf 3,5 m 1,5 bis 2 cm. Sie erhielten insgesamt mit dem 800-kg-Bären 300 bis 600 Schläge von 1,5 bis 2,5 m Fallhöhe und mit dem 1500-kg-Bären 200 bis 300 Schläge von 2,5 bis 3,5 m Fallhöhe, je nach Festigkeit des Gesteins, das von einzelnen etwas härteren Adern durchzogen ist.

Die Bohlenschlösser waren vor dem Rammen mit einer Mischung aus heißem Teer und Asphalt ausgegossen. Die Spundwand war ausgezeichnet dicht; Nacharbeiten waren kaum nötig.

Nach dem Rammen der Spundwand wurden, soweit die 1,5 m hohe Ankerwand noch in gewachsenen Boden zu liegen kam, schnell die Gurte und Anker angebracht; auf der übrigen Strecke wurde so bald wie möglich bis Ankerhöhe hinterfüllt, um die restlichen Anker einzuziehen und damit gegen den Seeangriff bei Sturm größere Sicherheit zu erhalten. Die weitere Verfüllung wurde ebenfalls beschleunigt.

Gerade die Beschaffung des Hinterfüllungsbodens, rd. 7000 m³, verursachte jedoch die meisten Schwierigkeiten. Auf der Insel ist Bodengewinnung nur in sehr beschränktem Umfang möglich. Die nächstliegende Sandquelle, der Strand der Düne, mußte außer Betracht bleiben, weil die Düne stark im Abbruch liegt. Zuerst wurde deshalb der Sand- und Geröllboden vor der Spundwand selbst herangezogen und im Handschacht und Tldebetrieb über die Wand gefördert. Für die Standsicherheit des Bohlwerks war dieser Strandboden nutzlos, weil er bei Sturm bis zur Felssohle aufgeführt wird; es war sogar erwünscht, ihn hier zu beseitigen, um die senkrechten Wellenschwingungen möglichst zu erhalten und den

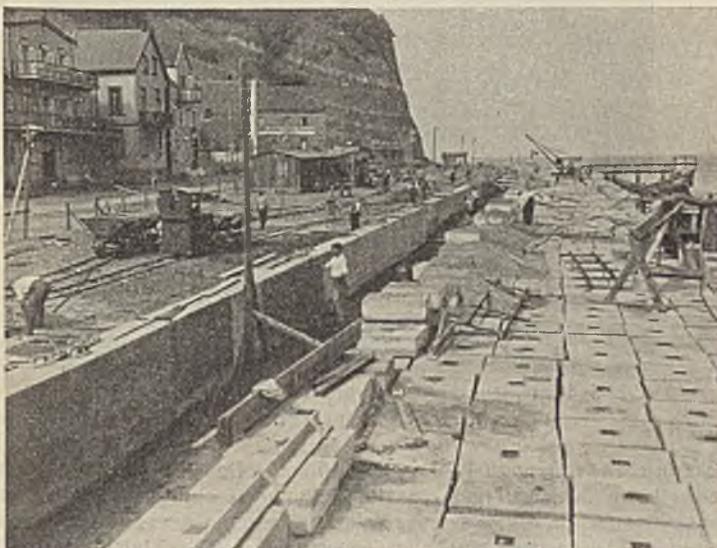


Abb. 18. Vorläufig abgesetzte Betonplatten und Abwehrmauer.

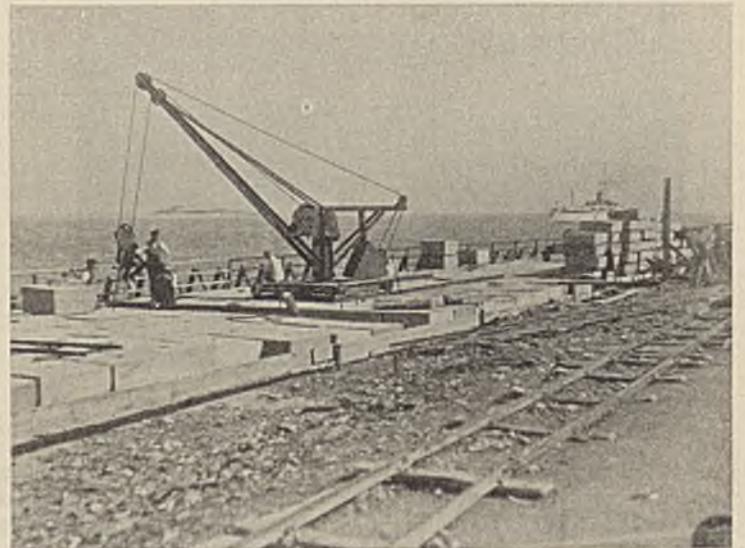


Abb. 19. Endgültiges Verlegen der Betonplatten.

Abb. 17 bis 19. Bau des Bohlwerks am Nordstrand.

waagerechten Stoß zu vermindern. Einige weitere Bodenmengen konnten seeseits der Landungsbrücke — außerhalb der Linie der künftigen Uferwand —, aus Gebäudeabbrüchen, Kellerausschachtungen und überflüssigen Absturzmassen an der Ostwand des Felsens gewonnen werden. Es fehlten aber immer noch 3000 m³, die anderweitig beschafft werden mußten. Als billigste Lösung, bei einem Preise von 4,50 bis 5 RM/m³ frei Schiff Helgoland, ergab sich schließlich die Anfuhr von Sand, der bei den Unterhaltungsbaggerungen auf der Unterweser anfiel. Dieser sehr feine Boden war auch besonders geeignet, die vorwiegend aus Geröll bestehende übrige Hinterfüllung zu verdichten. Der Sand wurde durch Frachtsegler mit einer Ladefähigkeit von 200 bis 300 t — größere Schiffe können den Binnenhafen Helgoland nicht erreichen — von den Baggern in der Weser übernommen, im Helgoländer Hafen in Kippwagen gelöscht und zur Baustelle befördert. Die Frachtsegler sind mit verhältnismäßig schwachen Motoren ausgerüstet und nicht sehr seetüchtig. Bei West- und Nordwinden von Stärke 5 an konnten sie nicht mehr in See gehen, sondern blieben in der Wesermündung vor Anker, oft gerade dann, wenn ihre Ladung dringend erwartet und benötigt wurde.

Zweckmäßig hätte man die Hinterfüllung nun ein Jahr lang liegen lassen müssen, damit sie sich vollständig setzte. Das war aber mit Rücksicht auf die bevorstehenden Herbst- und Winterstürme nicht angängig, da der lockere Boden bei Sturm durch die über die Spundwand schlagende See fortgespült und die dann freistehende Wand durch das dauernde Spiel der Brandung losgerüttelt und umgelegt werden konnte. Der Boden mußte daher künstlich mit großer Sorgfalt verdichtet und zum Setzen gebracht werden. Dieses Ziel wurde durch eine regelrechte Teichwirtschaft auf dem neuen Gelände erreicht, indem Seewasser über die Spundwand in einzelne durch Sanddämme abgeteilte Felder von 10 × 10 m Größe eingepumpt wurde, bis diese 30 bis 40 cm hoch überflutet waren. Der Boden wurde dann mit langen Gasrohren und Stangen von Hand so lange tief aufgerührt, bis keine Luftblasen mehr erkennbar entwichen. Das Spiel wurde in den Feldern je nach Erfordernis drei- bis fünfmal wiederholt. Einige geschickte Arbeiter hatten sich bald eine gute Erfahrung angeeignet. Nach dem Unterwassersetzen stiegen zunächst aus der oberen Bodenschicht zahllose kleine Blasen auf, bis ein gewisser Stillstand in dem Entweichen der Luft eintrat. Wurde dann der Boden tiefer aufgewühlt, so quollen aus der Tiefe größere Luftblasen, die mit

den Stangen angebohrt worden waren, plötzlich empor. Es wurde nun an der betreffenden Stelle so lange gebohrt und gerührt, bis keine Blasen mehr aufstiegen. So wurden die Felder quadrate meterweise planmäßig vorgenommen. Dabei wurden Sackmaße von mehr als 10 % beobachtet. Die Bauleitung war sich darüber klar, daß auch mit diesem Verfahren ein vollständiges Setzen des Bodens noch nicht erreicht war. Deshalb wurde der Plattenbelag 5 cm über Soilhöhe, d. h. über Oberkante des festliegenden Spundwandholmes verlegt. Ein größeres Sackmaß konnte wegen der sofort folgenden Inbetriebnahme der Abdeckung, die gleichzeitig als Wandelbahn diente, nicht gegeben werden. Jetzt, nach zwei Jahren, ist festzustellen, daß die Platten sich ziemlich gleichmäßig um 2 bis 3 cm gesenkt haben, so daß für weitere schadlose Sackungen in den nächsten Jahren noch etwas Raum bleibt.

Die Betonplatten waren frühzeitig vor dem Abschluß der Hinterfüllung auf dem Arbeitsplatz der Bauverwaltung am Marinehafen hergestellt und gut erhärtet, bevor sie verlegt wurden. Der Beton bestand aus einer Mischung von 1 R.-T. Hochofenzement : $\frac{1}{8}$ R.-T. Traß : 6 R.-T. Weserklesand und wurde mit Seewasser angemacht. Es sei hier bemerkt, daß auf Helgoland zur Herstellung von Beton schon seit dem Bau der Südwestschutzmauer, deren erste Probestrecke 1903 ausgeführt wurde, ausschließlich Seewasser verwendet wird und daß der Beton bei genügendem Zementgehalt von wenigstens 250 kg/m³ und guter Dichtigkeit sich als vollkommen widerstandsfähig gegen die Einwirkung des Seewassers gezeigt hat.

Die Platten wurden mit fahrbaren Handdrehkränen verlegt (Abb. 18 u. 19). In der Mitte der Platten war ein Rundeseisenbügel einbetoniert, um dessen Kopf der Beton so weit ausgespart war, daß der Kranhaken noch fassen konnte. Nach dem Verlegen wurden die Bügellöcher mit Magerbeton vergossen, der sich leicht herausstemmen läßt, wenn die Platten einmal aufgenommen und neu zurechtgelegt werden müssen. Zuletzt wurden die 1 cm breiten Fugen zwischen den Platten mit eingeschlämmtm Sand und auf die oberen 5 cm mit elastischer Asphaltbitumenmasse verfüllt. Der Fugenverguß bildet lediglich eine Abdichtung, er soll eine Bewegung der Platten beim Nachgeben des Untergrundes nicht hindern.

Der Bau der Abwehrmauer und der Ablaufrinne bietet nichts Bemerkenswertes. (Schluß folgt.)

Die landwirtschaftliche Abwasserverwertung und ihre Bedeutung für die Erzeugungsschlacht.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baudirektor Dr.-Ing. M. Prüß, Ruhrverband, Essen.

(Schluß aus Heft 22.)

Furchenberieselung. Die bisher geschilderten Verteilungsmaßnahmen, mit Ausnahme der Stauflächen, sind nur für die Abwasserverteilung über Grünland anzuwenden. Soll Abwasser über Ackerflächen verteilt werden, so ist darauf zu achten, daß ein Abspülen der nicht durch eine Grasnarbe festgehaltenen Ackerkrume vermieden wird. Dies ist nur möglich, wenn parallel zum Hang tiefe Furchen gepflügt werden,

In der großen Verrieselungsanlage der Stadt Leipzig im Kreise Delitzsch ist ein neues Rieselgerät erprobt worden, das von der Firma Lanninger entwickelt wurde. Dort wird ein 12 m langer Rieselschlitten (Abb. 6) durch Zugtiere über die Ackerfurchen hinweg bewegt. Der Rieselschlitten besteht aus zwei gelenkig miteinander verbundenen Rohren von je 6 m Länge mit Ausgußeinrichtungen im Abstände der einzelnen



Abb. 5. Abwasserverteilung über Ackerflächen durch Furchenberieselung.



Abb. 6. Künstliche Abwasserverteilung über Grünlandflächen durch Rieselschlitten (Lanninger-Gerät).

die der Reihe nach mit Abwasser gefüllt werden. Auch bei flachliegenden Ackerflächen kann eine gleichmäßige Berieselung nur dann durchgeführt werden, wenn durch Anlage von tiefgepflügten Furchen dafür Sorge getragen wird, daß das Abwasser über die ganze Fläche fließen kann. Abb. 5 zeigt eine solche Furchenberieselung.

Ackerfurchen von normal 50 cm Entfernung. Das Rohr ist durch einen beweglichen Schlauch und eine Rohrleitung an eine Niederdruckpumpe angeschlossen, die das zu verrieselnde Abwasser aus dem Zuleitungsgraben entnimmt. Wenn auch die Anlagekosten eines solchen Gerätes verhältnismäßig gering sind, so sind zum Betriebe der Vorrichtung doch immerhin er-

hebliche Aufwendungen nötig, die außer in den Kosten des Gespanns in den Kosten der Betriebsmittel, der Antriebspumpe (meist Rohölmotor) bestehen.

Beregnungsanlagen. Die Rieselschlitten können als Vorstufe einer noch besseren Abwasserverteilung angesehen werden, die in den Beregnungsanlagen zu hoher technischer Vollkommenheit gebracht ist. Die Weitstrahlregner, die ursprünglich für die Reinwasserberegnung entwickelt worden sind, eignen sich auch ausgezeichnet für eine weiträumige Abwasserverteilung. Man verwendet bei der Abwasserverregnung in der Hauptsache drei Typen von Weitstrahlregnern; es sind dies kreisende Strahlrohre, die bei großen Anlagen ortsfest aufgestellt werden und an unterirdisch festverlegte Druckrohre angeschlossen werden; die Druckrohre werden von dem Pumpwerk aus mit Abwasser gespeist. Die Wurfweite derartiger Regner beträgt bis zu 50 m, d. h. solche Regner können von einem Standpunkte aus eine Fläche von 3 Morgen Größe gleichmäßig mit Abwasser beschicken.

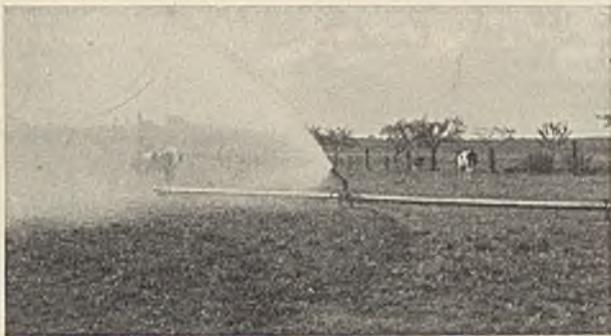


Abb. 7. Künstliche Abwasserverteilung durch fliegende Beregnungsanlage.

Häufiger verwendet werden halbbewegliche Anlagen, bei denen die Regner mit fliegenden Rohrleitungen an einige festverlegte Druckrohre angeschlossen werden (Abb. 7). Bei kleineren Anlagen ist auch die Pumpstation fahrbar angeordnet. Meist sind Hochdruckkreiselpumpe und Rohölantriebmotor auf einem Wagen zusammen gebaut. Dieser Wagen wird an den Hauptzuleitungsgraben gestellt, die Pumpe wird durch ein Saugrohr mit dem Graben verbunden. Um Verstopfungen der Regenvorrichtung zu vermeiden, werden meist mehrere Siebtafeln hintereinander in den Graben gestellt, die von Zeit zu Zeit durch den Bedienungsmann gereinigt werden. An die Pumpe wird dann eine fliegende Leitung angeschlossen, die mit mehreren Regnern bestückt wird. Die Wurfweite derartiger Regner beträgt 25 bis 35 m. Mit einem solchen Regner kann man in einer achtstündigen Tagesschicht etwa 225 m³ Abwasser verregnen. Die Rohrleitungen bestehen aus Leichtmetall mit Schnellkupplungen. Sie können durch die Bedienungsmannschaft in kurzer Zeit verlegt werden.



Abb. 8. Abwasserverregnung auf einer Kuhweide.

Die Abwasserverregnung stellt die bequemste Art der Abwasserverteilung dar (Abb. 8). Bei Beregnung braucht an dem Rieselgelände überhaupt nichts umgebaut zu werden. Das verregnete Abwasser wird von der Pflanze wegen seiner feinen Verteilung noch besser aufgenommen als verrieseltes Abwasser, von dem immerhin ein Teil in den Untergrund versickert. Bei der Abwasserverregnung erreicht man auch die weitestgehende Ausnutzung der im Abwasser gegebenen Wachstumswerte. Bei Beregnung genügt im allgemeinen eine jährliche Regengabe von nur 300 mm, d. h. man kommt mit dem Abwasser von nur 50 bis 60 Einwohnern je ha landwirtschaftlich genutzter Fläche aus. Leider stehen diesen großen Vorzügen der Abwasserverregnung die recht hohen Kosten der Verregnung gegenüber. Diese Kosten sind weniger in besonders hohen Anlagekosten des Regengerätes begründet, denen ja Ersparnisse in dem Umbau der Flächen gegenüberstehen, sondern sie bestehen in der Hauptsache in den hohen Kosten für Löhne und Betriebsstoffe. Der Druck des Abwassers an der Düse der Weitstrahlregner beträgt je nach

Wurfweite 3 bis 5 at. Dies bedingt einen solch hohen Energiebedarf der Pumpen, daß man mit Verteilungskosten durch Verregner von 5 Pf. und mehr je m³ Abwasser rechnen kann. Bei Frost ist naturgemäß eine Verregnung nicht möglich, man kann dann aber die Pumpe und die Verteilungsrohre benutzen, um das Abwasser einigermaßen gleichmäßig über Ackerflächen zu verrieseln.

Zuleitung des Abwassers. Alle bisher geschilderten technischen Maßnahmen befassen sich mit der gleichmäßigen Verteilung des Abwassers über die Einzelparzellen. Es bleiben noch die Maßnahmen zu besprechen, die nötig sind, damit einmal das Abwasser vom Ende der städtischen Kanalisation zum Rieselgelände gelangt und damit andererseits das Abwasser über das Rieselgelände selbst bis an jede Einzelparzelle herangeführt wird. Besonders günstig liegen die Verhältnisse dann, wenn eine Stadt auf hochgelegenen Gelände liegt und die Rieselflächen sich auf den anschließenden Hängen anlegen lassen. In diesen Fällen kann man das Abwasser mit natürlichem Gefälle dem Rieselgelände zuleiten. Je nachdem, ob das Abwasser in frischem oder ausgefaultem Zustande aus der Stadt herauskommt, kann man diese Ableitung in offenen Sammlern oder aber in geschlossenen Rohrleitungen vornehmen. Ist das Wasser angefault, so sollte man besonders in der Nähe der Außenbezirke die geschlossenen Rohrleitungen vorziehen, da sonst, besonders an heißen Sommertagen, der Geruch in der Nähe der offenen Abwassergräben recht lästig wird. In keinem Falle sollte man offene Abwassergräben unmittelbar neben Hauptverkehrsstraßen anlegen, sondern immer in möglichst großer Entfernung von den Wegen mitten über die Felder. Dasselbe gilt für die Hauptverteilungsgräben, die im Rieselfeldgelände nötig werden. Um Abwasserverluste bei der Verteilung des Abwassers möglichst zu vermeiden, empfiehlt es sich, wenigstens die Hauptverteilungsgräben mit einer festen Sohle auszukleiden. Fertig angelieferte leichte Betonplatten auf Schlacke verlegt haben sich für diesen Zweck als gut und wirtschaftlich erwiesen. Ohne solche Grabenbefestigung können in Trockenzeiten die Abwassermengen bei langen Zuleitern zu $\frac{1}{3}$ und noch mehr ungenutzt in den Untergrund verlorengehen, wodurch man gerade in den Hauptvegetationsperioden auf den im Wasser gegebenen Wachstumswert verzichten würde.

In allen Fällen, in denen das Rieselgelände höher liegt als der Endpunkt der städtischen Kanalisation, müssen Pumpwerke und Druckrohrleitungen eingeschaltet werden. Man wird aus wirtschaftlichen Gründen die Leistung sowohl der Pumpwerke wie auch der Druckrohre höchstens auf das Doppelte des größten Trockenwetterstundenzuflusses bemessen können, d. h., daß bei Regenwetter nur ein Teil der in einer Mischkanalisation aus der Stadt herausgeführten Wassermenge zu den Rieselfeldern gepumpt werden kann. Bei der vor einigen Jahren nach den neuen Gesichtspunkten im Kreise Delitzsch errichteten Rieselanlage, bei der eine tägliche Abwassermenge der Stadt Leipzig von 60 000 bis 80 000 m³ über eine Rieselfläche von rd. 8000 Morgen verteilt wird, wird das Abwasser in einer 13-km-Druckrohrleitung um etwa 38 m künstlich gehoben.

IV. Vorbehandlung des Abwassers.

Von besonderer Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit der landwirtschaftlichen Abwasserverwertung ist die Frage, ob die Stadt beim Anschluß ihrer Kanalisation an ein Rieselgelände auf eigene Reinigungsanlagen ganz verzichten kann, oder ob zum mindesten eine mechanische Entschlammungsanlage doch gebaut werden muß. Die Ansichten über diese Frage sind heute noch nicht einheitlich. Es gibt besonders in landwirtschaftlichen Kreisen viele Stimmen, die jede Vorbehandlung des Abwassers verwerfen. Wenn das in allen Fällen möglich wäre, so hätte das den großen wirtschaftlichen Vorteil, daß die von der Stadt für eine Vorreinigung aufzubringenden Bau- und Betriebskosten bei Wegfall einer solchen Anlage für die landwirtschaftliche Verrieselungsanlage zur Verfügung gestellt werden könnten. Es bestehen aber doch, besonders für den Stadtlingieur, sehr gewichtige Gründe, die für eine wenigstens mechanische Vorbehandlung des Abwassers in einer städtischen Kläranlage sprechen. Es sind dabei sowohl rein landwirtschaftliche wie auch technische Gesichtspunkte zu beachten. Es wird mit Recht darauf hingewiesen, daß neben den Kernnährsalzen besonders die humusbildenden Stoffe im Abwasser für die Ertragsteigerungen auf den Rieselfeldern von besonderer Bedeutung sind. Wohl aus dem Gefühl heraus, daß diese humusbildenden Stoffe sich zum größten Teil im Abwasserschlamme befinden, wird dann empfohlen, das rohe Abwasser möglichst ohne jede Vorbehandlung, also mit seinem ganzen Gehalt auch an gröberen Schlammstoffen, durch das Verteilungsnetz bis auf die Rieselflächen zu leiten. Dies ist aber technisch nur schwer durchführbar, zumindest bei großen weiträumig angelegten Verteilungsanlagen, bei denen die schweren Schlammstoffe sich in den breiten, viele Kilometer langen, als Klärbecken wirkenden Verteilungsgräben niederschlagen werden. Sie müssen dann, um zu starke Querschnittverengungen dieser Gräben zu vermeiden, von Zeit zu Zeit von Hand ausgeräumt werden, was wohl sicher höhere Kosten verursachen wird, als wenn der grobe Schlamm in einer zweckmäßig angelegten Entschlammungsanlage zurückgehalten wird. Sollte aber, was bei kleineren Anlagen möglich ist, der frische Abwasserschlamme bei günstigen Gefälle-

verhältnissen in den Verteilungsgräben wirklich auf die einzelnen Rieselfelder gelangen, so bleiben die groben Schlammbestandteile auf der Oberfläche liegen. Da der Schlamm ja selbst noch keinen Humus darstellt, sondern nur Rohstoff zur Bildung von Humus innerhalb der Bodenkrupe ist, so hat der Boden bis zur Zersetzung dieser Schlammstoffe keinen rechten Vorteil von ihnen.

Es erscheint daher richtiger, den groben Abwasserschlamm vor der Verrieselung aus dem Abwasser auszuschneiden. Man hat dann auch die Möglichkeit, den das ganze Jahr über in verhältnismäßig gleichmäßiger Menge anfallenden Schlamm aufzuspeichern und ihn in dem Zeitpunkte auf die Felder zu schaffen, wenn er im Hinblick auf die Aufnahme-fähigkeit der Kulturen am besten ausgenutzt wird.

Bei der Aufspeicherung und weiträumigen Verteilung des Abwasserschlammes ist darauf zu achten, daß hygienische und ästhetische Belästigungen der Stadtbevölkerung vermieden werden. Dies dürfte nur dann möglich sein, wenn der Frischschlamm in Faulräumen einer biologischen Zersetzung unterworfen wird. Beim Ausfaulen des Frischschlammes werden die für den Boden unerwünschten Stoffe, wie die Fette und Seifenstoffe, Zellulose und Unkrautsamen zerstört. Faulschlamm ist daher wertvoller als Frischschlamm, der unmittelbar aus dem Abwasser gewonnen wird.

Weiter sprechen auch wichtige abwassertechnische Gesichtspunkte für die Beibehaltung einer Abwasserentschlammung am Ende der Stadtkanalisation, da die Kläranlagen nicht allein die Aufgabe haben, den Trockenwetterabfluß zu entschlammern, sondern auch noch zur Regenwasserbehandlung dienen. In der Regel wird die Klärung der Regenwasser-menge in der für die Entschlammung des Trockenwetterzuflusses vorhandenen Abwasserreinigungsanlage vorgenommen, so daß den Städten keine besonderen Kosten für die Mitbehandlung des Regenwassers in den städtischen Kläranlagen entstehen. Würde man, wie oft vorgeschlagen, auf die mechanische Entschlammung des Trockenwetterabflusses am Ende der Kanalisation ganz verzichten, so müßten doch die Klärbecken zur Entschlammung des Regenwassers dort in Betrieb gehalten werden; denn es ist wirtschaftlich nicht durchführbar, die großen Regenwassermengen bis zur 5- oder zur 10-fachen Trockenwettermenge mit auf die Rieselfelder hinauszuleiten oder gar zu pumpen. Als Höchstmenge der den Rieselfeldern zuzuführenden Mischwassermenge nimmt man allgemein die doppelte Trockenwettermenge an. Von kleineren Anlagen abgesehen, wird es sich wohl in den meisten Fällen als zweckmäßig erweisen, die für die Regenwasserentschlammung ohnehin stets notwendigen Klärbecken gleichzeitig zur Vorentschlammung auch der normalen städtischen Abwassermengen zu benutzen.

V. Wirtschaftlichkeit der Abwasserverrieselung³⁾.

Um festzustellen, wie sich die Wirtschaftlichkeit der Abwasserverrieselung gestalten wird, müssen die hierbei aufzuwendenden Bau- und Betriebskosten mit den Kosten der ohne die Abwasserverrieselung erforderlichen technischen Abwasserreinigung verglichen werden.

Welche Art der technischen Abwasserreinigungsmaßnahmen im Einzelfalle anzuwenden ist, hängt ab von der Größe und Leistungsfähigkeit des Vorfluters, an den die Stadtkanalisation angeschlossen ist, und dem Ausmaße der bereits im Vorfluter vorhandenen Verschmutzung. Bei größerer Wasserführung genügt in vielen Fällen als alleinige Reinigungsmaßnahme eine Befreiung des Abwassers von den groben Sperrstoffen und von den schlammbildenden gröberen Schmutzstoffen des Abwassers. Die noch im Abwasser verbleibenden Stoffe werden von den Selbstreinigungskräften des Vorfluters ohne Beschwerden verarbeitet. Bei kleinen Vorflutern dagegen muß außer der mechanischen Entschlammung eine weitergehende Reinigung durchgeführt werden. In dieser zweiten Reinigungsstufe werden in der Hauptsache die biologischen Verfahren benutzt. In beiden Reinigungsstufen fallen die zurückbleibenden Schmutzstoffe in Form von Klärschlamm an.

Die Bau- und Betriebskosten für die Anlage zur technischen Abwasserreinigung, wie sie sich bei den großen wasserwirtschaftlichen Verbänden des rheinisch-westfälischen Industriegebietes ergeben haben, sind für beide Reinigungsstufen in Tafel I zusammengestellt. Die Zahlenwerte zeigen, daß die auf einen an die Abwasserreinigungsanlage angeschlossenen Einwohner entfallenden Baukosten der beiden Reinigungsstufen im Mittel 6,50 bzw. 8,50 RM betragen, so daß bei vollständiger Abwasserreinigung im Mittel 15 RM je Einwohner aufzuwendend sind. Die für den Kapitaldienst, den Betrieb und die Unterhaltung je Einwohner aufzuwendenden Jahreskosten sind bei nur mechanischer Entschlammung rd. 0,75 RM/Jahr, in der biologischen Reinigungsstufe 1,25 und für die gesamte Abwasserreinigung rd. 2 RM/Jahr.

Kann also eine an einem kleinen Vorfluter gelegene Stadt, die ihr Abwasser biologisch reinigen müßte, die biologische Reinigungsstufe durch Abgabe des mechanisch entschlammten Abwassers an die Landwirtschaft ersparen, so kann sie, falls das Abwasser von 100 Einwohnern auf 1 ha

³⁾ Prüß, Zur Frage der Wirtschaftlichkeit der landwirtschaftlichen Abwasserverwertung. Deutsche Landeskultur-Zeitung 1936, Heft 9, Sept.

Tafel I.

Bau- und Betriebskosten der technischen Abwasserreinigungsanlagen.

| Lfd. Nr. | Bei im Mittel 150 l täglich Abwasseranfall je Einwohner müssen im Jahr je Einwohner 55 m³ Abwasser behandelt werden | Mechanische Reinigungsstufe einschließlich Rechen, Sandfang und Faulräume | Biologische Reinigungsstufe für das mechanisch vorgereinigte Abwasser einschließlich Schlamm-faulräume | Mechanische und biologische Reinigungsstufen zusammen |
|----------|---|---|--|---|
| 1 | Baukosten der betriebsfertigen Anlage je angeschlossenen Einwohner | 5-6,50-8 RM | 6,50-8,50-10,50 RM | 11,50-15-18,50 RM |
| | Jahreskosten je angeschlossenen Einwohner | | | |
| 2 | a) Zins und Tilgung 7% | 0,46 RM | 0,60 RM | 1,06 RM |
| 3 | b) Betrieb und Unterhaltung . . | 0,25 . | 0,65 . | 0,90 . |
| 4 | c) Gesamtkosten a) u. b) | 0,71 . | 1,25 . | 1,96 . |
| 5 | Reinigungskosten je m³ Abwasser . | 1,3 Pf. | 2,25 Pf. | 3,55 Pf. |

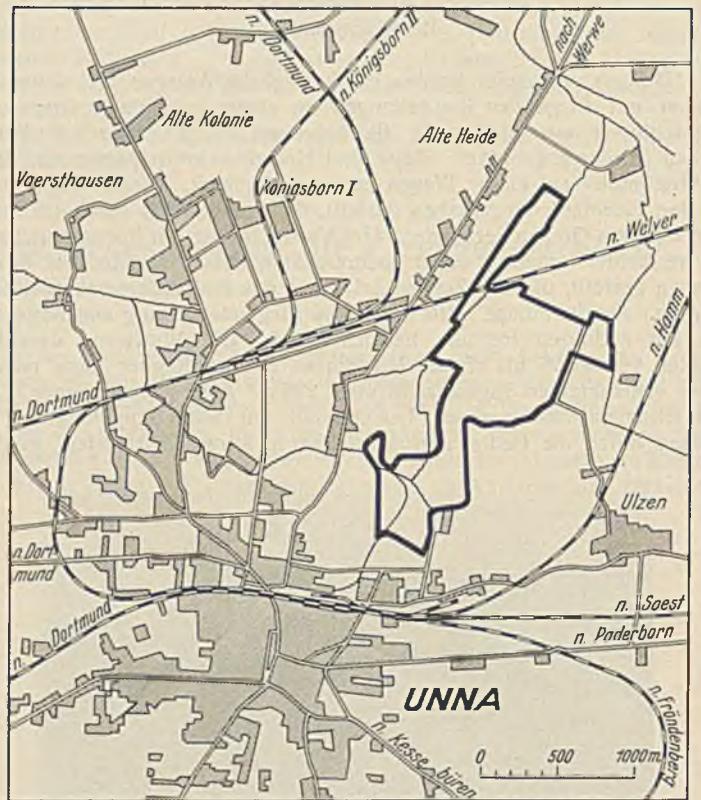


Abb. 9. 100 ha Rieselgelände für das Abwasser von 10000 Einwohnern der Stadt Unna i. Westf.

Rieselfläche verteilt wird (Abb. 9), für den Abtransport und die Verteilung des Wassers über die Landflächen einen Jahreszuschuß bis zu 125 RM/ha leisten.

Die Bau- und Betriebskosten der Abwasserverwertungsanlagen hängen, genau so wie die technischen Abwasserreinigungsanlagen, in starkem Maße von den örtlichen Verhältnissen ab. Es dürfte zweckmäßig sein, die Baukosten und die Betriebskosten der Anlagen, die nötig sind, um das Abwasser vom Ende der städtischen Kanalisation bis zum höchsten Punkte im Rieselfeldgelände heranzuschaffen, getrennt von den Kosten der Verrieselungsanlagen zu untersuchen. In der Praxis wird das Abwasser am höchsten Punkte des Rieselfeldes meist von einer Abwasserverwertungs-Genossenschaft übernommen, deren Aufgabe es ist, das Abwasser in einem von der Genossenschaft erbauten und betriebenen Verteilungsnetz bis an die Grenzen der einzelnen Parzellen heranzuführen. Weiter hat die Genossenschaft dafür zu sorgen, daß das abgerieselte und dabei gereinigte Abwasser in einem geeigneten Entwässerungsnetz in dem Riesel-

gebiet gesammelt und aus diesem herausgeführt wird. Einfachere Folgeeinrichtungen auf den einzelnen Rieselflächen selbst werden in der Regel von den Landwirten ausgeführt und bezahlt werden müssen. Größere Umbauten der zu berleselnden Flächen zu Kunstwiesen oder Stautafeln werden auch von der Genossenschaft mit finanziert werden müssen. Durchschnittswerte für die hiernach von der Abwasserverwertungs-Genossenschaft auszubehenden Kosten sind in Tafel II zusammengestellt. Es ergibt sich für die Herrichtung der vorstehend genannten Genossenschaftsanlagen je ha ein Kapitalbedarf von 600 bis 1000 RM. Dabei ist angenommen, daß der Arbeitsdienst in weitem Umfange zu den Arbeiten herangezogen wird.

Tafel II. Bau- und Betriebskosten einer Abwasserverrieselungsanlage.

| Lfd. Nr. | Baukosten je ha RM | Jahresbelastung je ha RM | |
|----------|---|--------------------------|-------|
| 1 | Abwasserverteilungsgräben bis an die Einzelparzellen heran einschließlich der von der Genossenschaft zu tragenden Drainagekosten | 500—700 | 25—35 |
| 2 | Entwässerungsgräben und Ausbaukosten vorhandener kleiner Vorfluter | 100—300 | 5—15 |
| 3 | Jährliche Betriebs- und Verwaltungskosten einschließlich der Löhne für die Rieselwärter (einer je 100 ha) und Unterhaltungskosten | — | 20—30 |
| 4 | Gesamtausgaben für genossenschaftliche Anlagen | 600—1000 | 50—80 |
| 5 | Einnahmen der Genossenschaft | | |
| | a) Jahresbeitrag der Landwirte (ohne die Kosten der von ihnen allein zu tragenden Folgeeinrichtungen) | — | 24—48 |
| | b) Fremde Zuschüsse zu den Genossenschaftsausgaben | — | 26—32 |

Wenn ein großer Teil der Rieselflächen zu Kunstwiesen umgebaut werden muß, so werden die Baukosten oft noch höher sein. Für eine 5%ige Verzinsung und Tilgung der Bausumme und für die jährlichen Betriebs- und Verwaltungskosten entsteht dann je ha eine Jahresbelastung von 50 bis 80 RM.

Die Jahresbeiträge, die bei den bisher ausgeführten Rieselanlagen von den Genossenschaftsmitgliedern bezahlt werden, schwanken etwa von 24 bis 48 RM/ha. Wenn auch der Vorteil, den ein Landwirt durch Anschluß an eine solche Rieselgenossenschaft hat, sich häufig in höheren Zahlen ausdrücken wird, so wird man im Durchschnitt wohl doch nicht mit höheren Beitragslasten rechnen können, da ja auch den Landwirten durch eine höhere Verdienstspanne ein Anreiz zum freiwilligen Anschluß an die Abwasserverwertungs-Genossenschaft geboten werden muß. Rechnet man demnach mit einem Aufbringen von 24 bis 48 RM/ha durch die Landwirte selbst, so müssen die zur Deckung der Gesamtausgaben fehlenden 26 bis 32 RM/ha jährlich der Genossenschaft von anderer Seite gegeben werden. Diesen Restbetrag wird in erster Linie die Stadt übernehmen müssen, der ja durch die Rieselanlage ein Teil der ihr obliegenden Reinigungsarbeit für ihr Abwasser abgenommen wird. Es ist ausgesprochen und wohl auch gerechtfertigt, daß die Zuschüsse der Stadt aber auf keinen Fall höher sein dürfen als die Ersparnisse, die sie durch den Wegfall eigener Reinigungsanlagen macht.

Vergleicht man die bei Abwasserverrieselung bzw. technischer Abwasserreinigung entstehenden Jahreskosten miteinander, so zeigt es sich, daß wohl in den meisten Fällen, in denen die Stadt wegen ihrer Lage an einem kleinen Vorfluter eine biologische Reinigung durchführen müßte, durch Wegfall der biologischen Reinigung genügend Ersparnisse entstehen, um Rieselflächen, die mit natürlichem Gefälle zu erreichen sind, wirtschaftlich anzulegen. Da eine Stadt durch Ersparnis der biologischen Reinigungsstufe für 100 Einwohner im großen Durchschnitt je 125 RM für die Abwasserverwertung aufwenden kann, so bleiben nach Abzug des Zuschusses an die Rieselgenossenschaft von 26 bis 32 RM für das Pumpen des Wassers rd. 90 bis 100 RM, d. h. also für einen Einwohner 0,90 bis 1 RM zur Verfügung. Dieser Betrag reicht aus, um z. B. bei einer Abwassermenge von 150 l/Einwohner und billigem Strom das Abwasser noch auf eine Entfernung bis zu 10 km, selbst bei einem geometrischen Höhenunterschiede von 30 m, pumpen zu können.

VI. Bedeutung der Abwasserverwertung im Rahmen der Erzeugungsschlacht.

Von den zur Zeit in Deutschland lebenden rd. 66 Mill. Einwohnern sind 35,5 Mill. an eine Kanalisation angeschlossen. Bisher wird nur das Abwasser von 7 Mill. Einwohnern schon landwirtschaftlich ausgenutzt (Abb. 10). Durch weiträumigere Verteilung könnte diesem Riesel-

wasser das Abwasser von etwa 3 Mill. Bewohnern für neu zu berleselnde Flächen freigemacht werden. Das Abwasser von weiteren 20 Mill. Einwohnern würde darüber hinaus noch zur Verrieselung zur Verfügung stehen. Wäre es möglich, diese ganze Wassermenge so über Flächen in der Nähe der Städte zu verteilen, daß das Abwasser von 100 Einwohnern in 1 Jahr über 1 ha Gelände verrieselt wird, so könnte man 200 000 ha landwirtschaftlich genutzter Fläche mit ihm in ihrem Ertrage wesentlich steigern. Rechnet man auf 1 ha Grünland einen Mehrertrag von 120 dz Futtermitteln, so würde man unter der Vergleichsannahme, daß die ganze Fläche als Wiese ausgenutzt werden könnte, einen Mehrertrag von je 2,4 Mill. t Heu errechnen können. Diese Zahl stellt im Vergleich zu der heutigen gesamten deutschen Heu-

erzeugung in Höhe von rd. 40 Mill. t eine Steigerung um 6% dar.

Der Eiweißgehalt im Rieselheu ist wesentlich höher als bei gewöhnlichem Heu, er beträgt rd. 8% des Trockengewichts, d. h. wenn man auf allen mit Abwasser zu berleselnden Flächen Heu gewinnen würde, so könnte man unsere Eigenerzeugung an Futterweiß jährlich um etwa 190 000 t steigern. Nach einer Berechnung des Reichsnährstandes fehlen uns zur Zeit rd. 1 Mill. t Futterweiß, von

denen wir also durch Abwasserverrieselung fast 20% auf eigener Scholle zusätzlich erzeugen könnten.

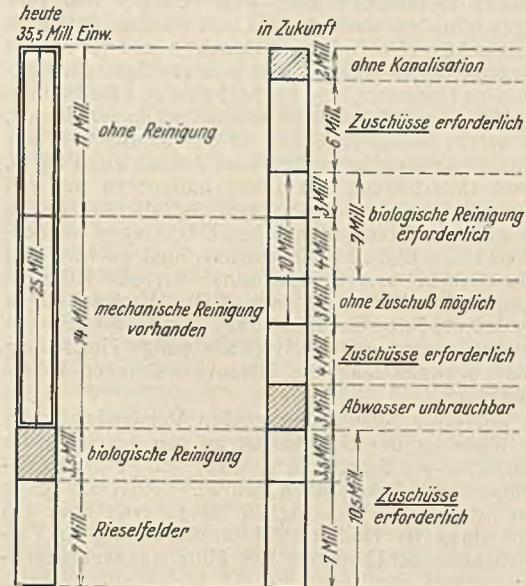


Abb. 10. Erforderliche Zuschüsse für die landwirtschaftliche Abwasserverwertung, ausgedrückt durch die Zahl der Einwohner, deren Abwasser behandelt werden muß.

Die Finanzierung der Maßnahmen zur landwirtschaftlichen Abwasser- verwertung durch die Städte und Landwirte ist nur zu einem Teile möglich. In allen Fällen, in denen eine Stadt an einem solch leistungs- fähigen Vorfluter liegt, daß eine mechanische Abwasserbehandlung zum Schutze des Vorfluters ausreicht, fällt die Möglichkeit der Bezuschussung einer Berleselungsanlage für die Stadt weg, solange die Entschlammungs- anlage von der Stadt betrieben werden muß. Soll auch in diesen Fällen die Abwasserverrieselung durchgeführt werden, so müssen erhebliche Zuschüsse aus öffentlichen Mitteln sowohl beim Bau der Anlagen wie auch beim Betrieb der Pumpwerke geleistet werden. Schätzungsweise lassen sich die Rieselanlagen für das Abwasser von etwa 10 Mill. Ein- wohnern durch die Städte und Landwirte allein finanzieren (s. Abb. 10). In allen übrigen Fällen sind Zuschüsse erforderlich, die etwa 100 Mill. RM zu den Anlagekosten und jährlich 10 bis 15 Mill. RM für den Kapitaldienst und die laufenden Betriebskosten betragen werden. Sollten alle Ver- rieselungsanlagen, die technisch möglich sind, in den nächsten Jahren ausgeführt werden, so würden für die Herrichtung von 200 000 ha Riesel- flächen an einmaligen Baukosten etwa 200 Mill. RM. erforderlich sein. Dazu wäre noch ein Betrag zur Ausführung der Pumpwerke und Druckrohr- leitungen zu rechnen, der auf etwa 75 Mill. RM geschätzt werden könnte. Die zuerst genannte Zahl wird zum großen Teil Arbeiten betreffen, für die der Arbeitsdienst einzusetzen ist. Die Landwirtschaft selbst hat dann recht erhebliche weitere Beträge für die Folgeeinrichtungen aufzuwenden, die durch Steigerung der Erzeugung, Vergrößerung der Viehhaltung und aller Anlagen, die damit in Verbindung stehen, bedingt sind.

Die bisherigen Ausführungen beziehen sich allein auf das städtische Abwasser. Wie schon erwähnt, kommt auch das Abwasser großer Teile der Industrie, soweit nämlich die Verschmutzung aus organischen, bio- logisch abbaubaren Stoffen besteht, für die landwirtschaftliche Verwertung in Frage, z. B. das Abwasser der Zuckerfabriken, Schlachthäuser, Ab- deckereien, Leimfabriken, Molkereien, der Stärke- und Kartoffelflocken- fabriken, der Mälzereien, Brauereien, Brennerien und Hefefabriken, der Flachsrostereien usw., die alle organische Verschmutzungen enthalten. Zur Erschließung auch dieser Abwasserquellen für die Landwirtschaft werden auch oft öffentliche Zuschüsse erforderlich werden, deren voraus- sichtliche Höhe aber mangels geeigneter Unterlagen sich schlecht ab- schätzen läßt.

Bei der Bedeutung der landwirtschaftlichen Abwasserverwertung hat der Landwirtschaftsminister am 5. November 1935 Anweisung gegeben,

daß kein Entwurf einer Kläranlage mehr genehmigt werden darf, bevor nicht durch eingehende Untersuchungen festgestellt ist, ob sich nicht eine landwirtschaftliche Verwertung des zu reinigenden Abwassers einrichten läßt. Bei der Bearbeitung aller Verrieselungsanlagen ist der Reichsnährstand heranzuziehen. Innerhalb des Verbandes deutscher Landeskultur-Genossenschaften hat man im Juli 1936 eine Fachgruppe der Abwassergenossenschaften gegründet, die bei Bedarf Untergruppen im Reich gründen soll. Aufgabe dieser Fachgruppe ist der Erfahrungsaustausch aller mit der landwirtschaftlichen Abwasserwertung zusammen-

hängenden Fragen unter den Beteiligten. Sie hat damit einen Teil der Aufgaben des bisher beim Verband bestehenden Ausschusses für landwirtschaftliche Abwasserwertung übernommen. Zur Durchführung von Versuchen, für die Herausgabe von Richtlinien, für die Durchführung von Schulungen usw. wurde beim Reichskuratorium für Technik in der Landwirtschaft ein Ausschuß für Bewässerung und Beregnung gegründet, dem auch die Aufgaben der inzwischen aufgelösten Studiengesellschaft für Feldberegnung und des Vereins der Freunde der Feldberegnung übertragen worden sind.

Alle Rechte vorbehalten.

Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft.

Die Hafenbautechnische Gesellschaft hielt vom 6. bis 9. Mai ihre 15. o. Hauptversammlung in Wilhelmshaven ab. Am 6. Mai nachm. (Himmelfahrt) tagten die beiden Ausschüsse für Hafenverkehrswege und für Hafenumschlagstechnik. Der erstgenannte Ausschuß ist erst vor Jahresfrist gebildet worden; er hat je eine Unterabteilung für Seehäfen und für Binnenhäfen. Der Ausschuß für Hafenumschlagstechnik arbeitet schon seit Jahren, die Art seiner Tätigkeit ist aus seinen Berichten in den Jahrbüchern der Gesellschaft bekannt. Die Ausschüsse behandeln eine Anzahl von Fragen, die bei Bau, Betrieb und Unterhaltung der Häfen auftauchen und bei denen es für die einzelne Hafenverwaltung wertvoll ist, die Auffassung der übrigen oder die in anderen Häfen gesammelten Erfahrungen kennenzulernen. Dabei werden viele Einzelfragen erörtert, und es wird viel Kleinarbeit geleistet, die aber in ihrer Summe eine wertvolle Hilfe für die verantwortlichen Leiter der Häfen bedeutet. Die Verhandlungen ließen wieder erkennen, daß die Frage der Einführung der Lastkraftwagen in die Häfen und ihrer Abfertigung und die vielfach nötige Umstellung von Eisenbahn- auf Kraftwagenumschlag die Hafenverwaltungen in zunehmendem Maße beschäftigt.

Der 7. Mai begann mit einer Sitzung des großen Vorstandsrates, in der unter anderem eine Mitarbeit der Gesellschaft an den Aufgaben der an den deutschen Hochschulen vor Jahresfrist geschaffenen Reichsarbeitsgemeinschaft für Raumforschung beschlossen wurde. Aus der dann folgenden geschäftlichen Sitzung der Gesellschaft ist zu erwähnen, daß die nächste Hauptversammlung im Herbst 1938 in Magdeburg in Verbindung mit den Feierlichkeiten zur Eröffnung des Mittellandkanals stattfinden soll.

Bei Eröffnung der Hauptversammlung gedachte der Vorsitzende, Prof. Dr.-Ing. Agatz, in ehrenden Worten der Toten des Luftschiffes „Hindenburg“, dessen Verlust gerade bekanntgeworden war. Dann hieß der Schirmherr der Gesellschaft, Generaladmiral Dr. h. c. Raeder, als Oberbefehlshaber der Kriegsmarine die Gesellschaft im Reichskriegshafen Wilhelmshaven willkommen. Der Vorsitzende gab dann bekannt, daß die Gesellschaft Herrn C. E. W. Jhr. van Panhuys, Hoofdingenieur und Directeur in der Staatlichen Wasserbauverwaltung der Niederlande, zu ihrem Ehrenmitgliede ernannt hat. Herr van Panhuys vertritt seit langen Jahren das Koninkl. Instituut van ingenieurs in Haag bei den Tagungen der Gesellschaft. Die freundschaftlichen Beziehungen, die beide Vereine verbinden, sind vor allem ihm zu danken.

Die Reihe der Vorträge eröffnete Ministerialrat Eckhardt vom Oberkommando der Kriegsmarine, indem er über „Die Entwicklung des Hafens und der Stadt Wilhelmshaven und die wirtschaftliche Bedeutung der Marinewerft“ sprach. Der Vortrag betonte die große Leistung der Männer, die buchstäblich aus dem Nichts den Kriegshafen und seine Stadt geschaffen haben. Sodann gab Prof. Dr. Obst, Hannover, einen Überblick über „Die südafrikanischen Häfen“, den er zu einer klaren, einprägsamen Schilderung der wirtschaftlichen Eigenart und Bedeutung des von ihnen erschlossenen Hinterlandes erweiterte. Er begann mit dem ehemals deutschen Swakopmund, an dessen Stelle heute der günstiger gelegene englische Hafen Walvischbucht getreten ist, und führte die Zuhörer der Küste folgend über Lüderitzbucht, Kapstadt, Port Elizabeth und East London nach Durban.

Am Nachmittag wurden die beiden Baustellen des Hafens Wilhelmshaven besichtigt, der so gut wie vollendete Umbau der Doppelschleuse der 3. Hafeneinfahrt und der vor kurzem in Angriff genommene Bau der Schleusen der 4. Einfahrt. Die vor etwa 30 Jahren mit Hilfe der Taucherglocke in Traßkalkbeton erbauten Schleusen der 3. Einfahrt waren infolge weitgehender Zerstörung des Betons der Häupter, der Mittelmauer und der Seitenmauern nicht mehr betriebsicher. Zum Zwecke der Instandsetzung hat man die leidlich gut erhaltene Sohle der Kammer gegen Aufbrechen durch eine Sandschüttung belastet und dann die Schleusenkammer hinter Fangedämmen trockengelegt. Die Mauern sind dann bis zur Wasserlinie mit einer Pelter Kastenspundwand, über Wasser mit Eisenbeton verkleidet worden. Marineoberbaurat Dr.-Ing. Gerdes erläuterte die Bauten durch einen Lichtbildervortrag. Zur Herstellung der 4. Einfahrt waren die Erdarbeiten unter Senkung des Grundwassers im Gange.

Anschließend besichtigte ein Teil der Besucher die Marinewerft, ein anderer ein Kriegsschiff.

Am 8. Mai sprach zunächst Prof. Dr.-Ing. Lacmann von der Technischen Hochschule Berlin über „Die Photogrammetrie im Dienste des Wasserbaues und des Wasserbauversuchswesens“. Er zeigte die außergewöhnlichen Fortschritte, die das Meßbildverfahren besonders durch die Entwicklung der Luftfahrt gemacht hat, und besprach an einer Reihe von Beispielen seine vielfache Anwendung. Für das Bauwesen scheint es ein weites Gebiet zu eröffnen durch die Möglichkeit, die Formänderungen in Bewegung befindlicher Gegenstände genau zu messen. So wird es zu Beobachtungen von Strömungen, Wellenbewegungen, Stapelläufen, der Durchbiegung beweglicher Brücken usw. verwendet. Überraschend war die Mitteilung, daß mit seiner Hilfe kürzlich in der offenen See Wellenhöhen bis zu 18,5 m festgestellt worden sind, ein Maß, mit dem bisher — mangels genauer Meßverfahren — auch nicht entfernt gerechnet worden ist.

Die dann folgenden beiden Vorträge des Strombaudirektors Frede über „Die Arbeiten zur Verbesserung des Fahrwassers der Jade“ und des Hafenbaudirektors a. D. Dr. h. c. Krüger über „Die Entwicklung der Harlebucht und ihr Einfluß auf die Jade-Korrektion“ berichteten von den Arbeiten zur Schaffung und Tiefhaltung der Seezufahrt nach Wilhelmshaven, die vor 80 Jahren begonnen wurden und deren Erfolg ein heute allen Ansprüchen genügendes, zuverlässiges Fahrwasser ist. Zum Schluß sprach Marinebaurat Schneider über „Baustoffangriffe in Wilhelmshaven“. Er bestätigte im wesentlichen die auch sonst an der deutschen Küste gemachten Erfahrungen über die Lebensdauer von Beton, Stahl und Holz. Dabei betonte er die Wichtigkeit der Verwendung eines richtig zusammengesetzten, dichten Betons, schien aber auch einer gut verputzten Klinkerverblendung eine gewisse Schutzwirkung zuzuschreiben. Demgegenüber muß daran festgehalten werden, daß die Verblendung, welcher Art sie auch sein mag, den Beton wohl gegen mechanische Angriffe schützt, niemals aber Sicherheit gegen chemische Einflüsse geben kann, da sie stets der Gefahr des Reißens ausgesetzt ist und kaum jemals zu erreichen ist, daß sie sich mit dem Beton zu einem einheitlichen Körper verbindet. Man hat deshalb seit 10 bis 20 Jahren bei vielen bedeutenden Bauwerken im Seewasser oder in betonschädlichem Fluß- oder Grundwasser mit Recht von einer Verblendung abgesehen, wenn man nicht etwa mit ihr den Beton mechanisch schützen wollte.

Die Angaben des Vortrages über den Rostangriff in Wilhelmshaven waren wesentlich günstiger, als man nach den Mitteilungen hätte erwarten können, die bei der Königsberger Hauptversammlung¹⁾ der Gesellschaft im Jahre 1935 von Wilhelmshavener Seite gemacht wurden. Dementsprechend hat man sich auch zu der obengenannten Verwendung von Stahlspundwänden bei der 3. Hafeneinfahrt entschlossen. Wertvoll war der Hinweis, daß die Lebensdauer des Stahls im Seewasser mit dem Phosphorgehalt wächst und daß die Versuche, die Rostsicherheit des Stahls durch höheren Phosphorgehalt zu verbessern, anscheinend Erfolg versprechen.

Nach Schluß der Tagung vereinte den größten Teil der Teilnehmer ein Ausflug nach Helgoland. Hier wurden am Sonntag, dem 9. Mai, unter Führung der Marinebaubeamten die Hafenanlagen und Baustellen besichtigt, dabei besonders die Aufräumungsarbeiten zur Beseitigung der Trümmer der nach dem Kriege gesprengten Wellenbrecher. Hierzu benutzt die Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann einen schwimmenden Löffelbagger mit 4 und 6 m³ Löffelinhalt und 12 m Greiftiefe mit Stützpfählen. Beim Heben schwerer Blöcke arbeitet der Bagger mit einer besonders geformten Schaufel. Die gehobenen Blöcke werden teilweise für den Bau der neuen Molen verwendet, für die im übrigen Betonblöcke bis zu 100 t Gewicht hergestellt und mit dem üblichen Molenkran (in Hammerform) versetzt werden. Marinebaurat Triebel erläuterte die Bauarbeiten.

Es war ein guter Gedanke, den Mitgliedern der Hafenbautechnischen Gesellschaft die großen Hafenanlagen der Kriegsmarine zu zeigen und ihnen nahe zu bringen, was hier in jahrzehntelanger Arbeit geleistet worden ist und was zur Zeit geschaffen wird. Die große Teilnehmerzahl — die größte bisher erreichte — beweist, daß die Tagung ein Erfolg war. Lohmeyer.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1935, Heft 28, S. 389.

Vermischtes.

Wasserwirtschaftstagung vom 28. bis 30. Juni 1937 in Breslau, veranstaltet vom Reichsverband der Deutschen Wasserwirtschaft E. V. im NSBDT. Der geschäftliche Teil der 47. Hauptversammlung des RdDW. (nur für Mitglieder) findet am Dienstag, dem 29. Juni, 8³⁰ Uhr im Saale 238 der T. H. Breslau, Uferzelle 27, statt. Um 9 Uhr Eröffnung der öffentlichen Versammlung in der Aula der T. H. Dasselbst werden folgende Vorträge gehalten: Ministerialrat Leopold, Berlin: „Wasserwirtschaft und Vierjahresplan“; — Oderstrombaudirektor Franzius, Breslau: „Die Flußwasserwirtschaft Schlesiens“; — Ministerial-

rat Prof. Wechmann, Berlin: „Die landeskulturellen Aufgaben in Schlesien“; — Wasserwerksdirektor Dipl.-Ing. Kirchner, Breslau: „Die Wasserversorgung Schlesiens“.

Am Mittwoch, dem 30. Juni, 8 Uhr: Fahrt ins Bober-Katzbach-Gebirge mit Besichtigung der Bobertalsperren. 15 Uhr: Vortrag über „Energieversorgung Schlesiens und die schlesischen Talsperren“.

Anmeldungen zur Wasserwirtschaftstagung spätestens bis zum 20. Juni an die Geschäftsstelle des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft, Berlin-Steglitz, Kantstraße 20.

Die Türme der Golden-Gate-Brücke. Eng. News-Rec. 1936, Bd. 117, Nr. 15 vom 8. Oktober, enthält auf S. 497 ff. einen Bericht über die Ausbildung und statische Berechnung der Türme der Golden-Gate-Brücke¹⁾. Diese Türme tragen bekanntlich einen über 1280 m frei gespannten Mittelträger und die Tragwerke der Seitenöffnungen von je 342 m Spannweite. Sie haben, von O.-K. Pfeiler bis zum Sattel der Tragkabel gemessen, eine Höhe von 210 m. Jedes dieser beiden, nur in den unteren Feldern mit einer Kreuzverstrebung versehenen Rahmenwerke umfaßt 22 200 t Stahlkonstruktion, d. h. also etwa 10% mehr als die gleichen Bauteile der George-Washington-Brücke in New York. Die Pfosten der Türme haben zellenförmige Querschnitte gemäß Abb. 1, deren Flächeninhalt 80 000 cm² mißt.

Demgegenüber zeigen die Turmpfosten der Philadelphia-Camden-Brücke einen Querschnitt von 29 000 cm² und der George-Washington-Brücke einen solchen von 32 200 cm².

Die Querschnittachsen der Turmpfosten stehen im Abstände von 27,40 m, so daß sich für die Fahrbahn der Brücke eine Breite von rund 18,30 m ergibt. Die architektonische Ausführung zeigt schlichte, lediglich durch statische Gesichtspunkte bedingte Formen.

Wegen der vielfachen statischen Unbestimmtheit des Rahmenwerks und der Größenunterschiede in den Pfosten- und Riegelquerschnitten wurde unter Berücksichtigung des Eigengewichts, des Kabeldruckes, des Winddruckes und der Beanspruchungen durch Erdbeben ein besonderes

graphisches Berechnungsverfahren angewendet, für das zur Ermittlung der Verschiebungen der Systempunkte Williot'sche Pläne in Anwendung gebracht wurden.

Das Eigengewicht ergibt am Fuß einen Druck von 118 000 t je Pfosten. Die Belastung durch Eigengewicht auf einen Kabelsattel beläuft sich auf 23 600 t und die Beanspruchung durch Temperaturschwankungen 4300 t je Pfosten. Die Türme, Tragkabel und Versteifungsträger sind für eine Nutzlast von 6000 kg/lfdm berechnet. Für die Temperaturschwankungen wurde ein Unterschied von 40° F = 22° C in Rechnung gestellt. Als Baustoff wurde für die unteren beiden Felder bis zur Fahrbahn Siliziumstahl, ebenso wie für die beiden oberen Felder gewählt. Die beiden mittleren Rahmenstockwerke bestehen dagegen aus Carbonstahl. Das Verhältnis zwischen Pfostenhöhe und Querschnittbreite unterschreitet den Wert 60.

In der normalen Stellung sind die Türme bei mittlerer Temperatur und Eigengewicht um 18,3 cm nach den Ufern abgelenkt.

Besondere Aufmerksamkeit wurde auf die Beanspruchungen verwendet, die sich aus Winddruck in Längsrichtung der Brücke bei geneigten Turmpfosten ergibt.

In Abb. 3 ist ein Teilschnitt dargestellt, der die typische Bildung der Zellen des Querschnitts wiedergibt. Für den Bau wurde der Stahl auf Schiffen angeliefert und mittels eines 85-t-Auslegerkrans aufgerichtet. Zs.

¹⁾ Bautechn. 1931, Heft 46, S. 677.

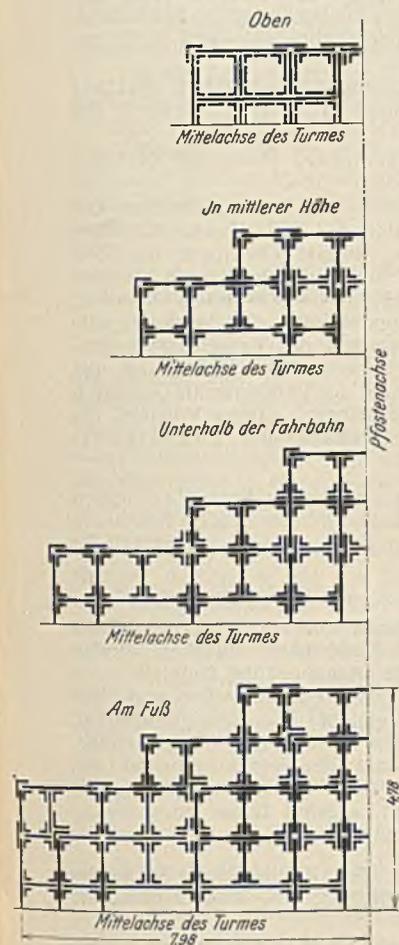


Abb. 1.

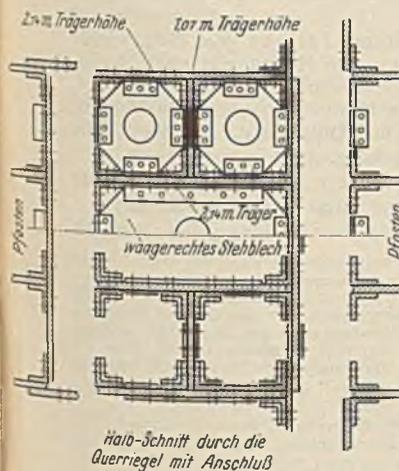


Abb. 3.

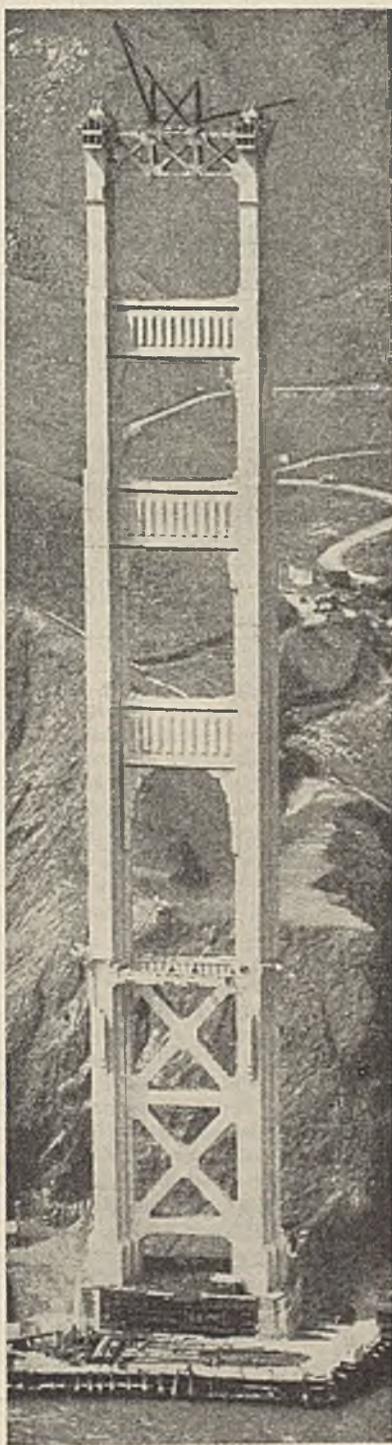


Abb. 2.

Trockenlegung der Gleise bei der Pennsylvania-Eisenbahn. Damit die Gleise den Ansprüchen gewachsen wären, die die erhöhten Fahrgeschwindigkeiten an den Oberbau stellen, hat die Pennsylvania-Eisenbahn in den letzten Jahren umfangreiche Verbesserungen an ihren Gleisen vorgenommen. Sie hatte richtig erkannt, daß ein trockener Untergrund eine der wichtigsten Vorbedingungen für ruhige, sichere Lage des Gleises ist, daß die Unterhaltungskosten sehr hoch werden, wenn das Gleis auf nassem Untergrunde aufruht. Im Jahre 1928 wurde daher planmäßig an die Entwässerung des Untergrundes herangegangen, indem zunächst, wie Railway Age 1935 vom 9. November und Railw. Gaz. 1936 vom 1. Mai berichten, die Gräben ausgeräumt und in Einschnitten und flachem Gelände vertieft wurden. Die meisten Einschnitte waren kurz und flach, es kamen aber auch Einschnitte bis etwa 20 m Tiefe vor, und es galt dabei, Massen im Umfange von gegen 20 000 bis 60 000 m³ zu gewinnen. Die Grabenböschungen wurden im allgemeinen unter dem natürlichen Böschungswinkel der anstehenden Massen angelegt. Ihre Tiefe richtete sich nach dem Bedürfnis und war um so größer, je mehr die Gleislage durch den feuchten Untergrund gefährdet war. Wo das Gelände oberhalb eines Einschnitts nach dem Gleis zu abfiel, wurden oberhalb der Böschungskante des Einschnitts Gräben von reichlichem Querschnitt zum Abfangen des über das Gelände abfließenden Wassers angelegt. Sie führten das Wasser entweder nach den Enden des Einschnitts oder über gepflasterte Schnittgerinne in den Bahngräben ab.

Die Böschungen wurden mit Gräsern, die besonders tief Wurzel fassen, angesät. Zuweilen wurde eine Schicht Asche aufgebracht, die sich als Schutz gegen Auswaschungen gut bewährte. An anderen Stellen wurden die Böschungen mit Humus bedeckt, um das Wachsen des Grases zu fördern. An besonders durch Auswaschungen gefährdeten Stellen erwies sich das Anpflanzen von Geißblatt als ein geeigneter Schutz.

Die gewonnenen Massen wurden in Lastkraftwagen auf Feldbahngleisen abgefordert, die neben den Einschnitten verlegt wurden. Zum Teil wurden die Massen auch neben der Eisenbahn abgelagert. Zum Gewinn der Massen dienten Kabelbagger, die auf Raupenschleppern aufgebaut waren.

An manchen Stellen wurden auch entbehrliche Nebengleise abgebrochen, wodurch Platz für Seitengräben gewonnen wurde, ohne daß Landerwerb nötig wurde.

Auf einer von besonders schnell fahrenden Zügen benutzten Strecke mußten dauernd Beschränkungen der Fahrgeschwindigkeit angeordnet werden, weil es trotz achtfach erhöhter Unterhaltungskosten wegen des nassen Untergrundes nicht gelang, das Gleis dauernd in dem nötigen guten Zustande zu erhalten. Unter der ebenen Oberfläche des Geländes steht ein blauer Ton an, der, wenn er feucht wird, nur geringe Festigkeit hat. Hier wurden in Abständen von 6 bis 9 m gewellte Dränrohre senkrecht zur Gleisrichtung verlegt, die das Wasser in die Seitengräben oder in unterirdisch verlegte Rohrleitungen abführen. An einer anderen Stelle ereigneten sich auf einer Brückenrampe beständig kleine Rutschungen. Hier wurde Abhilfe geschaffen, indem Dränrohre von 20 bis 90 cm



Abb. 1. Entwässerung des Zwischenraumes der Gleise durch Rohre in der Längsrichtung.

Durchmesser in den Damm eingebaut wurden; nachdem auf diese Art der Damm ausgetrocknet war, worauf er sich setzte, haben die Rutschungen aufgehört. Eine 86 km lange Strecke in flachem Gelände wurde um 75 cm gehoben, indem zunächst eine 45 cm dicke Schicht Asche untergebracht wurde, worauf Schotter erst in einer 30 cm dicken und dann in einer 15 cm dicken Schicht eingebaut wurde. In der Längsrichtung der Gleise verlegte Rohre zwischen den Gleisen dienen zur Abführung des Wassers (Abb. 1).

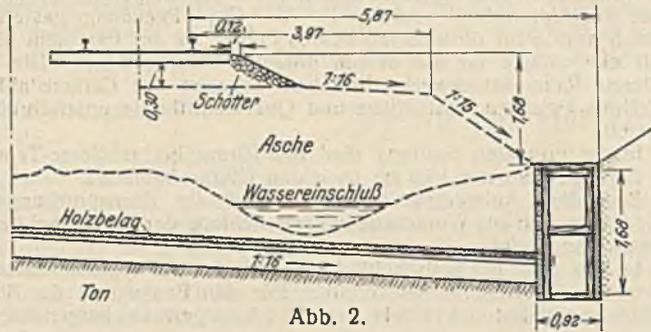


Abb. 2.

Bei Wassereinschlüssen im Bahnkörper auf der Strecke Philadelphia—Washington wurden Sickerkanäle bis auf 60 cm unter den tiefsten Punkt der wasserführenden Schicht ausgehoben, die 30 cm hoch mit Schlacke ausgefüllt und mit getränkten Hölzern abgedeckt wurden. Sie führten das Wasser nach seitlichen offenen Gräben ab; wo aber diese Gräben so tief zu liegen gekommen wären, daß dadurch die Lage der benachbarten Gleise gefährdet worden wäre, wurden die Gräben mit senkrechten Wandungen ausgeführt, die mit Holz abgesteift wurden. Ihr Querschnitt wurde so bemessen, daß sie begehbar sind, damit sie leicht ausgeräumt werden können (Abb. 2.) Wo seitlich für solche Gräben kein Raum war, z. B. an Bahnsteigen, erhielten die Querleitungen Gefälle nach Innen, und es wurde zwischen den Gleisen eine Längsentwässerung nach Art eines Durchlasses eingebaut. Solche Anlagen sind an 25 Stellen geschaffen worden; an einer Stelle allein wurden auf einer Strecke von rd. 640 m Länge 101 Quergräben angelegt.

Über diesen außergewöhnlichen Arbeiten zur Trockenlegung der Gleise wurde aber die laufende Unterhaltung der Gräben und die Pflege des Schotterbetts, um es durchlässig zu erhalten, nicht vernachlässigt. Die Gräben sind mit Hilfe von Kranen geräumt worden, die, teils auf Eisenbahnwagen aufgebaut, auf den Gleisen fahren, teils von dem Gelände neben der Eisenbahn aus arbeiteten. Tausende von Durchlässen sind instandgesetzt worden, und namentlich ist auch die Entwässerung an Straßenübergängen in Schienenhöhe verbessert worden.

Auf Strecken von zusammen 2370 km Länge ist in einem Zeitraum von 5 Jahren der Schotter seitlich der Gleise und auf Strecken von etwa 10 000 km Länge zwischen den Gleisen aufgehoben, gereinigt und wieder eingefüllt worden.

Über die erheblichen Kosten dieser Arbeiten wird behauptet, daß sie sich gelohnt hätten. Die Unterhaltung des Oberbaues ist dadurch wesentlich erleichtert worden, und wenn auch die 14 Mill. Dollar Ersparnis, ein Drittel des früheren Jahresaufwandes, bei den Unterhaltungsarbeiten für den Oberbau, die in den letzten Jahren gegenüber der Zeit vor Instandsetzung der Entwässerungsanlagen erzielt worden sind, nicht ganz durch diese Trockenlegung der Gleise verursacht worden sein mögen, so haben doch diese Maßnahmen und die festere Lage der Gleise auf dem trockenen Untergrunde sicher erheblich dazu beigetragen.

Patentschau.

Rauchschutztafelanordnung für Eisenbahnunterführungen. (Kl. 19 d, Nr. 614947 vom 4. 10. 1932 von Kelle & Hildebrandt G. m. b. H. in Niedersieditz bei Dresden). Um leicht und ohne große Kosten die Rauchschutztafeln entweder seitlich, d. h. quer zur Fahrtrichtung, oder in der Längsrichtung der Züge verschieben zu können, sind die Platten an



Abb. 1.

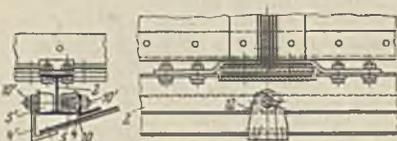


Abb. 2.

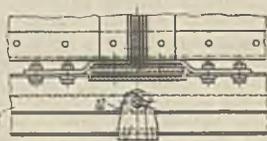


Abb. 3.



Abb. 4.

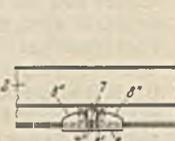


Abb. 5.

Führungen verschlebbbar gelagert. Die Tafeln 1 werden mittels zweier I-Träger 2 befestigt, die wiederum an der unteren Seite des Brückenbauwerks befestigt sind. An den äußeren Tafeln 1 sind die Lagerböckchen 4 befestigt, an denen die Rollen 5 mittels Kugellager drehbar angeordnet sind, wobei die Rollen 5 sich in das innere Profil der I-Träger einlegen. In ähnlicher Weise wird die mittlere Rauchschutztafel durch Lagerböckchen 4

mit darin drehbar befestigten Rollen 5' gehalten. Auf diese Weise kann die mittlere Rauchschutztafel 1 nach links oder rechts unter die seitlich von ihr liegenden Rauchschutztafeln geschoben bzw. eine der beiden seitlichen über die mittlere geschoben werden. Um die Tafeln in ihrer Wirkungsstellung gegen Verschiebung festzulegen, sind an den beiden seitlich liegenden Tafeln Lagerböckchen 6 befestigt, an denen Hebel 7 schwenkbar gelagert sind, die in einen Schlitz 8' von Winkelstücken 8 eingreifen. Sollen die Tafeln verschoben werden, dann wird der Hebel 7 durch eine an ihm vorgesehene Öffnung 7' erfaßt und mittels einer Stange in die punktierte Stellung (Abb. 4) gebracht. Um die Hebel 7 in die Verriegelungsstellung zu bringen, sind die Winkelstücke 8 mit Anlaufflächen 8'' versehen, in deren Bereich der Hebel 7 angehoben wird und durch sein Eigengewicht in die Rast 8' einfällt. Zur Entlastung des Lagers für den Hebel trägt das Böckchen 6 eine Platte 9, die eine Ausnehmung für den Hebel aufweist. Zwecks leichten Auswechsels und Ölens der Rollen 5, 5' sind für die Lagerzapfen 10 Schlitz 11 vorgesehen; nach Lösen der Mutter 10' kann der Zapfen 10 unter leichtem Anheben der entsprechenden Tafel durch den Schlitz herausgenommen werden. Zur Verhinderung des Ablagerns von Schmutz werden Schlepper 12 angebracht.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. b) Betriebsverwaltung: Überwiesen: die Reichsbahnoberräte Spalding, Dezernent des Reichsbahn-Zentralamts Berlin, und Dr.-Ing. Frölich, Vorstand des Betriebsamts Berlin 7, als Dezernenten zur RBD Berlin, sowie Reichsbahnbaussessor Heinz-Ulrich Müller beim Reichsbahn-Zentralamt Berlin zur RBD Berlin.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahndirektionspräsident Matibel in Halle (Saale); Reichsbahnoberrat Reinhard Heidrich, Vorstand des Betriebsamts Chemnitz 3.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Weinbrenner, Dezernent der RBD Karlsruhe.

Im Ruhestand verstorben: Oberbaurat und Abteilungsdirektor Karl Kiel in Hannover, zuletzt Abteilungsleiter der RBD Hannover; Oberregierungsbaurat Budczies in Ziegenort, zuletzt Dezernent der RBD Stettin; Geheimrat Baurat Albrecht Baum in Wiesbaden, zuletzt Vorstand des Werkstättenamts Leinhausen; Reichsbahnrat Lodemann in Hannover, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Burgsteinfurt; die Regierungsräte Heinrich Meyer in Stralsund, zuletzt Vorstand des Verkehrsamts Stralsund, Dr. jur. Heck in Dresden, zuletzt Dezernent der RBD Essen, und Rübmann in Gummersbach, zuletzt Vorstand des Verkehrsamts Gummersbach; Regierungsbaurat Bleidorn in Heidelberg, zuletzt Vorstand der Werkstätteninspektion Mannheim; Reichsbahnratmann Lohausen in Leipzig.

Preußen. Ernann: Oberregierungs- und -baurat Prof. Wechmann zum Ministerialrat im Reichs- und Preußischen Ministerium für Ernährung und Landwirtschaft unter Übertragung der Leitung der Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivelements.

Bayern. Mit Wirkung vom 20. April 1937 wurde der Regierungsbaurat am Straßen- und Flußbauamt Traunstein Lothar Oberst in gleicher Diensteseigenschaft an das Straßen- und Flußbauamt München berufen und dem Staatsministerium des Innern zur Dienstleistung zugeteilt.

Vom 1. Mai 1937 wurde der Regierungsbaurat am Straßen- und Flußbauamt München Wilhelm Sommerer in gleicher Diensteseigenschaft an das Straßen- und Flußbauamt Bayreuth in etatmäßiger Weise berufen.

Der Führer und Reichskanzler hat ernannt: den Regierungsbaurat I. Kl. im Staatsministerium des Innern Emil Salisko zum Oberregierungsrat; den Regierungsbauassessor am Landbauamt Landshut Julius Forstmeier zum Regierungsbaurat im bayerischen Landesdienst.

Kulturbaubeamte. Einberufen in das Reichs- und Preußische Ministerium für Ernährung und Landwirtschaft: die Regierungsbauräte Janßen und Watzke.

Ernann: Regierungsbaurat Janßen zum Oberregierungs- und -baurat. In den Staatsdienst übernommen: Bauassessor Wilde beim Kulturbaubeamten I in Königsberg i. Pr. unter gleichzeitiger Anstellung als Regierungsbaurat.

Versetzt: Oberregierungs- und -baurat Johann von Trier nach Koblenz; — die Regierungsbauräte Forner von Hildesheim nach Braunschweig und mit der Leitung des Vorarbeitenamtes daselbst beauftragt, Kotzwich von Neustadt a. d. Dosse zum Kulturbaubeamten in Verden, Wolter von Berlin nach Hamburg, Sader von Dillenburg nach Wiesbaden und Schuster von Neustettin nach Dillenburg.

In den dauernden Ruhestand getreten: Regierungs- und Baurat Schirmer in Koblenz; — Regierungsbaurat Sunkel in Wiesbaden.

Aus dem Staatsdienste ausgeschieden: Regierungsbaurat Muth in Düsseldorf.

INHALT: Gründung von Schmiedehämmern. — Das neue Uferschutzwerk am Unterlande von Helgoland. (Portsetzung) — Die landwirtschaftliche Abwasserverwertung und ihre Bedeutung für die Erzeugungsschlacht. (Schluß) — Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft. — Vermischtes: Wasserwirtschaftstagung vom 28. bis 30. Juni 1937 in Breslau. — Die Türme der Golden-Gate-Brücke. — Trockenlegung der Gleise bei der Pennsylvania-Eisenbahn. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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