

10.877/III Nr

P.271/51-1107

DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN
DER STAHLBAU - ZEITSCHRIFTENSCHAU

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

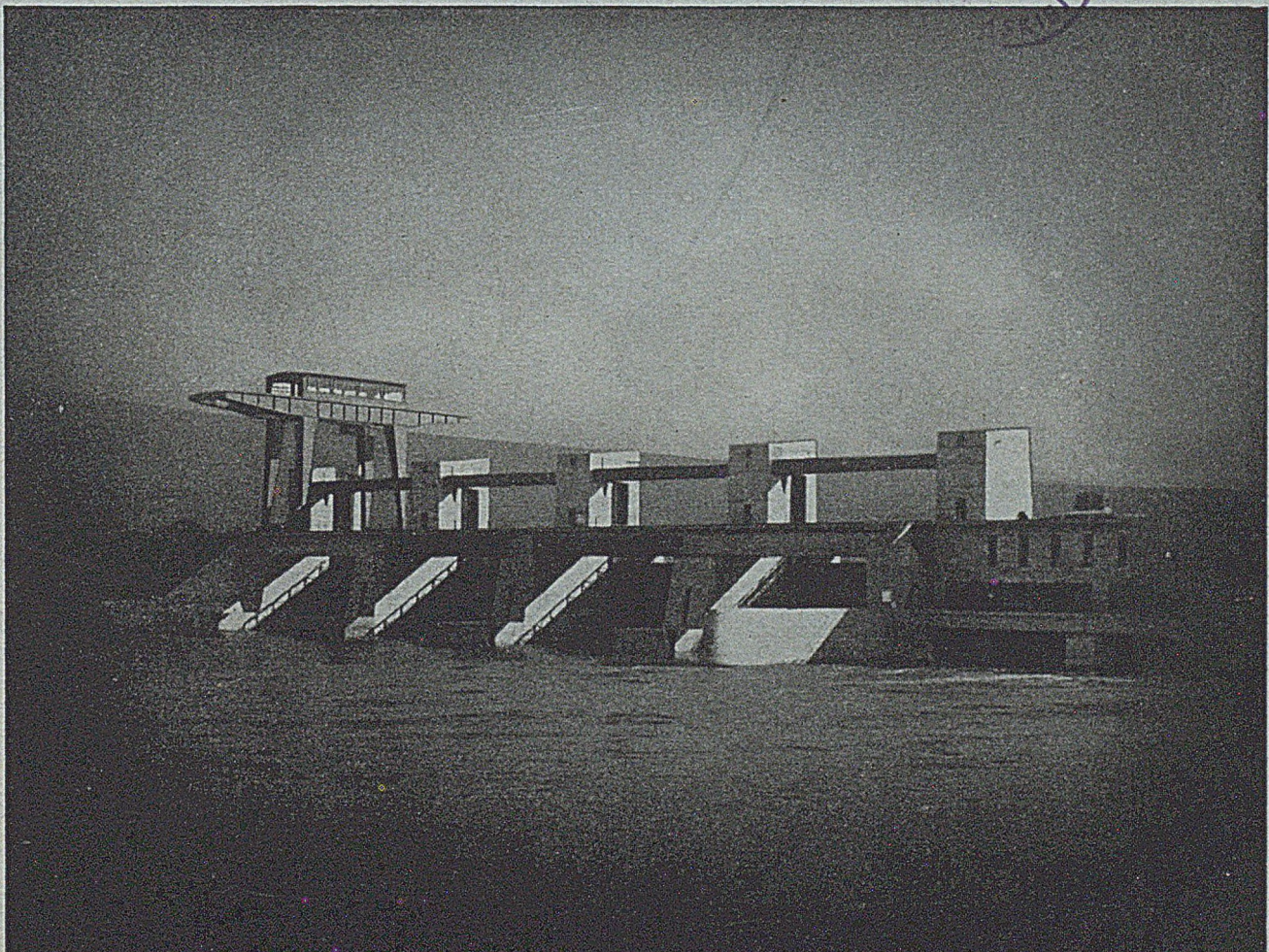
Schriftleiter: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, Berlin-Wilmersdorf

28. Jahrgang

Berlin, September 1951



Heft 9



M • A • N

STAHLWASSERBAUTEN

WEHR- UND SCHLEUSEANLAGEN, DOCK- UND

SPERRTORE, SCHIFFSHEBEWERKE

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG

Frankipfahl- Baugesellschaft DÜSSELDORF

GOETHESTR. 73
FERNRUF: 60847

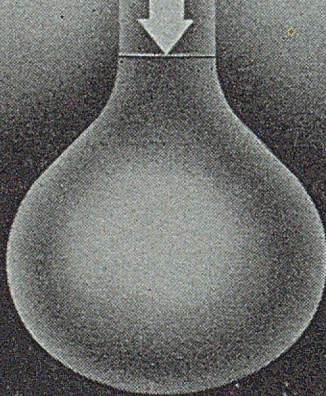
Zweigstelle Hamburg
Schwanenwik 33
Fernruf: 221218



**PFAHLGRÜNDUNGEN
UNTERFANGUNGEN
HEBUNGEN**
von Bauwerken
durch Zementeinpressung



LORENZ BETON-BOHRPFAHL



bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESellschaft
LORENZ & CO. M. B. H.
BERLIN-WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G. M. B. H.
ISERLOHN

ALLGEMEINE BAUGESellschaft
LORENZ & CO.
LUBECK - HAMBURG - KIEL



GEGRÜNDET 1880

POLENSKY & ZÖLLNER

Stammhaus: KÖLN/RHEIN

z. Zt.: LAHDE/WESER · Ruf: 306

Niederlassungen in:

| | | |
|--------------|----------|-----------|
| BERLIN | DORTMUND | KÖLN |
| BRAUNSCHWEIG | HAMBURG | MÜNCHEN |
| BREMEN | KASSEL | STUTTGART |
| | KOBLENZ | |

ENTWURF UND AUSFÜHRUNG
von

**INGENIEURBAUTEN DES HOCH- U. TIEFBAUES
BETON- UND STAHLBETONBAU
ERDBEWEGUNGEN JEDER ART UND GRÖSSE**

Bau von See- und Binnenhäfen
Kaimauern / Schleusen / Brücken
Deichbau / Grundwasserabsenkungen
Eisenbahnbau / Straßenbau
Geschäftshäuser / Wohnhäuser / Industriebauten

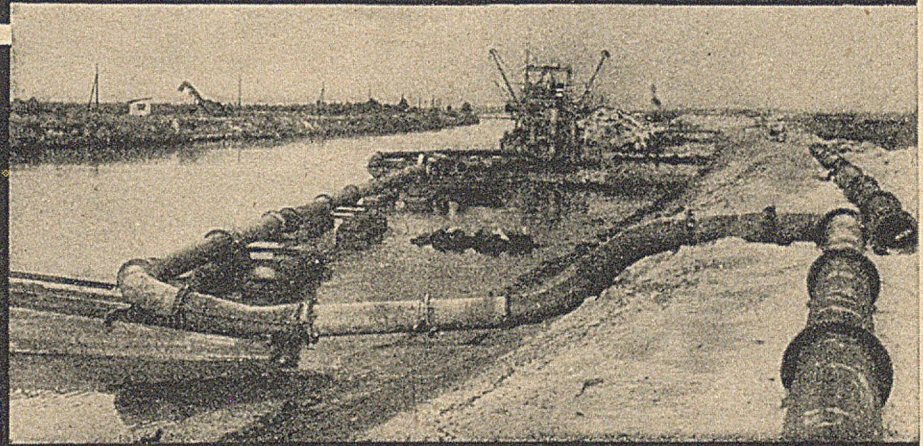


**SEIBERT
STAHLBAU
ASCHAFFENBURG
SAARBRÜCKEN**

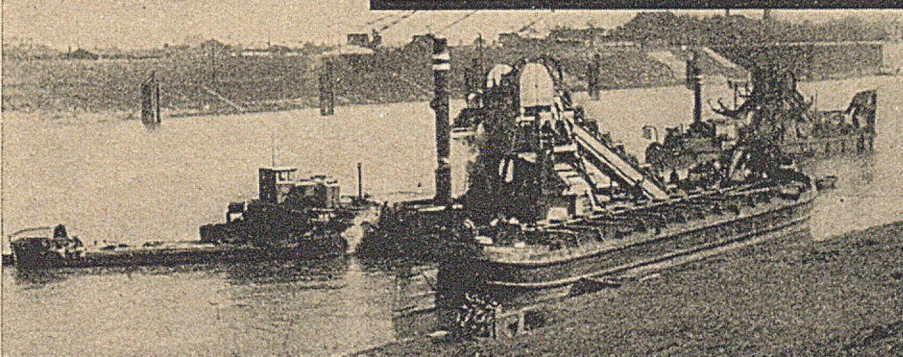
geschweißte Druckrohrleitung für Wasserkraftwerk (innerer Durchmesser 3,8 m)

HEINRICH HIRDES GMBH. DUISBURG

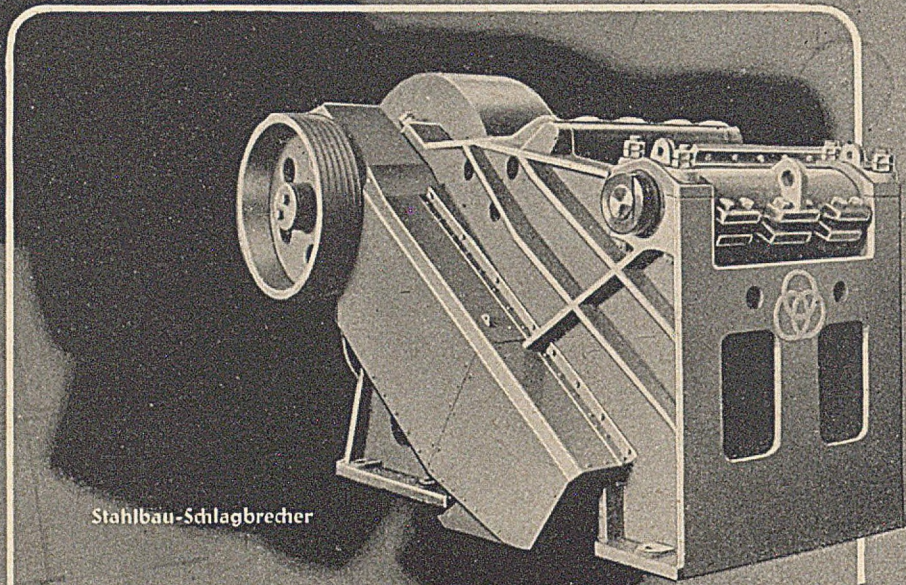
Naßbaggerarbeiten
mittels Saugbagger
am Küstenkanal



Baggerarbeiten in
der 2. Mündung des
Rhein-Herne-Kanals

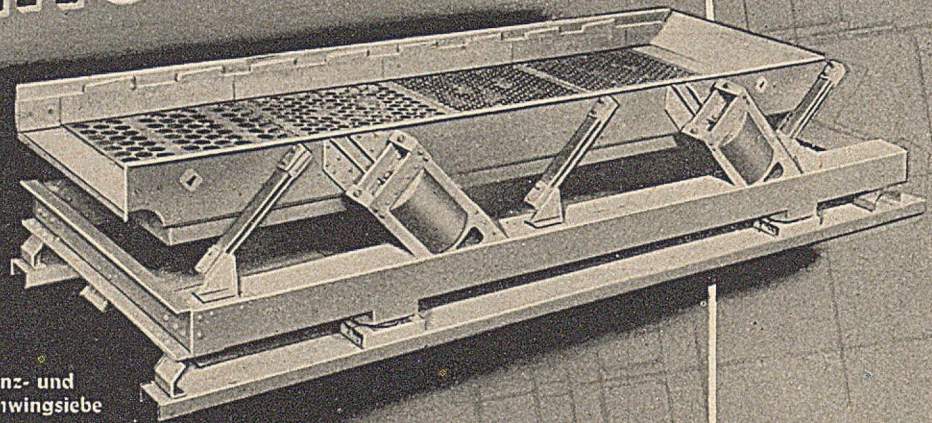


STROM- U. HAFENBAU · NASSBAGGER- U. SPULARBEITEN · DUKERVERLEGUNGEN · KIES- U. SANDBAGGEREIEIN

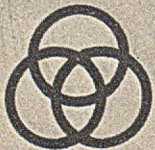


Stahlbau-Schlagbrecher

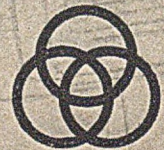
Wir **planen** und **bauen**

Resonanz- und
Kreisschwingsiebe

VOLLSTÄNDIGE
ZERKLEINERUNGS-ANLAGEN
jeder Art und jeden Umfanges
MASCHINEN und EINRICHTUNGEN
für Zement-, Gips-, Kalk-, Schotter- und Tonwerke



Zu Auskünften und Vorschlägen stehen unsere Fach-Ingenieure zur Verfügung



STAHLBAU RHEINHAUSEN

- 6.—12. September 1951 Straßenbautagung in München.
- 11.—12. September 1951 Building Research-Congress in London.
- 11.—14. September 1951 Tagung des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes in Essen.
- 20.—22. September 1951 Hafenbautechnische Tagung in Bremen.



Schwierige Unterfangung eines Seehafen-Getreidesilos.

Von Dr.-Ing. Bernhard Siebert, Berat. Ing. VBI VSI, Hamburg.

Die nachstehend beschriebenen Unterfangungsarbeiten wurden an einem im Hamburger Hafen stehenden Getreidesilo von rd. 10 500 t Fassungsvermögen vorgenommen. Die Grundrißabmessungen des Silos betragen 22,0 m · 42,0 m. Der Silo steht mit der Schmalseite zum Wasser (Bild 1).

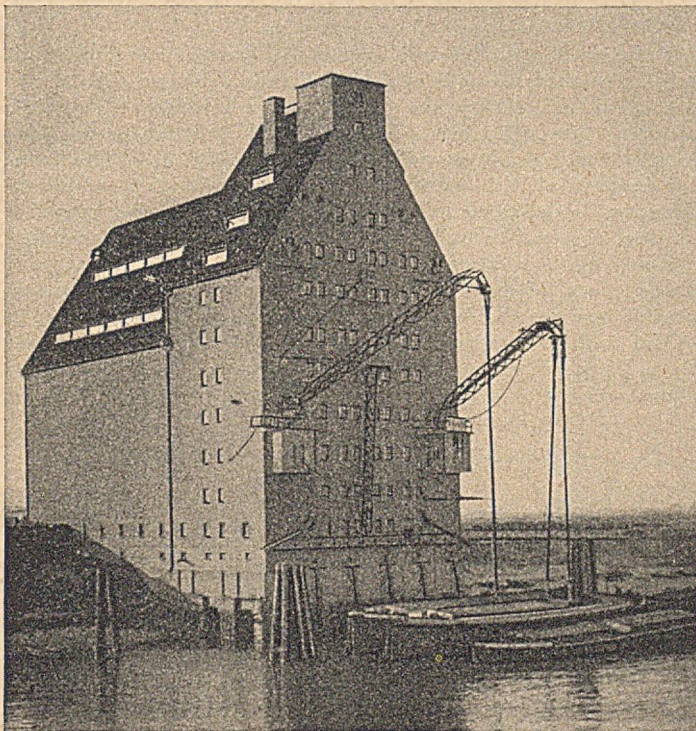


Bild 1.

Das Ufer des dortigen Hafens, der für Seeschiffe befahrbar ist, besteht aus einer Böschung 1 : 3 im unteren Teil und 1 : 2 im oberen Teil. Die Vorderkante des Silos steht rd. 14 m vom Böschungsfuß gerechnet landeinwärts, ragt aber noch auf die Wasseroberfläche hinaus. Da das gesamte Bauwerk entsprechend den dortigen Bodenverhältnissen auf Rammpfählen steht, stehen die vorderen Pfahlreihen noch im freien Wasser (Bild 2).

Das Gebäude ist während des Krieges errichtet worden und hat noch während der Rammarbeiten, wie auch später, die Auswirkungen von schweren Bombeneinschlägen über sich ergehen lassen müssen.

Nach 1945 wurden verschiedene Schäden an sichtbaren Teilen des Stahlbetonpfahlrostes, besonders unter der wassersei-

tigen Giebelwand, festgestellt. Da andererseits das Hafenbecken noch nicht die endgültige Solltiefe aufwies und damit also auch die Böschung die Pfähle höher umschloß, als sie es später nach endgültiger Vertiefung tun wird, ergab sich die Frage, ob man die Vertiefung der Hafensohle ohne zusätzliche Sicherung des Speichers vornehmen könnte. Da man nicht wußte, ob und in welchem Umfange noch weitere Schäden unter der jetzigen Bodenoberfläche sich befinden, die Freilegung jedoch u. U. zu schwerwiegenden Folgen für die Standsicherheit des Silos führen würde, entschloß man sich, zunächst die vorderseitige Wand zu unterfangen.

Die technische Lösung dieser Aufgabe war nicht einfach. Eine Rammung von zusätzlichen Pfählen schied von vornherein aus, aber auch die Rammung einer tiefen, den Vorderteil des Bauwerks umschließenden Spundwand, die, entsprechend verankert, das Bauwerk wie eine Schürze an seinem wasserseitigen Teil hätte umgeben können; denn die maschinellen Einrichtungen der Giebelseite zum Löschen und Beladen der Schiffe sowie auch der nicht zu unterbrechende Schiffahrtsbetrieb ließen diese Lösung nicht zu.

Es verblieb also nur die Möglichkeit, Pfähle oder Brunnen unterhalb des Silos zwischen den vorhandenen Pfählen herunterzubringen und das Gebäude auf die neuen Unterstützungen abzusetzen oder den gesamten Untergrund unter dem Vorderteil des Silos zu versteinern. Diese Lösung mußte jedoch aus Kostengründen und aus verschiedenen technischen Gründen (z. B. Vorhandensein von Kleisichten in der kritischen Tiefenzone) ausscheiden.

So verblieb nur die Unterfangung mit zusätzlichen Pfählen. Von dem Verfasser wurde zunächst ein Entwurf aufgestellt, bei dem die Stellung der zusätzlichen Pfähle weitgehend durch den zur Verfügung stehenden Raum von vornherein begrenzt war: sie konnten nur zwischen den einzelnen vorhandenen Pfahlbündeln angeordnet werden. Die weitere Aufgabe bestand in der rechnermäßigen Überprüfung des Lastflusses aus dem bestehenden Bauwerk und ihrer Überleitung auf die neuen Pfähle. Dabei war von vornherein vorgesehen, daß die fertig eingebrachten Pfähle einer Vorbelastung unterworfen wurden, unter deren Wirkung der Zwischenraum zwischen ihnen und dem vorhandenen Bauwerk auszufüllen war. Die Pfähle waren so lang vorgesehen, daß sie mit Sicherheit in tragfähigen Bodenschichten (Kies) stehen würden, ohne daß die spätere endgültige Austiefung der Hafensohle die Standfestigkeit gefährden

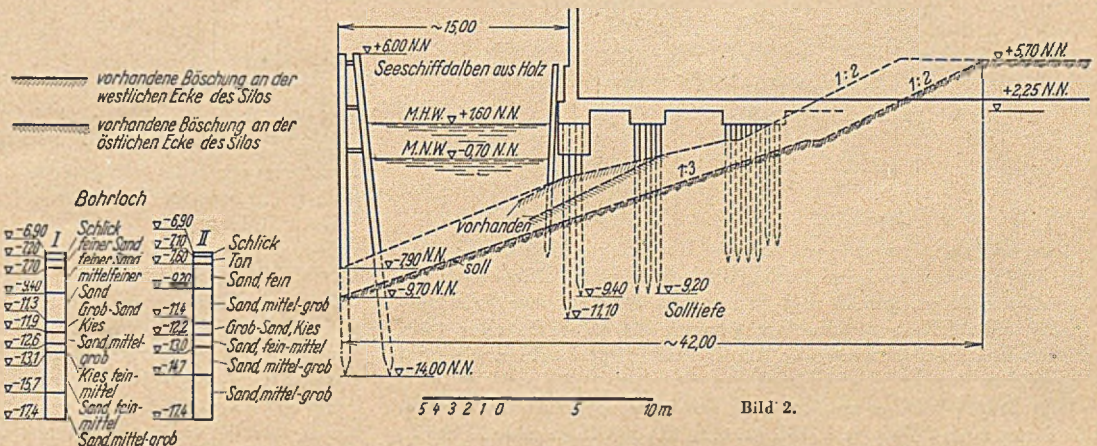
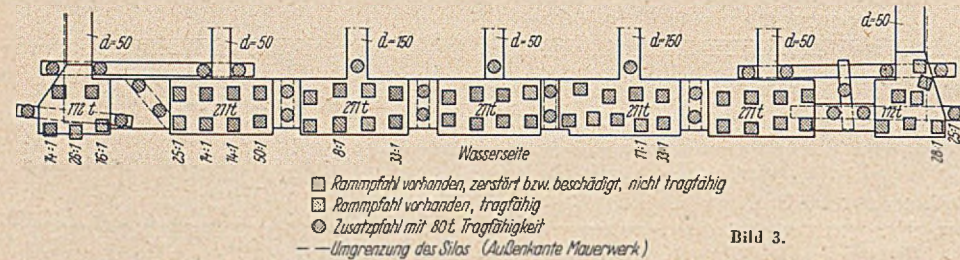


Bild 2.

könnte. Angenommen war eine Mindesttragfähigkeit je Pfahl von 50 bis 55 t. Die Arbeiten mußten als Tidarbeit ausgeführt werden, da die Unterkante des Silos im Bereich des Tidehubs liegt. Die Grundrißanordnung des Entwurfs geht aus Bild 3 hervor.



eingbracht. Davon stehen 17 unmittelbar unter der Giebelwand und die restlichen 10 dicht dahinter. Jeder einzelne Pfahl wurde mit 120 t abgedrückt, so daß schon allein die unmittelbar unter der Giebelwand stehenden 17 Pfähle die hier anfallende Gesamtlast von rd. 2000 t aufnehmen, also die vorhandenen Stahlbetonpfähle völlig entlasten können. Dieser weitgehende Erfolg ist ohne Zweifel dem guten Gelingen des Einbringungsverfahrens zuzuschreiben.

Jeder Preßrohrpfahl besteht bei einer Gesamtlänge von rd. 11,5 m aus einzelnen Schüssen von 1,2 bis 1,5 m Länge; der äußere Durchmesser beträgt 344 mm, die Wanddicke 6 mm.

Bild 3.

Die Arbeit wurde unter einer Anzahl sehr erfahrener und leistungsfähiger Firmen beschränkt ausgeschrieben. Sondervorschläge waren offen gelassen.

Die Ausschreibung ergab drei Vorschläge, die in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht einer näheren Prüfung unterzogen wurden. Ein Vorschlag, der Preßbetonpfähle vorsah, mußte ausscheiden, da die Kellersohle an den betreffenden Stellen durchbrochen werden mußte und das gesamte Kellergeschoß von einer wasserdichten dreilagigen Pappendichtung umhüllt ist, deren Wiederherstellung außerordentlich hohe Kosten und vor allen Dingen eine ständige Gefahr während der Ausführung bedeutet hätte.

Ein weiterer Vorschlag einer anderen Firma sah anstatt 25 Pfähle nur insgesamt 12 Pfähle von entsprechend größerem Durchmesser (47,5 cm) als echte Bohrpfähle vor. Da man mit Hindernissen im Boden rechnen mußte (alte Kappenden der Betonpfähle, u. U. Bombentrümmer usw.), hätte man befürchten müssen, daß der Ausfall eines so erheblichen Lastpunktes und seine Neuordnung bedeutende Schwierigkeiten bereiten würde. Bei der größeren Anzahl von Pfählen mit kleinerem Durchmesser ist man in dieser Hinsicht erheblich beweglicher. Es kam hinzu, daß das Ausbohren des Kernes zwecks Niederbringung dieser großen Pfähle u. U. im Untergrund Entlastungen in der Bodenspannung hervorrufen könnte, die für die vorhandene Pfahlgründung hätte verhängnisvoll werden können, zumal diese offensichtlich mit gewissen Unsicherheiten behaftet war.

Der untere Rohrschuß wurde im Hinblick auf den sandig-kiesigen Boden (große Reibung) mit offenem Querschnitt, also ohne Spitze, abgedrückt. Die Schüsse wurden unter Verwendung von Muffen miteinander verbunden, nachdem das Rohr jeweils um die vorhergehende Rohrschußlänge niedergedrückt war. Hierbei wurden zwei verschiedene Arten dieser Muffenverbindung angewendet. Die zuerst angewandte bestand darin, daß die Muffe auf dem unteren Rohr zur Hälfte übergeschoben und mit diesem an ihrem unteren Rande verschweißt wurde. Diese Arbeit wurde vor Einbau des Schusses in der Werkstatt gemacht.

Der neue Rohrschuß wurde dann in das überstehende Muffenende hineingeschoben, bis Rohrende auf Rohrende lag, und alsdann wiederum der obere Muffenrand mit dem oberen Rohrschuß verschweißt. Da diese letzten Schweißarbeiten an Ort und Stelle infolge des Tidehubs zu Schwierigkeiten und Verzögerungen führten, hat die Firma für die Mehrzahl der Röhre eine andere Verbindung unter Verwendung von Gewinden geschaffen. Die Muffe des unteren Rohres erhielt an ihrer oberen Hälfte ein Außengewinde, das etwa bis zur Hälfte der Muffendicke tief war. Der obere Rohrschuß erhielt ebenfalls eine Muffe von gleicher Höhe, wobei diese ein entsprechendes Innengewinde aufwies. Beide Teile wurden dann aufeinander geschraubt, so daß auch dann wieder die beiden Rohrenden fest aufeinander lagen. Diese Ausbildung ermöglichte das Aufsetzen eines neuen Rohrschusses auch unter Wasser. Ein Nachteil ergab sich lediglich dadurch,

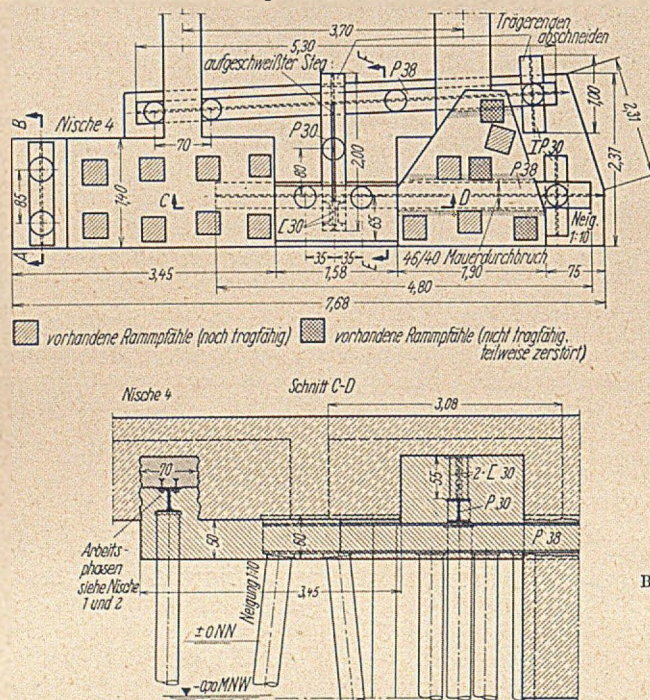
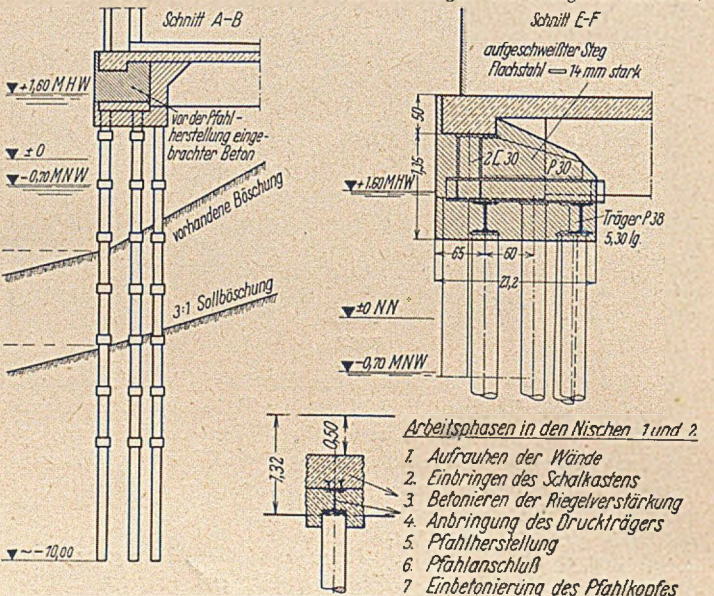


Bild 4.

Zur Ausführung wurde ein anderer Vorschlag gewählt, und zwar der der Firma Frankiphal Baugesellschaft m. b. H., Düsseldorf, die für diesen Zweck gemäß dem hauseigenen Entwurf ihre Preßrohrpfähle anbot. Nach nochmaliger genauer Durchsprache aller technischen Einzelheiten wurde die Arbeit danach im einzelnen wie folgt ausgeführt:

Die Pfähle wurden an den vom Verfasser vorgesehenen Stellen, zu denen noch 2 weitere Pfähle traten, also mit insgesamt 27 Stück,



daß die Muffen, und damit das Gewinde, durch die Schweißung sich etwas verzogen und leicht unrund wurden, so daß der Schraubvorgang z. T. etwas schwerer wurde.

Die Pfähle wurden durch eine hydraulisch betriebene Presse abgedrückt, die als Widerlager die Auflast des Silos benutzte. Da die Unterfläche des Silos keine ebene Fläche darstellt, sondern ein Gebilde von Pfahlwerkköpfen, Hauptunterzügen, Nebenunterzügen und Kellersohlfächen, mußten Hilfskonstruktionen aus I- und Breitflanschträgern eingebracht werden, um den richtigen Lastfluß in die neuen Pfähle zu gewährleisten und zugleich der Presse die erforderliche Gegendruckfläche zu geben. Diese umfangreichen Arbeiten mußten den örtlichen Verhältnissen angepaßt werden (Bild 4 bis 6

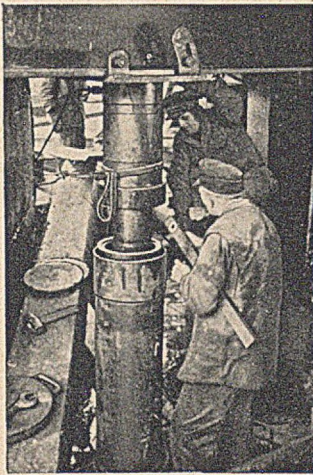


Bild 5.

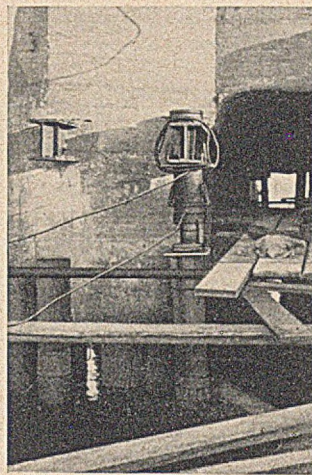


Bild 6.

der westlichen Eckgruppe). Diese Konstruktionen wurden nach Herstellung der Pfähle endgültig einbetoniert bzw. eintorkretiert.

Beim Niederdrücken wurde bis zu 120 t Last aufgebracht. Sofern der Pfahl unter dieser Last nicht mehr eindrang, wurde vorsichtig der im Innern des Rohres zusammengepreßte Boden etwas ausgekernt, um die Innenreibung des Rohres zu vermindern. Dabei wurde mit ständiger Überwachung darauf geachtet, daß die Auskernung keinesfalls tiefer als 1 m oberhalb des unteren Rohrendes vor sich ging. Nach Erreichung der Solltiefe durch das Rohr wurde dieses, unter Belastung von mindestens 1 m Boden im unteren Ende, innen vom Boden befreit und mit Beton verfüllt. Zur Beseitigung des Wassers wurde nach Einbringen und Erhärtung eines unteren Betonpfropfens mit Preßluft gearbeitet, so daß der restliche Beton im Trocknen eingebracht werden konnte. Nach Erhärten des Betons wurde der größte Teil des Zwischenraumes zum Auflagerpunkt, den bislang die Presse einnahm, durch ein entsprechend vorgearbeitetes

ausbetoniertes Rohrpaßstück ausgefüllt unter Verwendung der oben beschriebenen, erstgenannten Muffenverbindung. Es verblieb nunmehr nur noch ein schmaler Schlit zwischen dem fertigen Rohrpfahl und dem Gebäude. Der Pfahl wurde nochmals einer Belastung von 80 t ausgesetzt dadurch, daß 2 Pressen seitlich des Pfahlquerschnittes auf eine am Pfahl angebrachte Schelle wirkten. Unter ihrer Einwirkung wurde der Schlit mit Stahlkeilen ausgefüllt (Bild 7) und der gesamte Kopf einschließlich Stahlkeilen dicht torkretiert.

Diese Arbeiten sind an sämtlichen Pfählen technisch einwandfrei durchgeführt worden, ohne daß sich dabei irgendwelche Schäden an dem Bauwerk gezeigt haben. Der Erfolg ist um so bemerkenswerter, als die Arbeiten in eine sehr ungünstige Witterung hineinkamen mit z. T. starkem Frost, der diese Tidearbeit durch Vereisung der Baustelle ganz erheblich erschwerte. Es kam hinzu, daß auch häufig auf den Lös- und Ladebetrieb von Fluß- und Seeschiffen Rücksicht genommen werden mußte, z. B. durch Verlegen des Maschinen- und Geräteprahms, der die Preßluft und den Strom für elektrische Beleuchtung, Schweißen usw. hergab. Nur der hohen Pflichtauffassung der ausführenden Firma, ihrer leitenden Ingenieure und ihrer Arbeiter ist das gute Gelingen unter diesen schwierigen Umständen zu danken.

Die Restarbeiten bestanden in dem Ausfüllen der noch verbliebenen Hohlräume über und neben den einzelnen Hilfstraggliedern, die in zweckmäßig gestalteter Stahlbetonbauweise vorgenommen wurden, wobei die Köpfe der neuen Rohrpreßpfähle mindestens 10 cm tief in den Stahlbeton einzubinden waren.

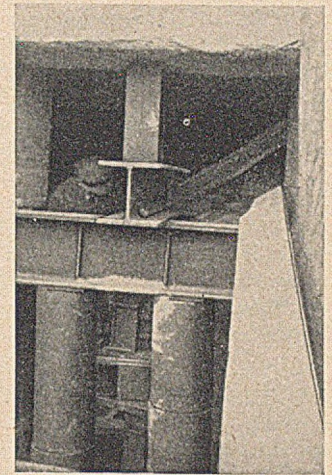


Bild 7.

Wiederherstellung und Verlängerung der Ablaufbahn bei List auf Sylt.

Von Bau-Ingenieur Erdmann Scheibe, Westerland.

Bei der Wiederherstellung und Verlängerung der Ablaufbahn in List auf Sylt, die in der Zeit von Mitte Oktober 1949 bis Mitte Januar 1950 durchgeführt wurde, handelt es sich um eine der interessantesten und schwierigsten Wasserbauarbeiten nach dem Kriege im Tidegebiet der Nordsee (Bild 1). Es galt, diese Arbeit in aller-

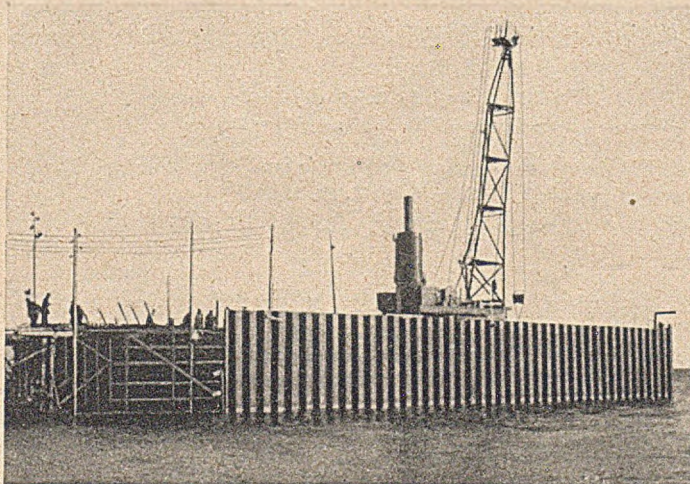


Bild 1. Rammarbeiten bei Ablaufbahn in List.

kürzester Frist unter den ungünstigsten Witterungsverhältnissen im Winter fertigzustellen. Die Bauleitung lag in den Händen des Landesneubauamtes I Schleswig, Bauleitung Westerland. Die Gesamtausführung sämtlicher Arbeiten oblag der Firma Max Giese Stahlbetonbau G. m. b. H., Zweigniederlassung Westerland.

Zum allgemeinen Verständnis der Arbeiten muß zunächst einiges über die vorhandene alte Ablaufbahn gesagt werden. Diese liegt auf

der Ostseite der Insel Sylt etwa 100 m nördlich des Lister Hafens und erstreckt sich vom Lande aus in östlicher Richtung in das Wattenmeer. Sie hat eine Breite von 15,5 m und eine Länge von 111,50 m bei einem Gefälle von 1 : 20,5. Erbaut wurde diese Bahn bereits im ersten Weltkrieg 1914/18. Genaue Unterlagen über die Bauart und Ausführung waren nicht mehr zu beschaffen. Es konnte lediglich an Ort und Stelle festgestellt werden, daß die Ablaufbahn links und rechts durch je eine Stahlspundwand eingefast ist. An der seeseitigen Stirnseite dagegen war bei Ebbe nur eine alte Holzspundwand zu sehen. Es wurde jedoch als sicher angenommen, daß sich hinter dieser ebenfalls eine Stahlspundwand befand, zumal die alte Ablaufbahn mehrere Querspundwände auf die ganze Länge verteilt aufweist. Die Annahme der Stahlspundwand an der Stirnseite der Bahn erwies sich jedoch bei der späteren Bauausführung als falsch.

Die Decke der alten Bahn bestand aus etwa 30 bis 40 cm starkem Beton. Die Seiten der Bahn waren mit einer Steinpackung gesichert, deren Fuß durch eine Pfahlwand gehalten wurde.

Die Betondecke wies besonders in der unteren Hälfte, dem bei Flut überspülten Teil, erhebliche Schäden auf. Es handelte sich hierbei um rd. 550 m², die von etwa 10 cm bis zur vollen Deckenstärke durch die See zerstört waren. In früheren Jahren waren hieran schon mehrmals Reparaturen vorgenommen worden. Einmal geschah dies durch Einbau einer Klinkerschicht, zum anderen durch Ausfüllung mit Beton. Jedoch auch diese Ausbesserungen waren zum Teil schon wieder stark beschädigt, was auf die geringe Stärke der Klinkerschicht bzw. des eingebrachten Betons zurückzuführen sein dürfte.

Um die Ablaufbahn wieder benutzen zu können, war einmal die Instandsetzung der Decke der alten Ablaufbahn erforderlich, zum anderen mußte die Bahn um 34,0 m mit einem Gefälle von 1 : 22,5 verlängert werden, da nunmehr für die aufzuschleppenden Boote am Ende der Ablaufbahn ein Tiefgang von mindestens 3,20 m bei M. H. W. gefordert wurde, während die alte Ablaufbahn nur 1,50 m hatte.

Die Instandsetzungsarbeiten an der alten Ablaufbahn wurden aus Gründen der Wirtschaftlichkeit ohne Wasserhaltung durchgeführt. Fast die gesamte auszubessernde Fläche wurde bei Flut zwar vom Wasser überspült, während der Ebbe aber für kurze Zeit von diesem freigegeben. Diese Zeit mußte daher für die Ausbesserungsarbeiten ausgenutzt werden. Die beschädigten Stellen wurden genügend stark, an den Anschlußstellen mindestens 10 cm, mittels Preßlufthammer ausgestemmt und von allen losen und lockeren Teilen gesäubert. Für das Ausbetonieren konnte infolge der kurzen zur Verfügung stehenden Zeit kein normal abbindender und erhärtender Beton verwendet werden. Seitens der Bauleitung war ein Beton mit einem Zementzusatz von 400 kg Hochofenzement/m³ Fertigbeton und gewaschenen Zuschlagstoffen in der Zusammensetzung

| | | | |
|--------|-----|------------|-------|
| 33 0/0 | 0—3 | 20 0/0 | 7—15 |
| 20 0/0 | 3—7 | und 27 0/0 | 15—30 |

gefordert. Diesem Beton mußte nun noch ein Zusatzmittel beigelegt werden, das eine äußerst kurze Abbinde- und Erhärtungszeit gewährleistet, ohne die Festigkeit des Betons zu beeinträchtigen. Auf Grund umfangreicher Vorversuche ergab sich, daß alle handelsüblichen Schnellerhärtungsmittel in der Verbindung mit Hochofenzement ihre Wirkung verlieren. Eisenportlandzement zeigte jedoch in der Zusammensetzung mit „Sika“ noch gut brauchbare Ergebnisse. „Sika“ wurde als Anmachflüssigkeit in einer Verdünnung 1:1 zugesetzt. Eine Beeinträchtigung der Betonfestigkeit trat nicht ein. Sämtliche Probewürfel zeigten nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit zwischen 400 und 500 kg/cm².

Schwierigkeiten beim Betonieren ergaben sich jedoch durch die Winterstürme. Durch diese wurde das letzte Ende der alten Ablaufbahn nur ganz selten und dann auch nur für kürzeste Zeit vom

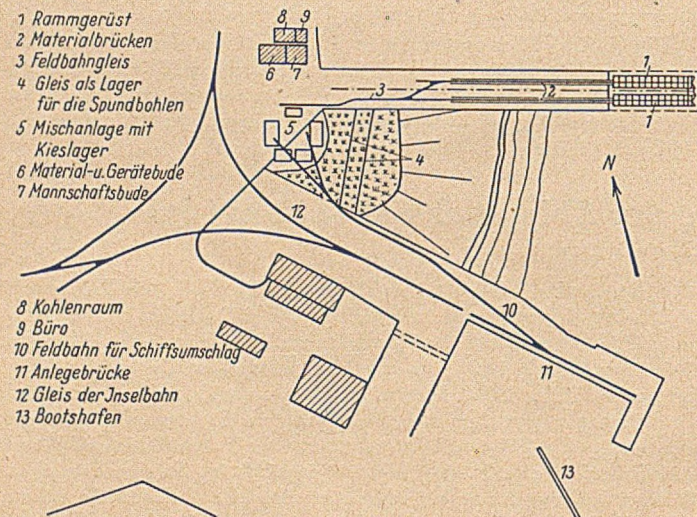


Bild 2. Lageplan und Baustelleneinrichtung.

Wasser frei. Diese Flächen konnten daher nur unter Zusatz von unverdünntem „Sika“ betoniert werden.

Ehe nun auf den Bau der Verlängerung der Ablaufbahn eingegangen wird, ist es erforderlich, einiges über die Baustelleneinrichtung zu sagen (Bild 2).

Sämtliche Baustoffe wurden auf dem Wasserwege herangeschafft. Gelöscht wurden diese an der Mole des Lister Hafens. Hierzu diente zum Teil schiffseigenes Ladegerüst, zum anderen Teil ein fahrbarer, gummibereifter Kran mit einer Tragkraft von 5 t. Es handelt sich um einen äußerst beweglichen Kran, der sich besonders beim Löschen der Stahlspondhohlen bewährt hat. Die Anfuhr zur Baustelle erfolgte auf Feldbahnschienen im Lorenbetrieb. Die Mischanlage war am Beginn der Ablaufbahn an der Landseite aufgebaut. Von hier zur Verwendungsstelle führen ebenfalls Loren über zwei Baubrücken im kontinuierlichen Betrieb.

Die Ramm- und Wasserhaltungsgeräte werden im nachfolgenden Abschnitt über die Verlängerung der Ablaufbahn behandelt.

Der Bau der Verlängerung der Ablaufbahn konnte nur in einer geschlossenen Baugrube unter Wasserhaltung ausgeführt werden. Als Baugrubeneinfassung wurden Stahlspondwände Larsen Profil II-neu mit einer Länge von 9 bis 10 m gewählt (Bild 3). Diese wurden 3,50 bis 4,00 m tief in den Grund gerammt, so daß Ober-

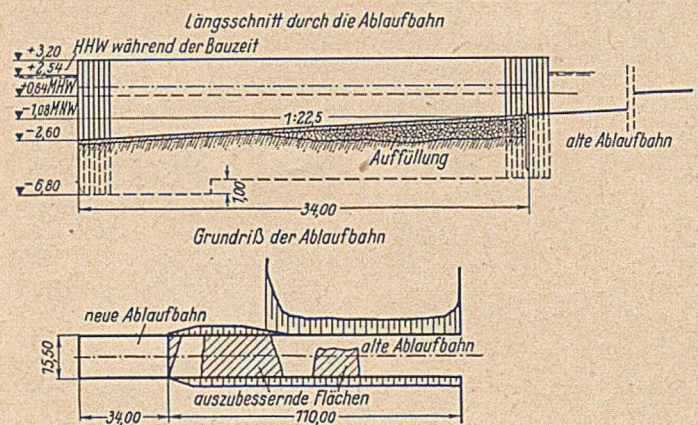


Bild 3. Längsschnitt und Grundriß der Ablaufbahn.

kante Spundwand noch 2,90 m über M. H. W. lag. Diese Sicherheitsmaßnahme erschien zunächst etwas reichlich, erwies sich jedoch bei der Ausführung als notwendig, da das Hochwasser infolge der Winterstürme erheblich über M. H. W. anstieg. Die Spundwände und die Aussteifung wurden nach Blum¹⁾ berechnet, und zwar (unter

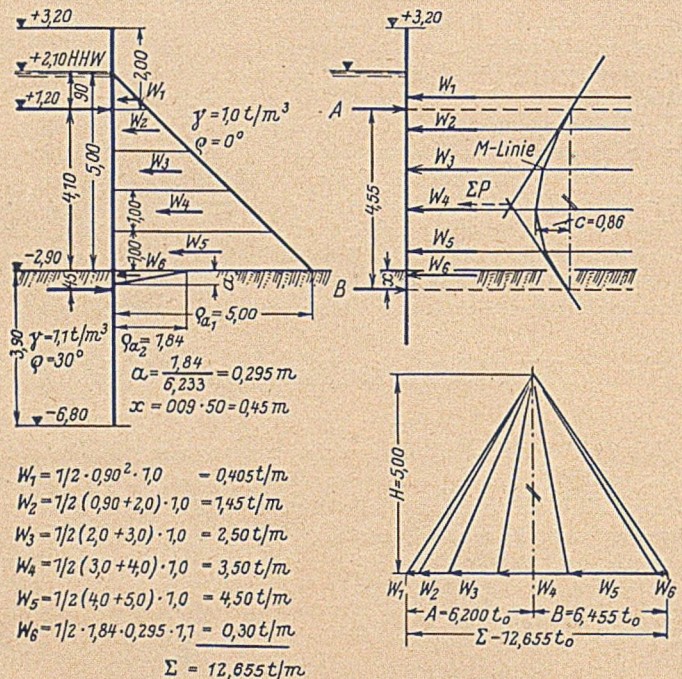


Bild 4. Statistische Berechnung der Spundwand.

Vorhanden: Larsen-Spundwand Profil II neu, $W_x = 1100 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{86000}{1100} = 782 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{zul}} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Rammtiefe unterhalb der Sohle (nach Gl. 30, S. 86)

$$t = 1,6 \cdot 0,295 - 0,6 \cdot 0,45 + 1,2 \sqrt{\frac{6 \cdot 6,455}{6,233}}$$

$$t_{\text{erf}} = 3,20 \text{ m}$$

gew. t (an der Seeseite u. je rd. 10 m an den beiden Längswänden) = 3,90 m (Unterkante Spundwand auf - 6,80 m).

Ausnutzung des Erdwiderstandes) mit Biegelinie und Ersatzbalken (Bild 4). Für die Aussteifung selbst wurden fast überwiegend Normalprofil-Träger verwendet, da Breitflächenträger nicht schnell genug zu beschaffen waren. Infolge des geringen Trägheitsmomentes dieser Träger in der y -Achse wurde es erforderlich, die Stützweite in dieser Richtung durch Einbau von Holzsteifen zu verringern (Bild 5 u. 6).

Gegen die Einfassung der Baugrube nur mit einfacher Spundwand wurden vor Beginn der Arbeiten von verschiedener Seite Bedenken geäußert, da man annahm, daß die Spundwand infolge des Tidewechsels nicht ausreichend gedichtet werden könnte, und wegen der ungenügenden Kenntnis des Baugrundes für die Standsicherheit der

¹⁾ Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, Bd. II, 4. Aufl., S. 81 ff. Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn sowie Blum, Spannungsverhältnisse bei Bohlwerken, Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

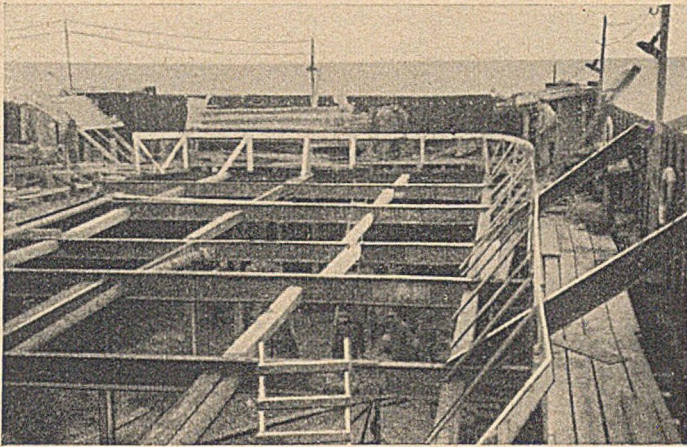


Bild 5. Blick in die Baugrube mit Aussteifung.

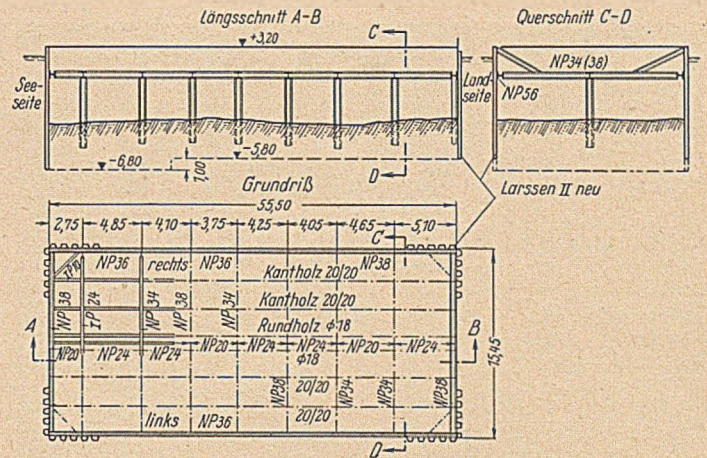


Bild 6. Baugrubenaussteifung.

Spundwände fürchtete, insbesondere, da bei einer im Jahre 1940 ebenfalls in List begonnenen, jedoch nicht fertiggestellten Ablaufbahn mit einem Fangedamm gearbeitet wurde. Die Kosten eines solchen Fangedamms hätten jedoch in keinem Verhältnis zu denen des Bauwerkes gestanden; außerdem durfte auch auf Grund von Erfahrungen, die die Firma Giese bei der Rammung von Holzpfählen im Hafen von List anlässlich von Ausbesserungsarbeiten im Sommer 1949 sammelte, angenommen werden, daß der Baugrund genügend standfest ist. Der spätere Bauverlauf bestätigte diese Annahme.

Als Auffüllung und Unterbau für die Verlängerung wurden Betonbrocken aus dem Aufbruch von Betonstraßen eingebaut und mit Sand eingeschlemmt und darauf eine 10 cm starke Kiesausgleichsschicht aufgebracht. Die eigentliche Decke der Bahn wurde aus 30 cm starkem Beton hergestellt mit den gleichen Zuschlagstoffen wie bei den Ausbesserungsarbeiten der alten Bahn, jedoch diesmal mit 400 kg Hochofenzement ohne Zusatzmittel. Nach Einbringen der Decke wurden die Stahlspundwände unter Wasser in Höhe Oberkante Beton abgeschnitten, so daß der untere Teil als Einfassung der neuen Ablaufbahn stehen blieb.

Die Spundwände wurden mit einer Rohrgerüst-Universal-Dampframme MR 27 von einem Rammgerüst aus gerammt (Bild 7). Die Ramme wurde an Land aufgebaut und über Holzpallungen über die alte Ablaufbahn zur Baugrube gebracht. Da jedoch zu dieser Zeit stürmische Westwinde vorherrschten, lief das Wasser bei Ebbe nicht weit genug ab, so daß die Pallung nicht ganz bis an die Baugrube vorgetrieben werden konnte. Aus diesem Grunde wurde es erforderlich, für die letzte Strecke von etwa 15 m Gerüstpfähle in die alte Ablaufbahn nach vorherigem Aufbruch des Betons zu rammen. Das Rammgerüst selbst bestand aus 32 Jochen in 2,40 m Abstand mit je 2 Holzpfählen ϕ 30 — 35 und 8,00 bis 9,00 m Länge in 4,00 m seitlichem Abstand. Die Joche wurden nach allen Seiten durch Zangen und Schwerter gesichert. Zur Übertragung der Radlasten in der Längsrichtung waren infolge des hohen Gewichtes der Ramme (35 t) je zwei I 30 erforderlich. Oberkante Rammgerüst lag etwa 1,00 m unter Oberkante Spundwand (Bild 8). Das Rammen selbst wurde

durch die ungemein ungünstigen Witterungsverhältnisse, insbesondere durch den starken Sturm (teilweise Windstärke 8 bis 10), außerordentlich behindert, so daß der kurze Fertigstellungstermin nur durch Mehrarbeit und Einlegen einer Nachtschicht gehalten werden

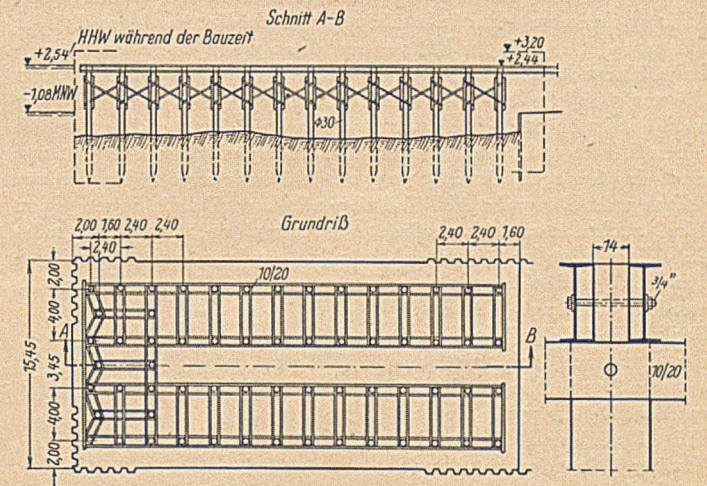


Bild 8. Rammgerüst.

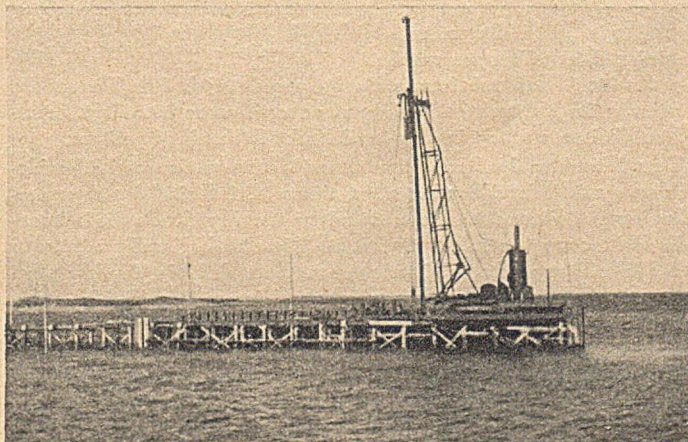


Bild 7. Auf Gerüst Ramme MR 27.
Bauart: Menck & Hambroek. Bärgegewicht 4000 kg; Nutzhöhe 14 m.

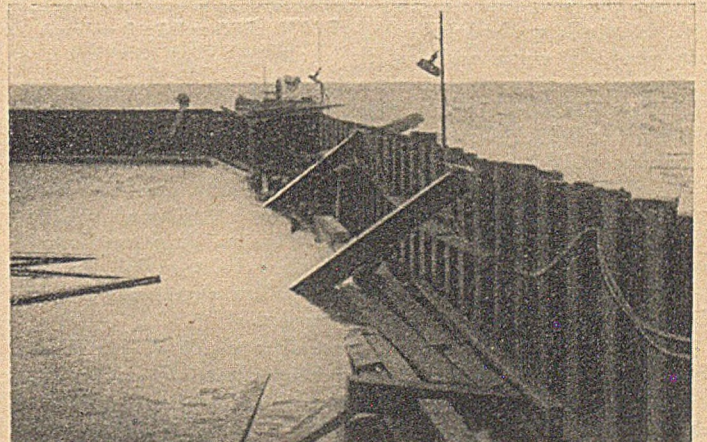


Bild 9. Noch nicht völlig geschlossene Baugrube bei Hochwasser.

konnte (Bild 9). Es gelang tatsächlich, die 83,5 lfd. m Spundwand der Seitenwände und der seeseitigen Stirnwand einschl. des Rammgerüsts in nur 20 Tagen zu rammen.

Für die landseitige Öffnung der Baugrube war ursprünglich keine Spundwand vorgesehen, sondern diese Öffnung wurde mit einer 20 cm starken Stahlbetonwand, die billiger war, geschlossen.

Für die Wasserhaltung waren zunächst 3 Pumpen mit einer Leistung von insgesamt 800 m³/h eingesetzt. Nach dem ersten Pumpversuch zeigte sich jedoch, daß diese Pumpen nicht in der Lage waren, die Baugrube nennenswert zu entleeren. Auch nach dem zusätzlichen Einsatz von 3 weiteren Pumpen gelang es nicht, die Baugrube ganz

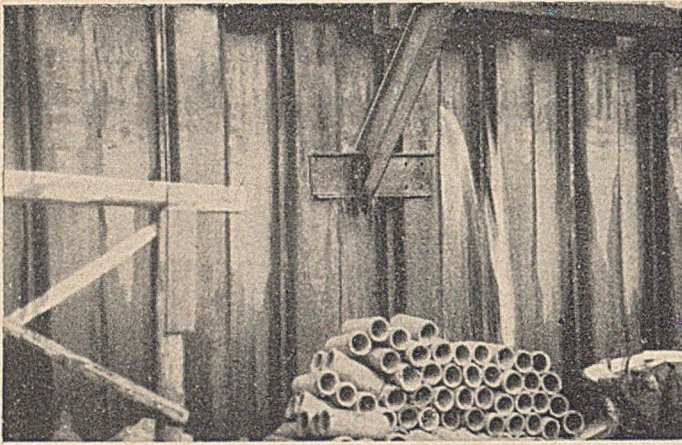


Bild 10. Undichte Spundwand.



Bild 11. Quellen im Baugrund nach dem Abspumpen.

zu entleeren. Da der Wasserspiegel in der Grube aber doch um etwa einen Meter abgesenkt werden konnte, war nunmehr festzustellen, daß Wasser in sehr starkem Strom an der Landseite unter der alten Ablaufbahn hindurch in die Baugrube drang. Sofort eingesetzte Taucher stellten fest, daß die seitlichen Spundwände der alten Ablaufbahn an ihrem unteren Ende sehr stark beschädigt waren, so daß das Wasser dort eindringen konnte und dann unter der alten Ablaufbahn hindurch in die Baugrube strömte. Diese Tatsache widerlegte die ursprüngliche Annahme, daß die Stirnseite der alten Ablaufbahn noch durch eine stählerne Querspundwand gesichert sei. Der Versuch einer Dichtung mit Unterwasserbeton gelang nicht, so daß jetzt nur noch das Schlagen einer Querspundwand auch an der landseitigen Öffnung der Baugrube Abhilfe bringen konnte. Da die Spundhohlen hierfür schnellstens herangeführt werden mußten, war es nicht möglich, diese in voller Länge zu beschaffen, sondern es mußte auf vorhandene Spundhohlen mit einer Länge von nur 5,60 m zurückgegriffen werden, die durch Verschweißen von je 2 Stück jeweils nach dem Rammen der unteren Teilhohle auf volle Länge gebracht wurden. Da die große Ramme MR 27 noch zum Ziehen der Gerüstpfähle eingesetzt war, wurde zum Rammen der Querspundwand noch eine zweite kleinere Ramme mit einem Dieselmotoren herangeführt.

Die Gerüstpfähle wurden unter Zuhilfenahme eines Spülgerätes gezogen. Hierbei zeigte sich, daß im Grund teilweise ein Bohlenbelag, der von Sand überdeckt war, vorhanden sein mußte; denn die Spülzange ließ sich zwischen den Bohlen nur durch einen Taucher einführen.

Nach Fertigstellung der landseitigen Querspundwand ergab sich, daß die Baugrube bei Einsatz von 3 Pumpen mühelos

entleert werden konnte. Nunmehr kam auch der Bohlenbelag zum Vorschein, der sich über die untere Hälfte der ganzen Baugrube ausdehnte. Der Belag hatte einen außerordentlich starken Unterbau von Schwellen und Längsholmen. Anscheinend handelt es sich dabei um eine frühere Verlängerung der Ablaufbahn in Holz. Der Belag selbst war fast vollkommen vom Bohrwurm zerstört, während sich der Unterbau, Kanthölzer 16/28, noch in verhältnismäßig gutem Zustand befand. Der ganze Bauteil war sehr stark verholzt, so daß der Ausbau große Mühe bereitete. Die Bolzen mußten abgebrannt und das Holz mittels Flaschenzügen gehoben werden.

Gleichzeitig mit dem Ausbau des Holzes wurde in der oberen Hälfte der Baugrube die Auffüllung eingebracht.

Die Spundwände ließen zunächst verhältnismäßig viel Wasser durch, jedoch durch Einbringen von Holzleisten in die Schlösser und Vorschütten von Schlacke an der Außenseite ließ sich die Wasser-

durchlässigkeit auf ein erträgliches Maß vermindern (Bild 10). Lediglich im Bereich des Wechsels von Ebbe und Flut machte die Dichtung einige Schwierigkeiten, da sich die Schlacke bei Ebbe löste und daher bei Flut immer wieder neue Schlacke vorgeschüttet werden mußte.

Der Baugrund erschien zunächst vollkommen dicht, doch schon an dem der ersten Abspumpung folgenden Tage zeigten sich plötzlich einige kleine, etwa daumenstarke Quellen. Eine sofortige Abdichtung mit Sandsäcken blieb ohne Erfolg. Die Quellen nahmen an Größe und Zahl immer mehr zu (Bild 11). Nun konnte nur der schnellste Einbau einer Drainage Abhilfe bringen. Es wurden Rohre von ϕ 10 bis 30 cm in grober Kiesbettung verlegt und dann sofort die Kiesausgleichsschicht aufgebracht. Auf diese Weise gelang es, des Wassers Herr zu werden, obwohl der Wasserdrang teilweise so stark war, daß die 30 cm Rohre volliefen. Das Wasser wurde zu der seeseitigen Stirnwand hin abgeleitet, wo die Pumpen aufgestellt waren (Bild 12). Bei den Pumpen haben sich in Leistung und Zuverlässigkeit die von der Firma Max Giese selbstgebauten Rotor-Pumpen besonders bewährt.

Betoniert wurde in zwei Längsabschnitten durch die ganze Baugrube, von der Seeseite angefangen, damit der fertige Beton nicht mehr betreten zu werden brauchte. Längs der Spundwände wurde ein etwa 50 cm breiter Streifen vorläufig freigelassen, damit das durch die Spundwände dringende Wasser in die Drainage absichern konnte. Diese Streifen wurden dann zum Schluß mit „Sika“-Beton geschlossen. Die Pumpensümpfe wurden ebenfalls bis auf den letzten mit „Sika“-Beton ausbetoniert. Dieser Pumpensumpf

für die bis Schluß arbeitende Pumpe wurde nach dem Fluten der Baugrube im Kontraktor-Verfahren unter Wasser betoniert. Sämtliche Arbeiten wurden in Tag- und Nachtschicht durchgeführt.

Zum Schneiden der Spundwand unter Wasser waren zwei Schneidkolonnen mit je zwei Tauchern und einem „Griesheim“-Unterwasserschneidgerät eingesetzt. Diese Arbeiten wurden durch die winterliche Witterung besonders erschwert. Die Taucher mußten infolge der Kälte öfter wechseln. Man kann rechnen, daß ein Taucher etwa 4 Stunden unter Wasser bleiben konnte. Eine weitere Behinderung trat durch den starken Seegang ein. Die Taucher konnten sich nur sehr schwer auf dem Grund halten, und der Brenner wurde des öfteren von der Wand gerissen, so daß eine Minderleistung und ein Mehrverbrauch an Sauerstoff und Benzin von etwa 50% auftrat. Im Durchschnitt kann mit einer stündlichen Leistung von 1,0 m laufende Wand für einen Taucher unter Wasser gerechnet werden.

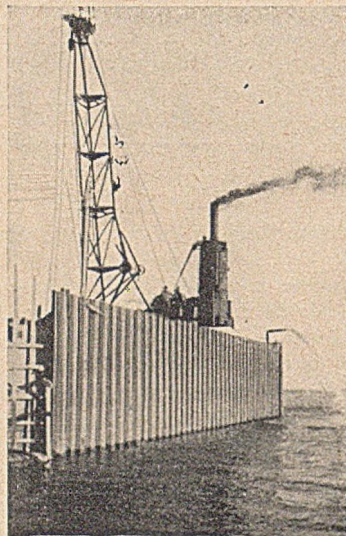
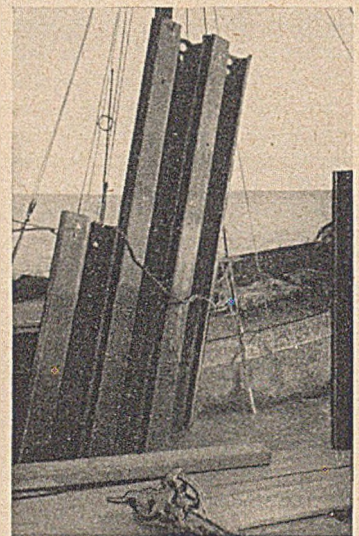
Bild 12. Blick auf die Spundwand.
Rotorpumpe in Tätigkeit.

Bild 13. Tonnenleger beim Hochnehmen der abgeschnittenen Spundwände.

Der Arbeitsgang beim Unterwasserschnitt war folgender: Abschnitten der Spundbohlen unter Wasser unmittelbar über dem Beton, in jeder 3. Doppelbohle ein senkrechter Trennschnitt, der bei Ebbe über Wasser so weit als möglich nach unten geführt wurde, damit nur ein kleiner Rest unter Wasser geschnitten werden mußte. Die einzelnen Spundwandstücke, die nunmehr ein Gewicht von etwa 3 t hatten, wurden von einem Tonnenleger gehalten und auch von diesem an Land geschafft (Bild 13).

Um eine Beschädigung der aufzuschleppenden Boote durch die Kante der abgeschnittenen Spundwand zu vermeiden, wurden an dieser entlang Reibhölzer aus Eiche 10/20 cm stark flach auf dem Beton angebracht und mittels in den Beton einbetonierter Bolzen

gehalten. Die Hölzer wurden gleich nach dem Betonieren aufgepaßt, dann wieder abgenommen, um den Unterwasserschnitt der Spundwände nicht zu behindern. Nach Beendigung des Unterwasserschnittes wurden sie durch Taucher wieder befestigt.

Für die Ausführung der Arbeiten waren ursprünglich 60 Arbeitstage zugebilligt worden. Durch die zusätzlichen Arbeiten, wie Schlagen der Joche durch die alte Ablaufbahn, Rammen der landseitigen Querspundwand, Ausbau der Holzbauteile und Einbau einer Drainage, ergab sich eine Erhöhung der zur Verfügung stehenden Arbeitstage auf 90.

Die tatsächliche Arbeitszeit betrug jedoch nach Abzug der aus gesprochenen Sturmstage nur 67 Arbeitstage.

Der Übergangsbogen im Straßenbau¹⁾.

(Anwendungsbeispiele).

Von Dipl.-Ing. Günter Krebs, Berlin.

Im ersten Teil dieses Aufsatzes war gezeigt worden, daß sich die erforderliche Länge des Übergangsbogens sowohl aus der Fahrgeschwindigkeit wie aus dem Radius des Hauptbogens errechnen läßt. Es waren hierzu Tabellenwerte entwickelt worden, die eine schnelle und übersichtliche Berechnung ermöglichen. Es war:

$$L = v \cdot \frac{g}{k} \left\{ f \cdot \frac{\sqrt{1+q_L^2}}{1-fq_L} + \frac{q_d}{\sqrt{1+q_d^2}} \right\} = T_1 \cdot v \dots \dots \dots (1)$$

$$L = \sqrt{R} \frac{\sqrt{g^2}}{k} \sqrt{\frac{f+q_L}{(1-fq_L)(1+q_L^2)}} \left\{ \frac{f+q_L}{1-fq_L} - q_L + q_d \sqrt{\frac{1+q_L^2}{1+q_d^2}} \right\} = T_2 \cdot \sqrt{R} \dots \dots \dots (2)$$

Hierin ist, wie sich durch Division leicht zeigen läßt:

$$\frac{T_2}{T_1} = \frac{v}{\sqrt{R}} = \sqrt{g} \cdot \sqrt{\frac{f+q_L}{1-fq_L}} \text{ (unabhängig von } q_d \text{!)}.$$

Das Quadrat dieses Ausdrucks stellt die Zentrifugalbeschleunigung dar.

Die Bedeutung der Buchstaben war:

- v = Geschwindigkeit in m/s
- R = Radius des Hauptbogens
- g = Erdbeschleunigung
- k = zulässiger Querruck = 0,4 m/s³
- f = Querreibungswert
- q_L = Querneigung im Hauptbogen
- q_d = Querneigung am Anfang des Ü. B.
- L = Übergangsbogenlänge.

Die Tabellenwerte T_1 und T_2 wurden für $f = 0,05 \dots 0,1 \dots 0,4$, für $q_L = 0\%, 2\% \dots 12\%$ und für $q_d = -3\% \dots -2\% \dots +3\%$ berechnet. Für die folgenden Berechnungsbeispiele möge nachfolgende, auszugswise Wiedergabe der Werte für $q_d = 2\%$ dienen²⁾.

1. Beispiel: Grundfall.

Es sei für den einfachsten Fall eines Hauptbogens von großem Zentriwinkel ohne Geländebeschränkung der Ü. B. zum Anschluß an die beiderseits anschließende gerade Strecke zu berechnen. Die Ausbaugeschwindigkeit sei mit 80 km/h (= 22,22 m/s) vorgeschrieben, mit Geschwindigkeiten von 100 km/h (= 27,79 m/s) kann in diesem Streckenabschnitt jedoch gerechnet werden. Der Reibungskoeffizient der nassen Straßendecke sei durch Versuche mit 0,3 festgestellt. Wenn hiervon die Hälfte für die Querreibung zugelassen wird, geht man bei vorläufiger Vernachlässigung der günstig wirkenden Querneigung q_L ausreichend sicher.

Es wird: $R_{\text{erf}} \geq \frac{v^2}{g \cdot f} = \frac{22,22^2}{9,81 \cdot 0,15} = 336 \text{ m}$,
gewählt $R_{\text{min}} = 350 \text{ m}$; $q_L = 4\%$; $q_d = 2\%$ (gegeben).

Es ist festzustellen, welcher Reibungswert im Hauptbogen bei der Höchstgeschwindigkeit in Anspruch genommen wird, denn für dieses oder größeres f ist der Übergangsbogen zu berechnen.

$$f_L \geq \frac{v_{\text{max}}^2}{R \cdot g} = \frac{27,79^2}{350 \cdot 9,81} = 0,225. \text{ Gewählt: } f = 0,3.$$

Man hätte auch bilden können: $v/\sqrt{R} = 27,79/\sqrt{350} = 1,485 = T_2/T_1$. In den Zeilen $q_L = 4\%$ findet man den nächstgrößeren Wert für T_2/T_1 unter $f_L = 0,02$, wobei nun schon der günstige Einfluß der Querneigung berücksichtigt ist. Dies ist der Mindestwert von f für die Berechnung des Ü. B., den wir möglichst überschreiten müssen.

Die bisherigen Rechnungen sind für das ganze Baulos nur einmal erforderlich, da sie nur der Ermittlung der Grenzwerte dienen. Wir wollen den Ü. B. für den oben festgestellten minimalen Kreisradius $R = 350 \text{ m}$ berechnen.

Tabellenwerte.

| q_L | T | $f = 0,10$ | | $f = 0,15$ | | $f = 0,20$ | |
|-------|-------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| | | Werte | T_2/T_1 | Werte | T_2/T_1 | Werte | T_2/T_1 |
| 0 | T_1 | 2,943 | 0,991 | 4,169 | 1,214 | 5,395 | 1,401 |
| | T_2 | 2,917 | | 5,060 | | 7,557 | |
| 2 | T_1 | 2,948 | 1,086 | 4,181 | 1,294 | 5,416 | 1,473 |
| | T_2 | 3,201 | | 5,408 | | 7,975 | |
| 4 | T_1 | 2,954 | 1,174 | 4,194 | 1,370 | 5,439 | 1,541 |
| | T_2 | 3,468 | | 5,744 | | 8,378 | |
| 6 | T_1 | 2,962 | 1,256 | 4,209 | 1,443 | 5,464 | 1,607 |
| | T_2 | 3,721 | | 6,072 | | 8,783 | |
| 8 | T_1 | 2,970 | 1,335 | 4,226 | 1,512 | 5,491 | 1,672 |
| | T_2 | 3,960 | | 6,384 | | 9,180 | |
| 10 | T_1 | 2,980 | 1,408 | 4,244 | 1,579 | 5,520 | 1,734 |
| | T_2 | 4,197 | | 6,702 | | 9,570 | |
| 12 | T_1 | 2,990 | 1,479 | 4,263 | 1,642 | 5,552 | 1,794 |
| | T_2 | 4,421 | | 7,000 | | 9,955 | |

| q_L | T | $f = 0,25$ | | $f = 0,30$ | | $f = 0,40$ | |
|-------|-------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| | | Werte | T_2/T_1 | Werte | T_2/T_1 | Werte | T_2/T_1 |
| 0 | T_1 | 6,621 | 1,566 | 7,848 | 1,715 | 10,300 | 1,981 |
| | T_2 | 10,365 | | 13,47 | | 20,41 | |
| 2 | T_1 | 6,653 | 1,632 | 7,893 | 1,776 | 10,381 | 2,038 |
| | T_2 | 10,850 | | 14,01 | | 21,16 | |
| 4 | T_1 | 6,688 | 1,696 | 7,943 | 1,836 | 10,468 | 2,094 |
| | T_2 | 11,350 | | 14,59 | | 21,92 | |
| 6 | T_1 | 6,726 | 1,758 | 7,996 | 1,896 | 10,560 | 2,150 |
| | T_2 | 11,835 | | 15,16 | | 22,71 | |
| 8 | T_1 | 6,767 | 1,819 | 8,053 | 1,954 | 10,657 | 2,205 |
| | T_2 | 12,307 | | 15,74 | | 23,51 | |
| 10 | T_1 | 6,810 | 1,878 | 8,114 | 2,012 | 10,760 | 2,260 |
| | T_2 | 12,790 | | 16,33 | | 24,32 | |
| 12 | T_1 | 6,856 | 1,935 | 8,177 | 2,069 | 10,869 | 2,313 |
| | T_2 | 13,260 | | 16,91 | | 25,14 | |

¹⁾ Fortsetzung von Bautechn. 27 (1950), Heft 6, S. 176 u. ff.

²⁾ Lichtpausen der vollständigen Tabellen können über den Verlag beim Verfasser bestellt werden. Zusendung erfolgt als Nachnahme.

Für $f = 0,3$, $q_L = 0,04$ und $q_d = 0,02$ ist:

$$T_2 = 14,59 \text{ und } T_1 = 7,943$$

$$L = T_2 \cdot \sqrt{R} = 14,59 \cdot \sqrt{350} = 273 \text{ m}$$

$$v_{zul} = L/T_1 = 273/7,943 = 34,35 \text{ m/s} = 123,6 \text{ km/h} > v_{max}$$

$$\text{Klothoidenkonstante } C = L \cdot R = 273 \cdot 350 = 95550 \text{ m}^2$$

$$\text{Klothoidenparameter } a = \sqrt{C} = \sqrt{95550} = 309 \text{ m.}$$

Hiermit sind wir auch schon fertig, denn den Eingang in die von Schürba tabulierte Einheitsklothoide³⁾ ($a = 1$) wird gefunden durch $1 = L/a = 273/309 = 0,8835$, wobei l die Länge der Einheitsklothoide ist, die der Länge L der wirklichen Klothoide entspricht.

Zur Erläuterung der Eigenschaften der Klothoide sel hier kurz bemerkt, daß es nur eine Klothoidenform gibt, wie es nur eine Kreisform gibt. So wie aus dem Einheitskreis alle anderen Kreise durch Multiplikation mit dem Radius hervorgehen, so gehen aus der Einheitsklothoide alle anderen Klothoiden hervor durch einfache Multiplikation mit dem Parameter a . Lediglich Winkel, die ja Verhältnisse zweier Längen sind, bleiben bei allen Klothoiden unverändert.

Als Tafelzugang hätten wir ebensogut $r = R/a$ oder noch etwas früher $\lambda = L/R$ benutzen können. Im letzteren Fall hätten wir dann aus der gleichen Tafelzeile l (oder r) entnommen und den Parameter gefunden aus $a = L/l$ (oder $a = R/r$). Durch Multiplikation der weiteren Tafelwerte für die Koordinaten x, y beliebiger Klothoidenpunkte mit dem Parameter a finden wir die gesuchten Koordinaten für entsprechende Punkte unserer Klothoide (auch Polarkoordinaten in alter und neuer Winkelteilung sind angegeben). Weiterhin können wir die Koordinaten der Krümmungsmittelpunkte, insbesondere also auch die des Mittelpunktes des Hauptbogens, entnehmen sowie die Tangenteneintrückung ΔR , die jetzt jedoch unwesentlich ist. Außerdem seien noch erwähnt die Subnormale, Subtangente, Umfangswinkel, Polarwinkel des Krümmungsmittelpunktes und der Tangentenwinkel τ . Mit Ausnahme von τ benötigen wir diese letzteren Größen nicht, sie spielen jedoch für die Vermessung und das Abstecken eine Rolle. Koordinatensprung ist für alle diese Angaben der Anfangspunkt der Klothoide, an dem ihre Krümmung Null ist (Wendetangente).

Wir hatten bei unserem Beispiel vorausgesetzt, daß keine geländemäßigen oder sonstigen Beschränkungen vorliegen sollten. In solchem Falle ist es zweckmäßig, einen auferundeten Parameter zu wählen, für den die wichtigsten Angaben bereits in Tafeln fertig ausgerechnet vorliegen. Man befindet sich auf der sicheren Seite, wenn man einen größeren als den berechneten Parameter wählt. Wir wählen $a = 320 \text{ m}$ und finden hierfür bei $R = 350 \text{ m}$, $L = 292,572 \text{ m}$, $Y_L = 40,255 \text{ m}$, $X_L = 287,501 \text{ m}$, $\tau = 23^\circ 56' 50''$
 $Y_M = 360,127 \text{ m}$ $X_M = 145,438 \text{ m}$ (Koord. des Mittelpunktes des Hauptbogens).

Diese Konstruktion ist in Bild 1 dargestellt.

Die beiderseitigen Ü.B. unserer Konstruktion übernehmen also bereits eine Richtungsänderung von $2 \cdot \tau = 47^\circ 53' 40''$. Schneiden sich die beiden geraden Anschlußstrecken gerade unter diesem Winkel, so stoßen die beiderseitigen Übergangsbögen zusammen, ein Hauptbogen ist nicht vorhanden. Ist der Schnittwinkel kleiner, so schneiden sich auch die Klothoiden, und es entsteht ein Knick in der Linienführung. Es muß aber auf jeden Fall ein Hauptbogen zwischen den Ü. B. bestehen bleiben, da der Fahrer zwischen der stetigen Krümmungszunahme in der Bogeneinfahrt und der ebenfalls stetigen Krümmungsabnahme in der Bogenausfahrt ein Stück konstanter Krümmung für die Umkehrung des Lenkvorganges benötigt. Wir kommen dadurch zu der Forderung nach einem minimalen Zentriwinkel des Hauptbogens bzw. einem minimalen Schnittwinkel der anschließenden Geraden. Die Bau R A B T G hat dies durch einen (umgerechnet)

15,5%igen Erfahrungszuschlag berücksichtigt, der fahrpsychologischen, ästhetischen und praktischen Gesichtspunkten genügen dürfte.

Der Tangentenwinkel ist $\tau = L/2R$. Die Richtungsänderung durch die beiderseitigen Ü. B. ist bei symmetrischer Ausbildung $2\tau = L/R$. Mit $\text{arc } 1^\circ = 0,017453$ und dem 15,5%igen Zuschlag wird

$$\min \varphi = 1,155 \cdot \frac{L}{R} \cdot \frac{1}{0,017453} \approx 66 \cdot \frac{R}{L} \text{ (Ergebnis in Altgrad)} \quad (4)$$

Für unser Beispiel bedeutet dies, daß der Schnittwinkel der beiden Geraden sein muß: $\varphi \geq 66 \cdot 292,6/350 = 55,2^\circ$. Beträgt z. B. $\varphi = 60^\circ$ (Bild 1), so ist der Zentriwinkel des Hauptbogens $\psi = \varphi - 2\tau = 60 - 47^\circ 53' 40'' = 12^\circ 6' 20'' = 12,1055^\circ$.

$$\text{Seine Länge ist } L_K = 12,1055 \cdot 0,017453 \cdot 350 = 74 \text{ m.}$$

$$\text{Das Verhältnis Ü. B.: Kreis: Ü. B.} = 3,95:1:3,95.$$

Es gibt für dieses Beispiel selbstverständlich eine Vielzahl weiterer brauchbarer Lösungen. Insbesondere ist auf die Möglichkeit unsymmetrischer Ausgestaltung hinzuweisen, die oft eine vorzügliche Ausnutzung des Geländes ermöglicht.

2. Beispiel: Das Kriterium ist der minimale Zentriwinkel.

Die auszubauende Straße muß aus Eigentumsgründen gerade unter einer Autobahnüberführung um 10° aus der bisherigen Richtung abgebogen werden. Die Überführung verdeckt den weiteren Verlauf der Straße, die sonst auf weite Strecken überblickt werden kann. Derartige Stellen, die, objektiv betrachtet, keinerlei fahrttechnische Besonderheiten bieten, wirken aus größerer Entfernung wie scharfe Knicke und bedürfen sorgfältigen Ausbaues durch lang herausgezogene Bögen. Mit den gleichen Geschwindigkeiten wie beim ersten Beispiel und $q_L = q_d = 2\%$ muß man hier einen großen Radius wählen, um die Bedingung des minimalen Zentriwinkels des Hauptbogens einhalten zu können. Die wirkliche Querreibung im Hauptbogen mit großem Radius ist nur klein. Wir können kleinere f -Werte für die Berechnung des Ü. B. wählen, da dieser durch den großen Radius trotzdem die erwünschte große Länge erhält und große Geschwindigkeit zuläßt.

$$\text{Wir wählen } R = 800 \text{ m; } q_L = 2\%; q_d = 2\%$$

$$f_L \geq 27,79^2/800 \cdot 9,81 = 0,0984 \text{ gewählt } 0,1 \text{ wegen } \min \varphi.$$

$$\text{Hierfür } T_1 = 2,948; T_2 = 3,201$$

$$L = T_2 \cdot \sqrt{R} = 3,201 \cdot \sqrt{800} = 90,6 \text{ m}$$

$$v_{zul} = L/T_1 = 90,6/2,948 = 30,7 \text{ m/s} = 110,6 \text{ km/h} > 100 \text{ km/h}$$

$$a = \sqrt{L R} = \sqrt{90,6 \cdot 800} = 269,1 \text{ m, gewählt } a = 270 \text{ m.}$$

Hierfür nach der Standardklothoidentafel für $R = 800 \text{ m}$:

$$L = 91,126 \quad \tau = 3^\circ 15' 47'' \text{ und die weiteren hier nicht benötigten}$$

$$\text{Werte, } \min \varphi = 66 L/R = 66 \cdot 91,126/800 = 7,52^\circ < \varphi = 10^\circ$$

$$\psi = \varphi - 2\tau = 10 - 6^\circ 31' 34'' = 3^\circ 28' 26'' = 3,474^\circ \text{ (Zentriwinkel)}$$

$$L_K = 3,474 \cdot 0,017453 \cdot 800 = 48,5 \text{ m (Kreisbogenlänge)}$$

$$\text{Ü. B.: Kreis: Ü. B.} = 1,88:1:1,88 \text{ (bei symmetrischer Ausbildung).}$$

Für kleinere Radien erhalten wir bald keine Lösungen mehr, für größere Radien immer, selbst bei langsamer Erhöhung des f -Wertes. Dies soll kurz mit anderen Werten gezeigt werden, wobei wir die Querneigungswerte beibehalten wollen.

$$R = 600 \text{ m } f_L = 27,79^2/600 \cdot 9,81 = 0,131 \text{ gewählt } 0,15$$

$$T_1 = 4,181 \quad T_2 = 5,408$$

$$L = 5,408 \cdot \sqrt{600} = 132,5 \text{ m}$$

$$v_{zul} = 132,5/4,181 = 31,7 \text{ m/s} = 114 \text{ km/h} > 100 \text{ km/h}$$

$\min \varphi = 66 \cdot 132,5/600 = 14,57^\circ > \varphi_{vorh} = 10^\circ$, d. h. der Hauptbogen wird zu kurz, hier überschneiden sich die Ü. B. sogar. Wählen wir $f = 0,1$, so erhalten wir:

$$L = 3,201 \cdot \sqrt{600} = 78,4 \text{ m}$$

$$v_{zul} = 78,4/2,948 = 26,6 \text{ m/s} = 95,8 \text{ km/h, womit wir zwar noch}$$

über der Ausbau-, jedoch unter der Höchstgeschwindigkeit der Straße liegen. Ungünstiger ist aber, daß die Bogenkonstruktion verkürzt wird, worunter die Zügigkeit der Linienführung leidet.

Für $R = 2800 \text{ m}$ können wir bereits $f = 0,2$ wählen und erhalten eine besonders lange Konstruktion:

$$T_1 = 5,416 \quad T_2 = 7,975$$

$$L = 7,975 \cdot \sqrt{2800} = 421,8 \text{ m}$$

$$v_{zul} = 421,8/5,416 = 77,9 \text{ m/s} = 280 \text{ km/h}$$

$$\min \varphi = 66 \cdot 421,8/2800 = 9,94^\circ \approx 10^\circ.$$

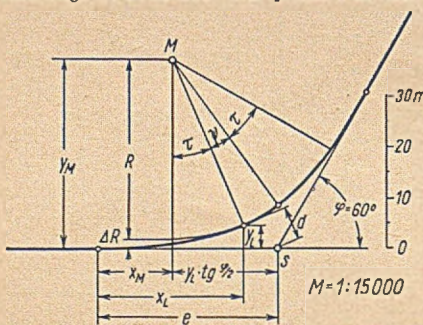


Bild 1. Regelfall eines symmetrischen Übergangsbogens für 120 km/h Fahrgeschwindigkeit.

bogens bzw. einem minimalen Schnittwinkel der anschließenden Geraden. Die Bau R A B T G hat dies durch einen (umgerechnet)

³⁾ Schürba, Klothoidenabstektafeln. Berlin 1942, Volk u. Reich Verlag.

Die Richtungsänderung in den beiden Ü.B. würde hierbei $2\tau = 421,8 \cdot \frac{180}{2800 \cdot \pi} = 8,63^\circ$ betragen, während der Kreisbogen die restliche Richtungsänderung von $10^\circ - 8,63^\circ = 1,37^\circ$ zu übernehmen hätte und dabei die Länge $L_K = 1,37 \cdot 0,017453 \cdot 2800 = 67,0$ m erhalten würde. Der Gesamtbogen würde also $67,0 + 2 \cdot 421,8 = 900,6$ m lang werden.

Durch dieses extreme Beispiel sollte gezeigt werden, daß dem Streben nach zügiger Linienführung Grenzen nur durch den verfügbaren Raum und wirtschaftliche Überlegungen gesetzt sind. Es sei nochmals darauf hingewiesen, daß beim Befahren der Bogenkonstruktion erst bei der errechneten Geschwindigkeit v_{zul} 1. im Ü.B. der Querruck $k = 0,4$ m/s² und 2. im Hauptbogen der gewählte Reibungswert f erreicht wird. Bei geringeren Geschwindigkeiten werden beide Werte nicht erreicht.

3. Beispiel: Autobahnkreuzung.

Wir wollen jetzt die Ausfahrt aus einer Autobahn berechnen. Die Querneigung am Bogenanfang ist gleich der Regelneigung der Autobahn, also 1,5%. Wir wollen hier mit $q_d = 2\%$ rechnen, um nicht interpolieren zu müssen. Bei der bekannten Kleblatlösung für die Verbindung zweier sich kreuzender Autobahnen sind die ungünstigsten Bogen jene, die von der überführten Strecke auf die überbrückte herunterführen und dabei einen Zenitwinkel von $\sim 270^\circ$ überbrücken müssen, so daß die beiderseitigen Übergangsbogenanfänge etwa senkrecht übereinanderliegen. Eine wesentliche Überschneidung ist nicht möglich, da sonst die Ü.B. von Ein- und Ausfahrt sich überdecken würden. Aus Platz- und Ersparnisgründen suchen wir möglichst kleine Bogenradien. Da wir keinen Gespannverkehr zu berücksichtigen haben und in diesem Fall auch keine Abzweigungen im Bogen liegen, können wir uns den Vorteil erheblicher Querneigung zunutze machen. Außerdem wählen wir einen rauhen, griffigen Straßenbelag, wobei wegen der geringeren Glattisefahr der Schwarzdecke der Vorzug vor dem Beton zu geben ist. Wir wählen für die Berechnung die extremen Werte $f = 0,4$ und $q_L = 12\%$ und wollen zuerst untersuchen, welche Geschwindigkeit die im Straßenbaujahrbuch⁴⁾ angedeutete Lösung mit $R = 75$ m zulassen würde, wenn die Ü.B. richtig bemessen wären.

$$T_1 = 10,869 \quad T_2 = 25,14$$

$$L = 25,14 \cdot \sqrt{75} = 217,8 \text{ m}$$

$$v_{zul} = 217,8/10,868 = 20,03 \text{ m/s} = 72,1 \text{ km/h.}$$

Rechnen wir dagegen mit nur 6% Querneigung im Hauptbogen, so erhalten wir mit $T_1 = 10,56$ $T_2 = 22,71$

$$L = 22,71 \cdot \sqrt{75} = 196,7 \text{ m}$$

$$v_{zul} = 196,7/10,56 = 18,62 \text{ m/s} = 67 \text{ km/h.}$$

Man erkennt hieraus, daß trotz erheblicher Länge des Ü.B. doch schon recht bescheidene Geschwindigkeiten genügen, um einerseits den Querruck $0,4$ m/s² und andererseits einen Querreibungswert von $0,4$ zu erreichen, woran auch die Querneigung nicht sehr viel ändert. Nun weist der im Straßenbaujahrbuch abgedruckte Musterentwurf für die Kleblatlösung bei $R = 75$ nur eine Länge der Ü.B. von ebenfalls rund 75 m auf. Es handelt sich also (abgesehen von der Näherungslösung der RAL) um eine Klothoide mit dem Parameter $a = \sqrt{75 \cdot 75} = 75$ m.

Für $L = R = 75$ m wird $T_2 = 75/\sqrt{75} = 8,66$. Dem entspricht $f = 0,2$, $q_L = 6\%$, $q_d = 2\%$. Hierfür $T_1 = 5,472$ und $v_{zul} = L/T_1 = 75/5,472 = 13,71$ m/s = $49,4$ km/h.

Dies ist erheblich weniger, als wir eben für gleiche Werte q_L und q_d , jedoch für größeres f und damit größeres L ermittelt hatten. Es zeigt sich also wieder, daß der Ü.B. lang gemacht werden muß, damit der zulässige Querruck erst bei größerer Geschwindigkeit erreicht wird. Die Größe der im Hauptbogen vom Fahrzeug in Anspruch genommenen Querreibung ist dagegen in das Belieben des Fahrers gestellt. Wer sichergehen will, fährt sowieso langsamer und hat im langen Ü.B. noch Gelegenheit zur Geschwindigkeitsverminderung (Bild 2).

Nach langer Autobahnfahrt mit hoher Geschwindigkeit empfindet man 50 km/h, ja selbst 70 km/h fast als Schrittgeschwindigkeit, und nur durch Fahren nach dem Tachometer kann ein Unfall vermieden werden. Verlangen wir, daß die Ausfahrt noch mit 90 km/h befahren werden kann, so erhalten wir bei $q_L = 12\%$ (evtl. hohler Querschnitt):

⁴⁾ Jahrbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau, S. 14. Berlin 1947, DeLiuss, Klasing & Co.

$$L = 10,869 \cdot 25 = 272 \text{ m (aus der Geschwindigkeit)}$$

$$R = (272/25,14)^2 = 117 \text{ m, gewählt } 120 \text{ m}$$

$$L = 25,14 \cdot \sqrt{120} = 276 \text{ m (aus dem gewählten Radius)}$$

$$a = \sqrt{276 \cdot 120} = 182 \text{ m.}$$

Leider finden wir hierfür in den Schürbaschen Klothoidentafeln keine bereits ausgerechnete Standardklothoide, was seinen Grund darin hat, daß $\tau = \frac{L}{2R} \cdot \frac{180}{\pi} = \frac{276}{2 \cdot 120} \cdot \frac{180}{\pi} = 65,9^\circ$ ist, während die

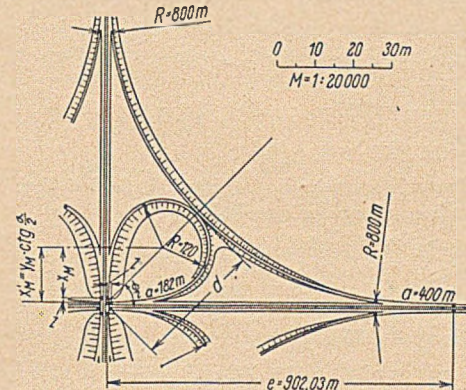


Bild 2. Kleblatt einer rechtwinkligen Autobahnkreuzung für 90 km/h Höchstgeschwindigkeit.

Klothoidentafeln nur bis $\tau = 45^\circ$ berechnet sind. Dieser Mangel müßte noch behoben werden, indem die Tafeln für Winkel bis mindestens 90° ergänzt werden. Bis zum Tangentialwinkel $\tau = 45^\circ$ können wir alle Klothoidenwerte erhalten, indem wir die Längenwerte der Einheitsklothoide mit $a = 182$ vielfachen. Wir erhalten beispielsweise für

$\tau = 45^\circ$ die Länge $L_{45} = 182 \cdot 1,2533 = 228$ m und den dortigen Krümmungsradius $R_{45} = 182 \cdot 0,7979 = 145,2$ m. Dazu die Koordinaten dieses Punktes $y_{45} = 182 \cdot 0,3139 = 57,1$ m und $x_{45} = 182 \cdot 1,1782 = 214,2$ m. Die Koordinaten des Endpunktes des Ü.B., die uns hier für die Darstellung der Konstruktion (Bild 2) interessieren, können aus den Klothoidengleichungen

$$y = \frac{a}{\sqrt{2}} \int_0^\tau \frac{\sin \tau}{\sqrt{\tau}} \cdot d\tau \quad \text{und} \quad x = \frac{a}{\sqrt{2}} \int_0^\tau \frac{\cos \tau}{\sqrt{\tau}} \cdot d\tau$$

berechnet werden.

$$\text{Es wird } y_L = L \left[\frac{1}{1! \cdot 3} \cdot \frac{L}{2R} - \frac{1}{3! \cdot 7} \left(\frac{L}{2R} \right)^3 + \frac{1}{5! \cdot 11} \left(\frac{L}{2R} \right)^5 - \frac{1}{7! \cdot 15} \left(\frac{L}{2R} \right)^7 + \dots \right]$$

$$\text{und } x_L = L \left[1 - \frac{1}{2! \cdot 5} \left(\frac{L}{2R} \right)^2 + \frac{1}{4! \cdot 9} \left(\frac{L}{2R} \right)^4 - \frac{1}{6! \cdot 13} \left(\frac{L}{2R} \right)^6 + \frac{1}{8! \cdot 17} \left(\frac{L}{2R} \right)^8 - \dots + \dots \right]$$

Die Koordinaten unseres Bogens für $\tau = 276/2 \cdot 120 = 1,15$ sind:

$$y_L = 96,22 \text{ m} \quad x_L = 241,67 \text{ m.}$$

Die Koordinaten des Hauptbogenmittelpunktes, bezogen auf den Ü.B.-Anfang, sind:

$$x_M = x_L - R \cdot \sin \tau = 241,67 - 109,50 = 132,17 \text{ m}$$

$$y_M = y_L + R \cdot \cos \tau = 96,22 + 49,00 = 145,22 \text{ m.}$$

Bezogen auf den Schnittpunkt der durch die Bogenkonstruktion zu verbindenden Fahrbahnnachsen bleibt y_M unverändert. Nun muß, da der Hauptbogenmittelpunkt aus Symmetriegründen auf der Winkelhalbierenden der Fahrbahnnachsen liegt, $x_M' = y_M \cdot \text{ctg} \frac{\alpha}{2}$ werden. Damit wird der Abstand des Ü.B.-Anfangs vom Schnittpunkt der Fahrbahnnachsen: $Z = x_M' - x_M = y_M \cdot \text{ctg} 45^\circ - x_M = 145,22 \cdot 1 - 132,17 = 13,05$ m hier im Sinne einer Entfernung von der Kreuzung. Falls $x_M > x_M'$, so darf der Unterschied das Maß der halben Fahrbahnbreite nicht überschreiten. Der äußerste Bogenpunkt hat von der Kreuzung den Abstand:

$$d = \sqrt{x_M'^2 + y_M^2} + R = \sqrt{2 y_M^2} + R = 325,3 \text{ m.}$$

Der Platzbedarf dieser für $V = 90$ km/h berechneten Konstruktion ist also recht erheblich, aber tragbar, wenn man bedenkt, daß die fahrdynamisch wesentlich ungünstigere Lösung des Straßenbaujahrbuches $d \approx 200$ m benötigt.

Für die weiteren Abzweigungen, die in unserem Beispiel einen Bogen von $\varphi = 90^\circ$ bilden, ist bedingend, daß sie außerhalb des Maßes d liegen müssen. Der erforderliche Radius R folgt nach

$$\text{Bild 1 aus } R + \Delta R = (R + d) \cdot \sin \left(\frac{180 - \varphi}{2} \right) = (R + d) \cdot \cos \frac{\varphi}{2}$$

$$R \geq \frac{d \cdot \cos \frac{\varphi}{2}}{1 - \cos \frac{\varphi}{2}} - \frac{\Delta R}{1 - \cos \frac{\varphi}{2}} \dots \dots (5)$$

Da außerdem noch der Abstand der Fahrbahnmitten zu berücksichtigen ist, können wir das zweite Glied weglassen und erhalten:

$$R \geq \frac{d \cdot \cos \frac{\varphi}{2}}{1 - \cos \frac{\varphi}{2}} \text{ als allgemein gültige Überschlagsformel. } (6)$$

Für unser Beispiel wird mit $d = 325,3$ und $\varphi = 90^\circ$

$$R \geq \frac{325,3 \cdot 0,707}{1 - 0,707} = 785 \text{ m, gewählt } 800 \text{ m}$$

$$f_L \geq v^2/R \cdot g = 25^2/800 \cdot 9,81 \cong 0,08.$$

Aus Platzersparnisgründen wählen wir ein mäßiges f , da bei dem großen Radius der Ü. B. eine untergeordnete Rolle spielt.

Für $f = 0,15$, $q_d = 2\%$, $q_L = 4\%$ wird

$$T_1 = 4,194 \quad T_2 = 5,744$$

$$L = 5,744 \cdot \sqrt[3]{800} = 162,6 \text{ m}$$

$$v_{zul} = 162,6/\sqrt[3]{4,194} = 38,8 \text{ m/s} = 139,6 \text{ km/h}$$

$$a = \sqrt[3]{162,6 \cdot 800} = 361 \text{ m, gewählt } a = 400 \text{ m.}$$

Hierfür aus Standardklothoidentafel $L = 200,00 \text{ m}$; $\Delta R = 2,082 \text{ m}$

$$d + = \frac{R + \Delta R}{\cos \frac{\varphi}{2}} - R = \frac{802,082}{0,707} - 800 = 1135 - 800 = 335 \text{ m} > 325,3 \text{ m,}$$

$d + - d = 335 - 325,3 = 9,7 \text{ m}$ muß größer sein als der gewünschte Mittenabstand bei beiden Abzweigungen.

Der Abstand der äußeren Abzweigungen vom Kreuzungspunkt der beiden Autobahnen beträgt:

$$e = x_M + y_M \cdot \tan \frac{\varphi}{2} = 99,948 + 802,082 \cdot 1 = 902,030 \text{ m. } (7)$$

Damit kennen wir nun auch die Ausdehnung der gesamten Kleeblattkonstruktion. Die letzte Formel wird bei allen Ü. B. zum Auffinden des Ü. B.-Anfangs gebraucht, da ja zuerst nur der Schnittpunkt der Anschlußgeraden bekannt ist.

4. Beispiel: Kehre einer Hochgebirgsstraße.

Wir wollen uns jetzt dem besonderen Fall der scharfen Kehre einer Hochgebirgsstraße zuwenden. Die Leistungsfähigkeit dieser Straßen hängt hauptsächlich von der Anlage der Kehren ab, die entweder selbst in der Steigung liegen oder unmittelbaren Anschluß an Steigungsstrecken haben. Die Steigung, der kleine Halbmesser und der plötzliche Krümmungswechsel stellen die Fahrer, vor allem die der Touristenomnibusse, vor große Schwierigkeiten. Um ein Anhalten, Rückwärts-Setzen usw. zu vermeiden, wird durch Ausbiegen vor und hinter der Kehre und durch Schneiden der Kehre selbst versucht, einen Ü. B. unter Ausnutzung der Straßenbreite zu fahren. Dies wieder hat zu einer terrassenartigen Verbreiterung der Kehren geführt, die weit über das erforderliche Maß der Straßenverbreiterung in Krümmungen hinausgeht. Der Straßenbauer überläßt also dem Fahrer das Suchen nach dem günstigsten Ü. B. Diese Behelfslösung ist weder technisch noch wirtschaftlich befriedigend. Selbst eine mit dem Radius des Wendekreises eines Fahrzeuges konstruierte Kehre bietet keinerlei Schwierigkeiten, wenn der Fahrer Gelegenheit hat, sein Fahrzeug stetig in die Krümmung zu lenken. Hier treten die fahrdynamischen Belange hinter die rein fahrtechnischen zurück, da sich große Geschwindigkeiten durch Steigung bzw. Gefälle von selbst verbieten. Immerhin werden wir feststellen, daß sich gut durchkonstruierte Kehren sehr zügig durchfahren lassen, was für die Talfahrt wesentlich ist.

Den Sonderfall, bei dem die beiden Anschlußstrecken gerade parallel sind ($\varphi = 180^\circ$), wollen wir ausschließen, da er sehr selten ist und außerdem besondere Schwierigkeiten bietet, auf die hier nicht eingegangen werden kann. Die folgenden Ableitungen gelten daher nur für $\varphi \geq 180^\circ$. Wenn $\varphi > 180^\circ$, so liegt der Schnittpunkt S der Geraden in ihrer Verlängerung nach rückwärts, bei $\varphi < 180^\circ$ sind die Verhältnisse grundsätzlich so wie beim 1. Beispiel. Die zusätzliche Bedingung bei Kehren besteht darin, daß der Bogenschwanz an einem geländemäßig vorgeschriebenen Punkt liegen muß, ähnlich wie beim vorigen Beispiel, bei dem wir diesen Punkt durch das Maß d bezeich-

neten. Die Formeln (5) oder (6) können wir aber nicht verwenden, da ΔR unbekannt ist und hier nicht vernachlässigt werden kann. Wir gehen daher einen anderen Weg.

Mit den Bezeichnungen in Bild 3 kennen wir:

1. Den Schnittpunkt S der beiden Geraden,
2. den Schnittwinkel φ (im Beispiel $\varphi = 190^\circ$ angenommen),
3. den Halbmesser H eines Kreisbogens, der sich am Ort der Kehre ohne Übergangsbogen zwischen die beiden Geraden einpassen läßt, und seinen Mittelpunkt C (im Beispiel $H = 30 \text{ m}$ angenommen),
4. den Schnittpunkt J dieses Kreisbogens mit der Winkelhalbierenden durch S, die auch durch C geht,
5. die Tabellenwerte T_1 und T_2 .

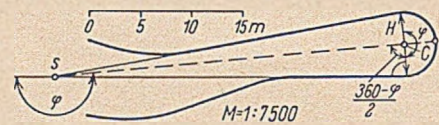


Bild 3. Entwurfsgrundlagen für die Kehre einer Hochgebirgsstraße.

Gefordert wird: Der endgültige Hauptbogen vom Radius $R < H$ soll durch J gehen oder, um runde Abmessungen wählen zu können, nicht zu weit von J entfernt liegen. Wie weit, schreibt das Gelände vor. Die Strecke CS kann auf dem Plan gemessen oder errechnet werden aus: $CS = H/\cos(180 - \frac{\varphi}{2}) = -H/\cos \frac{\varphi}{2}$; wobei φ bei C ebenso gemessen werden kann wie bei S (Bild 3).

Die Strecke $SJ = SC + H = H \left(1 - \frac{1}{\cos \frac{\varphi}{2}}\right) \dots (8)$

Nach Bild 1 kann SJ auch durch Maße des endgültigen Bogens mit Ü. B. ausgedrückt werden. Wenn wir Gleichung (5) nach d auflösen ($d = SJ$), so ist:

$$d = \frac{R + \Delta R - R \cdot \cos \frac{\varphi}{2}}{\cos \frac{\varphi}{2}}. \text{ Nun ist aus Bild 1 abzulesen:}$$

$$R + \Delta R = y_M = y_L + R \cos \tau. \text{ Dies eingesetzt ergibt:}$$

$$SJ = \frac{y_L + R \left(\cos \tau - \cos \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos \frac{\varphi}{2}} \dots \dots (9)$$

Diese Gleichung läßt sich nicht weiter auflösen, da y_L und τ nur durch Reihenentwicklung darstellbare Funktionen von L und R sind. Wir können also SJ nicht in geschlossener Form als Funktion von L oder R angeben, wobei wir mit Hilfe von T_2 eine der beiden Größen durch die andere ausdrücken könnten. Wir sind daher auf eine Annäherung durch Wahl passender Werte R angewiesen. Erfahrungsgemäß liegt der passende Wert für R zwischen H und $0,8 \cdot H$, und zwar für kleine f näher bei H , für große näher bei $0,8 \cdot H$. Wir rechnen uns also für R -Werte innerhalb dieser Grenzen nach Formel (9) SJ aus und vergleichen das Ergebnis mit dem nach Formel (8) ermittelten SJ_{erf} , bis wir genügende Übereinstimmung gefunden haben. Hierbei stoßen wir wieder auf die Schwierigkeit, daß die Klothoidentafel nur bis $\tau = 45^\circ$ berechnet ist, während wir auch für diesen Fall größere Werte τ erhalten. y_L ist daher im folgenden nach der im 3. Beispiel angegebenen Formel berechnet.

$$\varphi/2 = 190/2 = 95^\circ \quad \cos \frac{\varphi}{2} = -0,0872$$

$$\text{erf } SJ = 30 \left(1 + \frac{1}{0,0872}\right) = 30 \cdot 12,47 = 374 \text{ m.}$$

Wir wählen $f = 0,25$, $q_L = 6\%$, $q_d = 2\%$ und erhalten $T_1 = 6,726$ $T_2 = 11,835$.

Für größeres f wird φ_{min} überschritten!

Wir wählen zuerst $R \geq 0,8 \cdot 30 = 24 \text{ m} \approx 25 \text{ m}$

$$L = 11,835 \cdot \sqrt[3]{25} = 59,2 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{59,2}{2 \cdot 25} = 1,185 \quad \tau^\circ = 1,185 \cdot 180/\pi = 67^\circ 54'$$

$$\cos \tau = 0,3762 \quad y_L = 21,13 \text{ m}$$

$$SJ = \frac{21,13 + 25 (0,3762 + 0,0872)}{-0,0872} = -242,5 - 132,9 = -375,4 \text{ m.}$$

Die Abweichung ist mit $375,4 - 374 = 1,4 \text{ m}$ nur gering. Sie würde bei einer Verkleinerung des Radius um etwa 10 cm praktisch verschwinden.

Wir erhalten weiter $v_{zul} = L/T_1 = 59,2/6,726 = 8,8 \text{ m/s} = 31,7 \text{ km/h}$, wobei ein $f = 0,25$ und $k = 0,4 \text{ m/s}^2$ auftreten, also ein Ergebnis, das nur auf wenigen Gebirgsstraßen erreicht wird. Vor allem sind wir jedoch jetzt in der Lage, auf einfachste Weise die Beanspruchungen von Fahrer und Fahrzeug bei der Bogenfahrt zu verfolgen und brauchen uns nicht auf Gefühl oder Erfahrung des trassierenden Ingenieurs zu verlassen.

Die Ermittlung der weiteren Bestimmungsstücke von Haupt- und Übergangsbogen geht in der nun schon bekannten Weise vor sich und wird nicht nochmals beschrieben.

5. Beispiel: Übergangsbogen zwischen zwei Kreisbogen.

Während wir bisher nur Ü.B. zwischen gerader Strecke und einem Kreisbogen berechnet haben, wollen wir jetzt einen Ü.B. zwischen zwei vorerst gleichsinnig gekrümmten Kreisbogen einlegen. Diese Aufgabe ist nur lösbar, wenn beide Kreise verschiedene Radien haben, nicht konzentrisch sind und sich nirgends schneiden, da ihre Mittelpunkte auf der Kurve der Krümmungsmittelpunkte (der Evolute) der Klothoide liegen müssen. Da zu jedem Punkt der Evolute ein und nur ein Krümmungsradius gehört, so ist durch zwei solche Kreisbogen bereits die Klothoide bestimmt. Wir können daher nicht mehr über irgendwelche weiteren Bestimmungsstücke verfügen, sondern müssen die Klothoidenkonstante berechnen und prüfen, ob die Klothoide unseren Anforderungen an die Fahrdynamik entspricht. Tut sie das nicht, so kann nur eine Änderung der Kreisbogenradien oder eine Verschiebung ihrer Mittelpunkte Abhilfe schaffen. Für das folgende Zahlenbeispiel (dargestellt in Bild 4) benutzen wir eine Ableitung von Kasper⁵⁾, die auf dem Winkelbildverfahren beruht. Sie hat gegenüber der Schürhaschen Methode den Vorteil größerer Genauigkeit und kommt ohne die dort erforderlichen Hilfstafeln aus. Gegeben seien zwei Kreisbogen mit den Radien $R_1 = 60 \text{ m}$ und $R_2 = 200 \text{ m}$ ($R_2 > R_1$). Ihr kleinster Abstand sei mit $2 \cdot c = 2 \text{ m}$ aus dem Plan abgegriffen worden ($2c$ wird auf der Verbindungsgeraden der beiden Kreismittelpunkte gemessen). Wir bilden zuerst das harmonische Mittel der beiden Radien.

$$R_m = \frac{2 \cdot R_1 \cdot R_2}{R_1 + R_2} = \frac{2 \cdot 60 \cdot 200}{60 + 200} = 92,3 \text{ m.}$$

Dieser Kreis R_m hat die Eigenschaft, die gegebenen Kreise R_1 und R_2 zu berühren, wobei die beiden Berührungsradien den Winkel γ einschließen. Hierbei folgt γ aus den Hieronischen Formeln zu:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma}{2} &= \sqrt{\frac{c(R_2 - R_1 - c)}{(R_m - R_1 - c)(R_2 - R_m - c)}} = \\ &= \sqrt{\frac{1 \cdot (200 - 60 - 1)}{(92,3 - 60 - 1)(200 - 92,3 - 1)}} = \\ &= \sqrt{\frac{139}{31,3 \cdot 106,7}} = 0,2041 \end{aligned}$$

$$\frac{\gamma}{2} = 11^\circ 33'; \quad \gamma = 23^\circ 6'; \quad \hat{\gamma} = 23,1 \cdot \frac{\pi}{180} = 0,403.$$

Die Bogenlänge des Kreises R_m ist dann: $L_m = \hat{\gamma} \cdot R_m$.

Die gesuchte Klothoide mit der Bogenlänge L greift beiderseits über L_m hinaus in die Kreise R_1 und R_2 hinein, und zwar besteht die Beziehung $L = L_m \cdot \sqrt{3}$. Damit erhalten wir:

$$L = \hat{\gamma} \cdot R_m \cdot \sqrt{3} = 0,403 \cdot 92,3 \cdot \sqrt{3} = 64,4 \text{ m.}$$

Die Klothoidenkonstante ist:

$$C = \frac{L \cdot R_1 \cdot R_2}{R_2 - R_1} = \frac{64,4 \cdot 60 \cdot 200}{200 - 60} = 5520 \text{ m}^2.$$

Der Parameter $a = \sqrt[3]{C} = \sqrt[3]{5520} = 74,2 \text{ m}$.

Um die fahrdynamische Eignung unserer Klothoide zu überprüfen, errechnen wir uns die theoretische Bogenlänge bis zum Klothoidenursprung. Es ist nach dem Krümmungsgesetz der Klothoide $L_2 = \frac{R_1 \cdot L_1}{R_2}$ und $L_1 = \frac{R_2}{R_2 - R_1} \cdot L = \frac{200}{200 - 60} \cdot 64,4 = 92,0 \text{ m}$. Hier-

aus errechnet sich der Tabellenwert $T_2 = L_1/\sqrt{R_1} = 92,0/\sqrt{60} = 11,87$. In der Tabelle finden wir bei $f = 0,25$ und $q_L = 6\%$ den etwas kleineren Wert $T_2 = 11,835$. In der gleichen Zeile steht $T_2/T_1 = 1,758$. Somit ist die zulässige Geschwindigkeit $v = T_2/T_1 \cdot \sqrt{R_1} = 1,758 \cdot \sqrt{60} = 13,61 \text{ m/s} = 49 \text{ km/h}$, ohne daß der zulässige Querruck überschritten wird, und bei Auftreten von $f = 0,25$ im Bogen $R_1 = 60 \text{ m}$.

Für größere Werte von C ergibt sich eine schnell anwachsende Länge des Verbindungsbogens L und damit eine rasche Zunahme des Tangentenwinkels $= \tau_1 - \tau_2$, d. h. eine große Richtungsänderung im Verbindungsbogen. Solche Konstruktionen sind daher in der Praxis sehr schnell unbrauchbar, da die Gesamtrichtungsänderung in den beiden Kreisbogen und dem eingelegten Ü.B. ja feststeht und nicht wesentlich vergrößert werden kann.

In dem häufigeren Fall, daß die beiden Kreise sich schneiden oder je für sich liegen, ohne sich zu schneiden, muß ein dritter Kreisbogen R_3 zwischengeschaltet werden, innerhalb dessen Peripherie die Kreise mit den Radien R_1 und R_2 liegen. Es werden dann von R_3 zu R_1 und von R_3 zu R_2 Ü.B. eingelegt, wobei darauf geachtet werden muß, daß diese sich auf R_3 nicht überschneiden. Tritt dieser Fall ein, so ist der Mittelpunkt von R_3 so zu verschieben, daß die Maße c kleiner werden, wodurch die Ü.B.-Längen sich verringern. Die Grenze dieser Verringerung ist wiederum durch die fahrdynamische Kontrolle gegeben. Zweckmäßig ist auch ein anderes Verfahren, bei dem aus dem ersten Kreis nach Wahl des Parameters des Ü.B. der Mittelpunkt des größten Kreises und nach abermaliger Wahl des Parameters für den zweiten Ü.B. der Mittelpunkt des dritten Kreises berechnet wird. Dem Nachteil, daß die berechnete Konstruktion erst nach einigen Versuchen mit der geplanten Linienführung genügend genau übereinstimmt, steht der Vorteil gegenüber, daß man durch geschickte Wahl der Parameter die fahrdynamischen Eigenschaften der Ü.B. vorschreiben kann. Dieses Verfahren ist mathematisch genau, jedoch in seiner allgemeinen Anwendung abhängig von einer weiteren Fortsetzung der Klothoidentafeln für größere Tangentenwinkel. Im Rahmen dieses Aufsatzes kann hierauf nicht näher eingegangen werden.

6. Beispiel: Gegenkrümmung.

Der Ü.B. zwischen zwei Kreisbogen gegensinniger Krümmung (S-Kurve) kann an sich aus zwei Ü.B. und einer Zwischengeraden zusammengesetzt werden, wobei nach Beispiel 1 oder 2 vorzugehen ist. Die Anfangspunkte der Ü.B. dürfen natürlich nicht übereinandergreifen. Dieses Verfahren wird immer dann anzuwenden sein, wenn die Zwischengerade eine erhebliche Länge erhält.

Beim Hauptbogen mußten wir wegen der Umkehrung des Lenkervorganges verlangen, daß er in bestimmter Größe erhalten bliebe, daß also die beiderseitigen Ü.B. im Bogenscheitel nicht zusammenstoßen dürften. Für die Zwischengerade bei S-Kurven trifft dies nicht zu. Sie stört vielmehr die Kontinuität des Lenkervorganges. Es ist sogar besser, die Anfangspunkte von Klothoiden verschiedener Parameter zusammenfallen zulassen, als eine Zwischengerade einzuschalten. Wohl immer wird es jedoch möglich sein, beide Ü.B. mit dem gleichen Parameter zu wählen. Dies bedeutet, daß der gesamte Übergang von dem einen auf den anderen Kreisbogen durch eine Klothoide bewerkstelligt wird, nur daß jetzt auch ihr negativer Ast mitverwendet wird. Durch zwei in ihrer gegenseitigen Lage feststehende Kreisbogen ist diese Klothoide bereits bestimmt, so daß wir ebenso wie beim Beispiel 5 keine weiteren Bedingungen stellen

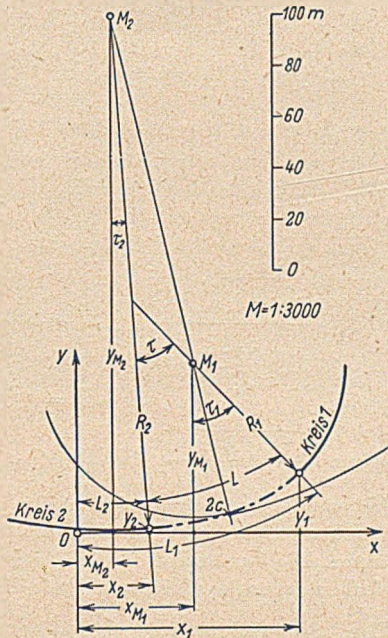


Bild 4. Der Ü.B. zwischen zwei Kreisbogen ist ein Stück aus einer Klothoide, deren Parameter durch die Lage der Kreise bestimmt ist.

⁵⁾ Kasper, Die Klothoide in Übergangsbogen im Straßenbau. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 5, S. 58 u. ff. Bielefeld, Erich Schmidt Verlag.

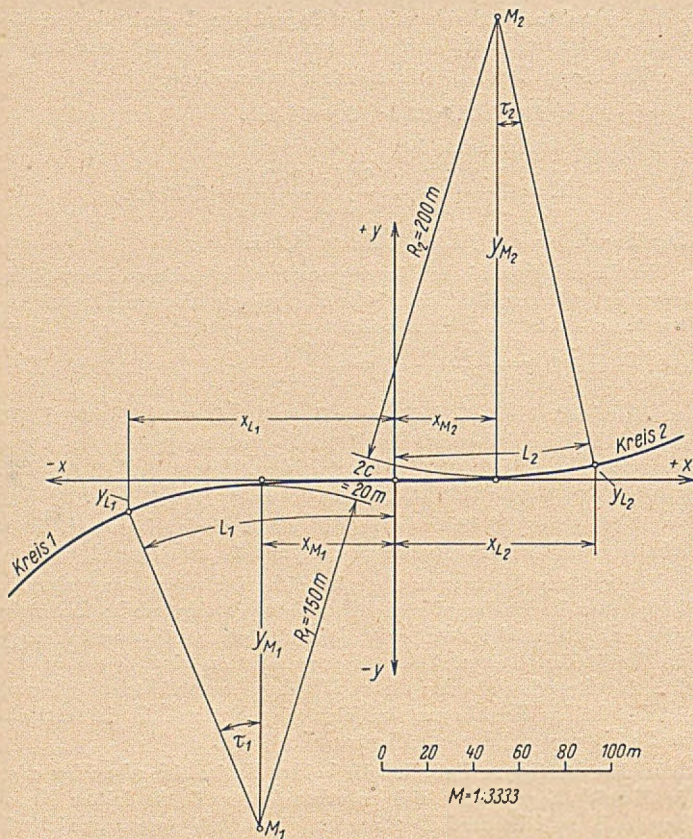


Bild 5. Gegenkrümmung ohne Zwischengerade unter Verwendung einer einzigen Klothoide.

können. Kasper⁵⁾ hat auch für diesen Fall ein einfaches Berechnungsverfahren entwickelt, das an einem Beispiel erläutert werden soll.

In Bild 5 ist für $R_1 = 150$ m, $R_2 = 200$ m und den kleinsten Abstand der beiden Kreise $2c = 20$ m die nachstehend berechnete Konstruktion dargestellt. Die gegenseitige Krümmung der beiden Kreisbögen bewirkt gegenüber dem Beispiel 5 geänderte Vorzeichen, so daß wir unter der Bedingung $R_2 > R_1$ nunmehr in sonst analoger Weise erhalten:

$$R_m = \frac{2 R_1 \cdot R_2}{R_2 - R_1} = \frac{2 \cdot 150 \cdot 200}{200 - 150} = 1200 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \frac{\gamma}{2} &= \sqrt{\frac{c(R_1 + R_2 + c)}{(R_m - R_1 - c)(R_m + R_2 + c)}} = \\ &= \sqrt{\frac{10 \cdot (150 + 200 + 10)}{(1200 - 150 - 10)(1200 + 200 + 10)}} = \\ &= \sqrt{\frac{3600}{1040 \cdot 1410}} = \sqrt{0,002455} = 0,0495 \end{aligned}$$

$$\frac{\gamma}{2} = 2^\circ 50' \quad \gamma = 5^\circ 40' = 5,666^\circ \quad \hat{\gamma} = 5,666 \cdot \frac{\pi}{180} = 0,0989$$

$$L = \hat{\gamma} \cdot R_m \cdot \sqrt{3} = 0,0989 \cdot 1200 \cdot \sqrt{3} = 205,5 \text{ m}$$

$$C = \frac{L \cdot R_1 \cdot R_2}{R_1 + R_2} = \frac{205,5 \cdot 150 \cdot 200}{150 + 200} = 17610 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{C} = \sqrt{17610} = 132,7 \text{ m}$$

$$L_1 = C/R_1 = 17610/150 = 117,5 \text{ m}$$

$$L_2 = C/R_2 = 17610/200 = 88,0 \text{ m}$$

Die fahrdynamische Kontrolle liefert für den Bogen R_1 :

$$T_2 = L_1/\sqrt{R_1} = 117,5/\sqrt{150} = 9,59$$

Die beiden Teile des Übergangsbogens haben im Wendepunkt die Querneigung $q_d = 0\%$. Die hierfür geltenden Werte T_1 und T_2 sind aus Platzgründen hier nicht abgedruckt. Es sei daher angegeben, daß wir bei $q_d = 0\%$ und $q_L = 6\%$ (gewählt für R_1) benachbarte Werte T_2 finden bei $f = 0,2$: $T_2 = 7,993 \approx 8,0$ und $f = 0,25$: $T_2 = 10,957 \approx 11,0$. Bei linearer Interpolation erhalten wir:

$$f = 0,2 + \frac{9,59 - 8,0}{11,0 - 8,0} (0,25 - 0,20) = 0,2 + \frac{1,59}{3,0} \cdot 0,05 = 0,2265$$

Das dieser Interpolation entsprechende Verhältnis T_2/T_1 ist:

$$\begin{aligned} T_2/T_1 &= 1,607 + (1,758 - 1,607) \cdot \frac{0,2265 - 0,20}{0,25 - 0,20} = \\ &= 1,607 + \frac{0,151 \cdot 0,0265}{0,05} = 1,607 + 0,080 = 1,687. \end{aligned}$$

Da $T_2/T_1 = v/\sqrt{R}$, erhalten wir die zulässige Geschwindigkeit im Bogen R_1 zu: $v_{zul} = \frac{T_2}{T_1} \cdot \sqrt{R_1} = 1,687 \cdot \sqrt{150} = 20,65 \text{ m/s} = 74,4 \text{ km/h}$.

Für den Bogen R_2 ergibt sich mit $q_L = 6\%$: $\frac{150}{200} = 4,5\%$, gewählt 4%

analog: $T_2 = L_2/\sqrt{R_2} = 88/\sqrt{200} = 6,22$. Benachbarte Werte unter $f = 0,15$: $T_2 = 5,075 \approx 5,0$ und unter $f = 0,20$: $T_2 = 7,623 \approx 7,6$

$$f = 0,15 + \frac{6,22 - 5,0}{7,6 - 5,0} (0,20 - 0,15) = 0,15 + \frac{1,22 \cdot 0,05}{2,6} = 0,1735$$

$$T_2/T_1 = 1,370 + (1,541 - 1,370) \cdot \frac{0,2265}{0,05} = 1,370 + 0,08 = 1,450$$

$$v_{zul} = 1,450 \cdot \sqrt{200} = 20,5 \text{ m/s} = 73,8 \text{ km/h}$$

Bei genauerer Interpolation ergibt sich natürlich für beide Endpunkte der Klothoide gleiches v_{zul} . Es genügt jedoch, die Interpolationswerte grob zu schätzen, da ein Fehler von wenigen km/h im Endergebnis praktisch bedeutungslos ist. Aus der bekannten Geschwindigkeitsformel für die Kreisbogenfahrt hätten wir ebenfalls erhalten:

$$\begin{aligned} v &= \sqrt{R_1 \cdot g \cdot \frac{f + q_L}{1 - f \cdot q_L}} = \sqrt{150 \cdot 9,81 \cdot \frac{0,2265 + 0,06}{1 - 0,2265 \cdot 0,06}} = \\ &= \sqrt{427} = 20,65 \text{ m/s} = 74,4 \text{ km/h}, \end{aligned}$$

da ja $\sqrt{g \cdot \frac{f + q_L}{1 - f \cdot q_L}} = T_2/T_1$ ist. Diese Formel kann jedoch

nicht unmittelbar angewendet werden, da wir den Wert f , bei dem der zulässige Querruck nicht überschritten wird, erst über T_2 erhalten können. Die Konstruktion würde sofort höhere Geschwindigkeiten erlauben, wenn das Maß c und damit die Klothoidenlänge vergrößert wird.

Falls nur der Tangentenabschnitt t zwischen den beiden Kreisbögen gegeben ist, so läßt sich der Bogenabstand $2c$ berechnen aus:

$$2c = \sqrt{t^2 + (R_1 + R_2)^2} - (R_1 + R_2)$$

Bei keinem der vorstehenden Beispiele ist versucht worden, durch die Annahme besonderer Werte schönfärbende Ergebnisse zu erzielen. Es wurde lediglich versucht, das Typische der verschiedenen Aufgabenstellungen hervorzuheben und einen Einblick in die vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten für die Klothoide zu geben. Abschließend sei noch bemerkt, daß von Schürba Vermessungs- und Absteckmethoden entwickelt wurden, für die seitens des planenden Ingenieurs lediglich die Angabe des Klothoidenparameters erforderlich ist. Alle weiteren Werte entnimmt der Vermessungsingenieur aus den Tafeln. Den Parameter haben wir aber aus allen Beispielen errechnen können, da wir jedesmal L und R berechnen konnten. Darüber hinaus konnten wir jedesmal angeben, wie groß Reihung, Querruck und zulässige Geschwindigkeit sind, und es darf wohl behauptet werden, daß diese Ergebnisse mit einem Minimum an Rechenarbeit erreicht wurden.

Nach Erscheinen einer neuen erweiterten Klothoidentafel, bearbeitet von Prof. Dr. Kasper, Dr. Schürba und Oberregierungsbaurat Lorenz, als Ersatz für die durchweg vergriffenen alten Tafeln, sind auch die weiter oben aufgezeigten Mängel beseitigt, so daß die exakte Berechnung von Übergangsbögen nur noch von der Festsetzung des zulässigen Querrucks beeinflußt wird. Die Angaben in der Literatur schwanken zwischen $0,3$ und $1,0 \text{ m/s}^3$. Die fortschreitende Entwicklung der Fahrgeschwindigkeiten fordert eine Klarstellung dieses Punktes durch eingehende Versuche an einer möglichst großen Anzahl von Personen, um unsere Straßen den Anforderungen des künftigen Kraftverkehrs anpassen zu können.

Für die tatkräftige Unterstützung bei meinen Arbeiten möchte ich an dieser Stelle besonders Prof. Dr. Gerlach von der Technischen Universität Berlin meinen Dank sagen.

Aus der Industrie

(außer Verantwortung der Schriftleitung).

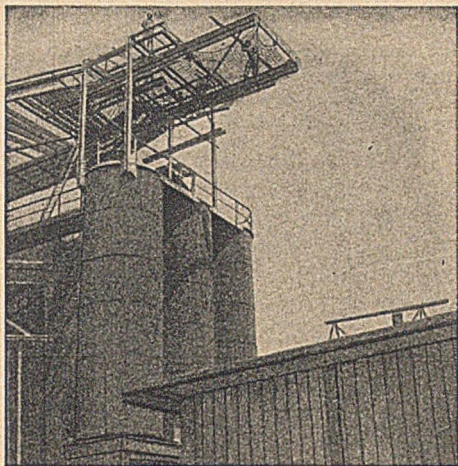
Verwendung von Schutznetzen für absturzgefährliche Arbeiten.

Bei größeren freitragenden Eisen- und Stahlkonstruktionen, Dachkonstruktionen in freitragenden Hallen, Entrostungs- und Anstricharbeiten an Werkshallen und Eisenbahn-Viadukten sowie Montage der Lehrgerüste bei Brücken ist es unvermeidbar, daß an exponierten Stellen gearbeitet werden muß und dabei beträchtliche Absturzgefahr besteht. Die Arbeitsrüstung bietet nur eine teilweise Sicherheit und es ereignen sich immer wieder folgenschwere Abstürze, zum Teil mit tödlichem Ausgang. Hier schafft der Einbau von Sicherheitsfangnetzen wirksamen Schutz. Das Gefühl der Sicherheit steigert die Arbeitsleistung.

Die Betriebssicherheit erfordert ausreichende Befestigung an tragfähigen Bauteilen. Das Aufhängen und Aufspannen selbst läßt sich durch die eingearbeiteten Kauschen einfach und schnell bewerkstelligen. Da die eigene Schwere des Netzes einen gewissen Durchhang ergibt, ist es ratsam, das Netz in größerer Spannweite als die tatsächlich abzudeckende Fläche zu verwenden. Gegen Witterungseinflüsse und zur Erhöhung der Lebensdauer wird das Netzgeflecht imprägniert.

Die Herstellung des Gerätes aus hochwertigem Langhanf gewährleistet den arbeits- und betriebssicheren Einsatz.

Hersteller: Alpica Thilo Hoffmann, Schlotheim/Thüringen. Seil-, Flecht- und Netzfabrik.
A. Klug.



Bautenschutzmittel

Dichtungsmittel für Mörtel und Beton / Abbindebeschleuniger, Frostschutzmittel / Schutz- und Farbanstriche / Belagmassen und Fugenkitte / Konservierungs- und Imprägnierungsmittel / Sika-Keramik



Sika G.m.b.H., Chemische Fabrik
Durmersheim b. Karlsruhe, Fernruf 14

Zeitschriftenschau

Bearbeitet von

Dipl.-Ing. Torben von Rothe, Berlin-Zehlendorf.

III v. Versuche mit Baustoffen, Baustoffprüfungen. 12 / Schulz, E. H. u. H. Bühler: Internationale Tagung für zerstörungsfreie Werkstoffprüfung in Saarbrücken. STAHLBAU 20 (1951), H. 5, S. 68. — Kurzer Bericht über die Vorträge der Tagung, u. a. über Werkstoffprüfverfahren auf magnetischer Grundlage, Verfahren zur Feststellung von Rissen, Weiterentwicklung magnetischer und elektrischer Prüfverfahren, Prüfung mit Ultraschall, akustisches Verfahren, Einsatz der Röntgenfeinstrukturuntersuchung, Anwendung der Gammastrahlen.

Vt. Tunnelbau. 16 / Biehl, O. u. M. E. Feuchtinger: Der neue Verkehrsweg Österleden in Stockholm. BAUTECHN. 28 (1951), H. 4, S. 73—77 u. H. 5, S. 108—112, 20 Abb. — Die Verfasser des mit dem 2. Preis ausgezeichneten Entwurfs geben einen ausführlichen Bericht mit den wichtigsten zeichnerischen Unterlagen. Nach Darlegung der Aufgabe und Erörterung der Vorteile der Tunnellösung wird die generelle Anordnung des Verkehrsweges mit 2 Tunneln für Kraftfahrzeuge, einem Tunnel für Straßenbahn sowie für Radfahrer und Fußgänger und 2 weiteren Tunneln für Kraftfahrzeuge am Ende des Verkehrsweges behandelt: Linienführung, Tunnelkreuzungen, Tunnellüftung, Richtlinien für die Bauausführung.

VII h. Bewegliche Brücken. 6 / Drese, H.: Schwanentorbrücke Duisburg. STAHLBAU 20 (1951), H. 5, S. 62—64, 5 Abb. — Hubbrücke mit 18 m hoher Durchfahrtsöffnung für den Schiffsverkehr und 22 m Brückenbreite, Fahrhahnrost aus 7 Längsträgern mit 19,5 m Stützweite, schweren Endquerträgern und Zwischenlängsträgern; 4 Hubtürme als Stahlskelett. Antrieb und Hubvorrichtung.

VII h. Hängebrücken. 20 / Structural damping in suspension bridges (Widerstandsfähigkeit der Konstruktion von Hängebrücken). PROC. AMER. SOC. CIV. ENG. 77 (1951), H. 61, S. 1—31, 23 Abb. — Bericht über die bisherigen Untersuchungen des Ausschusses für wissenschaftliche Erforschung der Hängebrücken-Fragen: 1) Theoretische Studie über die mangelnde Widerstandsfähigkeit von Hängebrücken und deren Ursachen. 2) Übersicht über die umfangreichen experimentellen und Laboratoriums-Studien über die Reibungskräfte und ihr Verhalten bei Winddruck. 3) Vergleich zwischen Theorie und Versuchsergebnissen.

VII h. Hängebrücken. 21 / Frazer, R. A.: Aerodynamic oscillations of suspension bridges (Aerodynamische Schwingungen von Hängebrücken). ENGNG. 171 (1951), H. 4438, S. 270—271, 2 Abb. — S. XVIII s. Stoßwirkung, Schwingungen, dynamische Wirkungen, Dauerbeanspruchung. 5.

VIII a. Auslandsbahnen, Kolonialbahnen. 3 / Bourrières, M.: Essai d'étude économique des voies de communication en pays neuf (Wirtschaftsstudie über Verkehrswege in neuerschlossenem Gebiet). ANN. PONTS CHAUSS. 120 (1950), H. 2, S. 187—241, H. 3, S. 313 bis 347 u. H. 4, S. 435—465, 17 Abb., 7 Taf. — Planung und Finanzierung von Verkehrswegen in Kolonialgebieten: Hauptstraßen, Straßen 2. Ordnung, Rollbahnen und Eisenbahnen. Finanzierungsplan für den Ausbau der Verkehrswege an der Elfenbeinküste. Vergleich zwischen den Erträgen einer Kolonialbahn mit Meterspur und einer Straße. Grundlagen für die Wirtschaftlichkeitsberechnung kolonialer Verkehrswege.

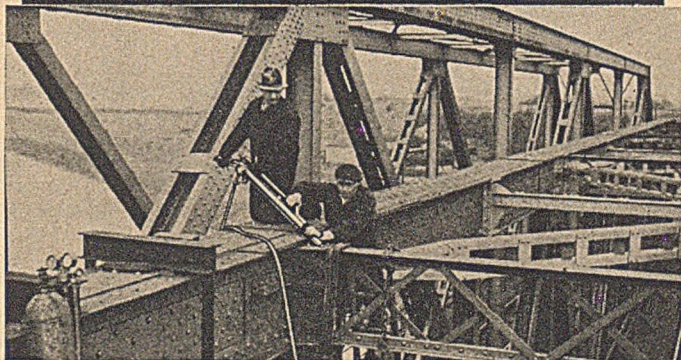
VIII o. Oberbau. 25 / W a t t m a n n, J.: Welche Vorteile kann das durchgehend geschweißte Gleis bieten? EISENBAHNBAU 3 (1950), H. 12, S. 281—283. — Unter Bezugnahme auf die Stellungnahme von Min.-R. Dr. Schramm über das Thema in H. 5/6 wird darauf hingewiesen, daß die Vorteile, die die Fachwelt von der durchgehenden Schweißung des Gleises erwartet, überwiegend auf dem Gebiet der Kostenersparnis bei Bau und Unterhaltung liegen. Die Bedeutung dieser Ersparnis und der betrieblichen Vorteile des geschweißten Gleises werden dargelegt.

VIII s. Schwebbahnen, Seilbahnen. 3 / Fortschritte im Bau von Luftseilbahnen in Einseilbauart Hunziker. SCHWEIZ. BAUTG. 68 (1950), H. 35, S. 480—482, 3 Abb. — Neue Einseilbauart von hoher Betriebssicherheit, in der Schweiz entwickelt und zugelassen. Das System weist statt der üblichen festgespannten Tragseile und der

Linde

DRUCKLUFTWERKZEUGE

FÜR BAU- U. ABRUCHUNTERNEHMUNGEN



ABBAU- U. AUFBRUCHHÄMMER

für Beton-, Mauerwerk- u. Erdarbeiten

SPATENHÄMMER

für Erd-, Lehm- und Torfarbeiten

NIETKOPFABSCHERHÄMMER

zum Abschlagen von Nietköpfen bis 40 mm Ø

sowie alle für einen störungsfreien Druckluftbetrieb erforderlichen Armaturen

Verlangen Sie unverbindliche Angebote u. kostenlose Vorführung

MASCHINENFABRIK SÜRTH
SÜRTH BEI KÖLN

Der vorliegenden
Ausgabe
liegt ein Prospekt
der Firma

Klepper-Werke in Rosenheim (Obbay.)

bei.

Wir bitten unsere
Leser um gefällige
Beachtung.



STELLENGESUCHE

Diplom-Bauingenieur

27 Jahre, Diplom im konstruktiven Ingenieurbau an der Techn. Hochschule Aachen mit guten Zeugnissen und einiger Praxis im Stahlbetonbau **sucht Stellung** in irgendeinem Gebiet des Bauingenieurwesens. Anschriften erbeten unter **28108** an die Anzeigen-Verwaltung „Die Bautechnik“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

STELLENANGEBOTE

Konstrukteur

für allgemeinen Maschinenbau
zum baldigen Dienstantritt gesucht.
Besondere langjährige Erfahrung im Wehrbau, Schleusenbau und beweglichen Brücken Bedingung.
Angebote mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Gehaltsansprüchen und Angabe des frühesten Eintrittstermins erbeten unter **W 800, WERBEG, Annoncen-Exped., Dortmund, Burgwall 24.**

Selbständiger erfahrener

Konstrukteur (Gruppenführer)

für Stahlwasserbau zum baldigen Dienstantritt gesucht.
Angebote mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Gehaltsansprüchen sowie Angabe des frühesten Eintrittstermins erbeten unter **W 779 an WERBEG, Annoncen-Expedition, Dortmund, Burgwall 24.**

Bei der Stadtverwaltung Duisburg

Abteilung Brückenbauamt ist für die Dauer der Arbeiten zum Wiederaufbau der Straßenbrücke über den Rhein zwischen Duisburg-Ruhrort und Homberg

die Stelle eines Diplomingenieurs zu besetzen.

Anstellung und Bezahlung nach TO. A III.
Voraussetzungen: Abgeschlossene Hochschulbildung, gute theoretische Kenntnisse.

Bewerbungen mit handschriftlichem Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften sind bis spätestens 2 Wochen nach Erscheinen dieser Zeitschrift an die **Stadtverwaltung Duisburg, Personalamt 2**, zu richten. Bewerber, die die Voraussetzungen des Gesetzes der unter Artikel 131 des Grundgesetzes fallenden Personen erfüllen, werden bei gleicher Befähigung bevorzugt. **Kennziffer: 1275.**

bewegten Zugseile ein einziges, besonders geschontes und leicht kontrollierbares Trag-Zug-Seil auf, das zu einer endlosen Schlaufe gekuppelt ist. Triebwerk, Stationsbauten, Tal- und Bergstationen und Betrieb werden besprochen. Als Beispiele des Systems werden die Bahnen Vignau—Wissfluh und Bristen—Colzern beschrieben.

IX c. Stahlskelettbau. 5 / Siebert, B. u. K. Peters: Wohnhochhäuser in Stahlskelettbau. BAUTECHN. 28 (1951), H. 5, S. 97 bis 101, 8 Abb. — Beschreibung des bauingenieurtechnischen Entwurfs der Hochhäuser am Grindelberg in Hamburg. Bauausführung mit durchgehender Gründungsplatte bzw. wannenartig ausgebildetem Kellergeschoß. Berechnungsverfahren für die Gründung, Aufbau der 14geschossigen Gebäude mit statischer Berechnung.

Xs. Straßenbau, allgemeines (Entwurf, Berechnung usw.). 19 / Bourrières, M.: Essai d'étude économique des voies de communication en pays neuf (Wirtschaftsstudie über Verkehrswege in neu erschlossenem Gebiet). ANN. PONTS CHAUSS. 120 (1950), H. 2, S. 187—241, H. 3, S. 313—347 u. H. 4, S. 435—465, 17 Abb., 7 Taf. — S. VIII a. Auslandsbahnen, Kolonialbahnen. 3.

XII h. Hallenbauten. 15 / Brødsgaard, O.: Les nouveaux hangars de l'aéroport de Kastrup (Danemark) (Die neuen Hallen des Flughafens Kastrup, Dänemark). OSS. MÉTALL. 15 (1950), H. 12, S. 589—594, 8 Abb. — Konstruktive Ausgestaltung von drei Flugzeughallen, die aus Stahlfachwerkträgern mit Lichtbogenschweißung hergestellt wurden. Konstruktive Einzelheiten der Hauptportalträger von 76 bzw. 100 bzw. 120 m Länge.

XII m. Maste u. Pfosten. 5 / Stötzner, O.: Statische Berechnung von rechteckigen stählernen Freileitungsmasten für Verdrehungsbelastungen. ETZ 71 (1950), H. 15, S. 397—399, 3 Taf. — Da Verdrehungskräfte einwirken, entspricht der Mast einem räumlichen Fachwerk, das durch die Aussteifungen statisch unbestimmt wird. Die entsprechende Berechnung eines Mastes wird durchgeführt. Abschließend wird ein Beispiel zur Bestimmung der Trägheitsmomente der Seitenwände durchgerechnet.

XII s. Schwimmanlagen, Badeanlagen. 2 / Heatly, P.: The planning and design of modern swimming baths (Planung und Ausführung moderner Schwimmanstalten). J. INSTN. CIV. ENGRS. 23 (1950/51), H. 2, S. 89—131, 20 Abb., 2 Taf. — Nach kurzer historischer Betrachtung Überblick über Entwurf und Bauausführung neuerzeitlicher Schwimmbäder in den verschiedenen Ländern: Äußere Gestaltung, Beckeneinteilung, Bauweisen in Mauerwerk, mit Glas- und Stahlwänden, in Stahlbeton. Wasserdichtigkeit der Wände, Fugendichtung, Hallenbauten, Beleuchtung, Lüftung, Wasserversorgung. Modernste schwedische Beispiele.

XVI f. Flughäfen, Rollbahnen. 11 / „World's best airport“ — Baltimore's Friendship field (Der beste Flughafen der Welt — auf Baltimore's Freundschaftsfeld). ENGG. NEWS-REC. 146 (1951), H. 5, S. 32—36, 6 Abb. — Wiedergabe von Erfahrungen beim Bau großer Flughäfen und ihre Anwendung beim Bau des neuen Baltimore-Flughafens. Lage: nehelfreie Landungsmöglichkeit für 200 Flugzeuge je Tag. Hauptrollbahn 3 km, 2 Nebenbahnen von je 2 km Länge, Rad- und Druck 14 kg/cm², Unterbau: Asphaltbeton in 4 Lagen. Hauptgebäude, Kontrollturm, Entwässerung.

XVIII b. Balken u. Platten. 25 / Wilson, G. u. G. M. J. Williams: Pavement bearing capacity computed by theory of layered systems (Tragfähigkeit von elastisch gelagerten Platten). PROC. AMER. SOC. CIV. ENG. 76 (1950), Sonderh. 16, S. 1—17, 11 Abb., 2 Taf. — Es wird ein neues Verfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit von starren und biegsamen Platten beschrieben, das auf der von Burmister angegebenen Theorie der elastisch gestützten Systeme beruht. Wenn Belastung und physikalische Eigenschaften der Platte und des Untergrundes bekannt sind, kann aus den beigefügten Diagrammen die erforderliche Plattenstärke direkt entnommen werden. Für einige typische Fälle wird die Deckenstärke nach den bisher üblichen Methoden (California Bearing Ratio, Westergaard u. a.) und nach der neuen Methode berechnet und verglichen.

XVIII g. Gewölbe. 1 / Goriupp, K.: Die Berechnung der Gewölbemauer am Hierzmann (Steiermark) nach dem Versuchslastverfahren. ÖST. BAUTSCHR. 5 (1950), H. 9, S. 149—157, 11 Abb., 3 Taf. — Nach Erörterung der Entwicklung des heute gebräuchlichsten Berechnungsverfahrens, des sogenannten Versuchslastverfahrens (trial load method) wird die Berechnung der Gewölbemauer am Hierzmann ausführlich behandelt. Die Mauer wurde in 11 Blöcken bei einer Blocklänge von 15 m, mit einer Höhe von 55 m und einer Gesamtlänge von 170 m mit einem Mauerinhalt von 41 000 m³ ausgeführt.

XVIII k. Knickung. 15 / Weyel, E.: Näherungsverfahren für die Berechnung von Knickstäben mit stufenweise veränderlichem Träg-
(Fortsetzung s. S. VII.)

heitsmoment. STAHLBAU 20 (1951), H. 5, S. 64—68, 12 Abb., 6 Taf. — Es wird ein Verfahren gezeigt, das die Berechnung von Druckstäben mit stufenweise veränderlichem Trägheitsmoment in beliebiger Feldlänge und beliebiger Stufenfolge für 2 und 3 Stufen in genügender Annäherung gestattet und dabei nur ein Minimum einfacher Rechenarbeit verlangt. 4 Fälle werden betrachtet.

XVIII m. Meßkunde, Meßgeräte. 3 / Schultze, E.: Einige ausländische Geräte zur Beobachtung von Erd- und Grundbauten. BAUTECHN. 28 (1951), H. 5, S. 112—116, 16 Abb. — Übersicht über die neueren im Ausland entwickelten Geräte zu Meßzwecken an fertigen Bauwerken: SR-4-Dehnungsmesser, Dehnungs-Meßstreifen (Philips-Werke), Bodendruckdosen, WES-Zellen zur Bodendruckmessung, Philips-Bodendruckaufnehmer, Carlson-Bodendruckdose. Messung der Durchbiegung von Flugplatz-Befestigungen mit SR-4-Messer, Messung von Bauwerksohlen, Porenwasserdruck-Messung unter Dammbauten.

XVIII r. Rahmen. 16 / Hermann, W.: Berechnung durchgehender Rahmen mit dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen. BAUTECHN. 28 (1951), H. 5, S. 106—108, 4 Abb., 2 Taf. — Es wird der durchgehende Rahmen mit ungleichen Höhen behandelt und auf Grund der konsequenten Anwendung der virtuellen Verschiebung berechnet. Beispiel: Mittelhalle mit seitlichem Anbau als 9fach statisch unbestimmte Rahmenkonstruktion.

XVIII s. Stoßwirkung, Schwingungen, dynamische Wirkungen, Dauerbeanspruchung. 5 / Frazer, R. A.: Aerodynamic oscillations of suspension bridges (Aerodynamische Schwingungen von Hängebrücken). ENGNG. 171 (1951), H. 4438, S. 270—271, 2 Abb. — Bericht über die für den Bau der Severnbrücke angeordneten umfassenden aerodynamischen Untersuchungen des „National Physical Laboratory“ mit dem Zweck, einen Entwurf für die Severnbrücke aufzustellen, der völlige Sicherheit gegen gefährliche Schwingungen bietet und gleichzeitig eine wirtschaftlich tragbare Lösung darstellt. Brückenmodell für die Windtunnel-Untersuchungen.

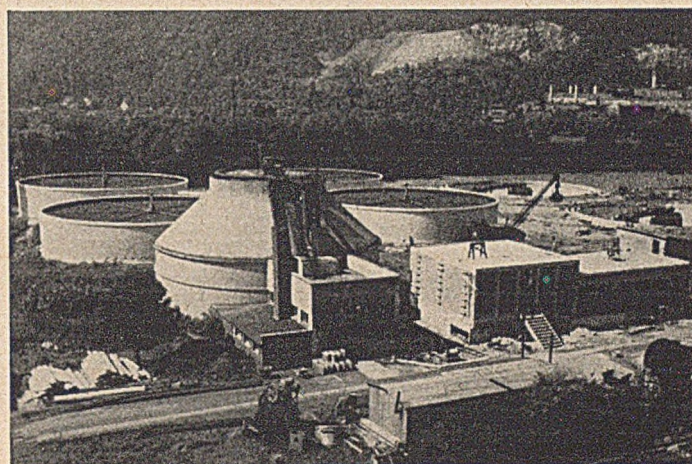
XVIII s. Stützen, Säulen, Maste. 6 / Stötzner, O.: Statische Berechnung von rechteckigen stählernen Freileitungsmasten für Verdrehungsbelastungen. ETZ 71 (1950), H. 15, S. 397—399, 3 Taf. — S. XII m. Maste u. Pfosten. 5.

XVIII s. Stützen, Säulen, Maste. 7 / de Ginder, H.: Näherungsverfahren zur Spannungsermittlung quadratischer, symmetrisch bewehrter Stahlbetonstützen bei zweiachsiger Außermittigkeit. BAUTECHN. 28 (1951), H. 4, S. 77—79, 6 Abb., 1 Taf. — Verfahren zur Ermittlung der Null-Linie und der Eckspannungen: Bei Null-Linien-Abschnitten kleiner als die Seitenlängen werden als Stahldruckspannungen die etwas zu großen Stahldruckspannungen eingesetzt; bei Null-Linien-Abschnitten größer als die Seitenlänge werden die errechneten Stahldruckspannungen um 10% erhöht. Zahlenbeispiel und Zahlentafel.

XIX g. Gewässerkunde, allgemeines, Gezeiten. 16 / Bircher, H. u. E. Walser: Kontinuierliche Bestimmung der Abflußmengen in Gewässerstrecken mit veränderlichem Rückstau. WASSER- U. ENERGIEWIRT. 41 (1950), H. 6/7, S. 107—111 u. H. 8, S. 133 bis 137, 9 Abb., 5 Taf. — In einer amtlichen Mitteilung des Eidgenöss. Amtes für Wasserwirtschaft wird über die Bestimmung der Abflußmengen der schweizerischen Gewässer und anschließend über eine vom Hydrographischen Dienst des genannten Amtes entwickelte Methode für die Abflußbestimmung in Gewässerstrecken mit veränderlichem Rückstau berichtet. 5 Tabellen geben Beispiele für die Berechnung der Abflußmengen.

XIX h. Häfen (See-). 23 / Ports maritimes français. Tome I et II (Französische Seehäfen I und II). TRAV. 34 (1950), H. 188, S. 331—492 u. H. 189, S. 493—618. — Umfassende Uebersicht über die Wiederherstellungsarbeiten in französischen Seehäfen: Kai-mauerbau Dünkirchen, Hafenhauarbeiten in Calais, Boulogne, Dieppe, Fécamp, Rouen, Uferschutzbauten, Bagger- und Regulierungsarbeiten an der Seine-Mündung, Wiederherstellungsarbeiten in den Westhäfen, Molen- und Schleusenbauten, Neubau des Hafens Lorient, Molenbauten in der Adour-Mündung, Wiederherstellung von Radiostationen, Erneuerung des gesamten Seegeräteparkes.

XIX k. Kanäle. 13 / Boden, O. G.: Big machines speed Delta-Mendota Canal construction (Großmaschinen säge beschleunigen den Bau des Delta-Mendota-Kanals). CIV. ENGNG. 20 (1950), H. 5, S. 32—35, 6 Abb., 1 Taf. — Der 170 km lange Delta-Mendota-Kanal in Kalifornien wird vollmechanisch ausgehoben durch ein Großgerät, dessen äußere Form dem Kanalquerschnitt entspricht. Erdaushub von rd. 30 Mio m³ wird seitlich verteilt, maschinelle Glättung von Sohle und Böschungen, Betonauskleidung. Maschinenpark, elektrisch angetrieben, läuft auf Gleisen am Kanalrand. Leistung 6000 lfdm in 20 Arbeitstagen.



Kläranlage Hagen i. W.

WAYSS & FREYTAG

A. G.

FRANKFURT AM MAIN
Neue Mainzer Straße 59 · Fernruf 9 00 11

Hochbau  Tiefbau

Stahlbeton - Spannbeton
u. a. Betonstraßen und Bauten aller Art
für Wasserwirtschaft und Wasserstraßen

NIEDERLASSUNGEN

Berlin · Bremen · Düsseldorf · Essen · Frankfurt am Main
Hamburg · Hannover · Hellbronn · Karlsruhe · Kiel · Mannheim
München · Neustadt an der Haardt · Nürnberg · Stuttgart



XIX k. Kanäle. 14 / Canisius, P.: Das Wasserstraßenkreuz Minden und die Verkehrsumleitung während der Wiederherstellung der Kanalbrücke. BAUTECHN. 28 (1951), H. 4, S. 89—92, 4 Abb., 1 Taf. — S. XIX s. Schifffahrt. 2.

XIX m. Meliorationen, Be- u. Entwässerungsanlagen, Landgewinnung. 3 / Hurst, H. E.: Long-term storage capacity of reservoirs (Fassungsvermögen für Sammelbecken auf weite Sicht). PROC. AMER. SOC. CIV. ENG. 76 (1950), Sonderheft 11, Abt. Wasserbau, S. 1—30, 23 Taf. — An den wasserwirtschaftlichen Aufgaben des Nils wird die Lösung der Frage erörtert, welches Fassungsvermögen ein Sammelbecken besitzen muß, um bei gegebenem Zufluß den für Bewässerungsanlagen notwendigen stets gleichbleibenden Abfluß sicherzustellen. Als Sammelbecken des Nils gelten im wesentlichen der Viktoria- und der Albert-See.

XIX s. Schifffahrt. 2 / Canisius, P.: Das Wasserstraßenkreuz Minden und die Verkehrsumleitung während der Wiederherstellung der Kanalbrücke. BAUTECHN. 28 (1951), H. 4, S. 89—92, 4 Abb., 1 Taf. — Als Einleitung zu mehreren geplanten Veröffentlichungen über die umfangreichen Wiederherstellungsarbeiten der Kanalüberführung über die Weser wird hier über die reibungslose und sichere Durchleitung des wieder anlaufenden Kanalverkehrs über die nicht zerstörten Kanalabstiege bis zur Wiederinbetriebnahme der Kanalbrücke berichtet.

XIX s. Stau Mauern. 40 / Goriupp, K.: Die Berechnung der Gewölbemauer am Hierzmann (Steiermark) nach dem Versuchslastverfahren. ÖST. BAUTSCHR. 5 (1950), H. 9, S. 149—157, 11 Abb., 3 Taf. — S. XVIII g. Gewölbe. 1.

XIX s. Stau Mauern. 41 / Jaulin, E.: Le barrage de la Girotte (Die Girotte-Talsperre). HOUILLE BL. 5 (1950), H. 5, S. 555—573, 17 Abb. — Erörterung der Pläne und Entwürfe für die Wahl der Bauart der Stau mauer: Wahl der Gewölbereihenstau mauer mit Betonpfeilern in Abständen von 24 m, und zwischen ihnen besonders geformte Tonnengewölbe von 1,7 m Dicke, mit unterer Einspannung am Fuß und freier Beweglichkeit an den Längsseiten. Abdichtung der Pfeilergewölbe-Fugen durch elastisches Bitumen. Betoninhalt 118 000 m³, Baustelleneinrichtung, Aufbereitungsanlage, Stahl-schalung, Rüttelverdichtung.

XIX s. Stau Mauern. 42 / Stucky, A., F. Panchaud u. E. zum Studium der Bogenstau mauern). BULL. TECHN. SUISSE ROM. Schnitzler: Contribution à l'étude des barrages-voûtes (Beitrag 76 (1950), H. 26, S. 349—351. — Im vorliegenden Schlußteil der beachtlichen Arbeit werden die Schlußfolgerungen der Untersuchungen zusammengefaßt. Es ist wichtig, bei der statischen Berechnung von Bogenstau mauern die Deformierbarkeit des Felsens in Rechnung zu setzen. Es wird jedoch nicht für unumgänglich notwendig erachtet, mit größter Genauigkeit den Deformationsmodul des Felsens zu erfassen; vor allem muß man die Grenzen kennen, in denen dieser Modul im Verhältnis zum Elastizitätsmodul des Betons veränderungsfähig ist.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 66 / Grés, G.: Les travaux d'aménagement de la chute de Donzère—Mondragon sur le Rhône (Die Bauanlagen an der Wasserkraftanlage von Donzère—Mondragon an der Rhône). GÉNIE CIV. 127 (1950), H. 14, S. 261 bis 266, 11 Abb. — Wehranlage an der Rhône; Entnahmebauwerk, Umleitungskanal von 17 km Länge, Baublock-Krafthaus mit Schleuse, Unterwassertunnel von 11 km Länge zur Verbindung des Krafthausauslaufs mit der Rhône und schließlich 9 Brücken über den Ober- und Unterwasserkanal. (Vgl. a. XIX w. Wasserwirtschaft. 2.)

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 67 / Lewin, J. D.: Underground hydroelectric power plants (Unterirdische Wasserkraftwerke). ENGNC. 169 (1950), H. 4387, S. 225—226, H. 4388, S. 236—237 u. H. 4389, S. 264—265. — Eingehender beachtlicher Bericht über die in allen Teilen der Welt letzthin erbauten unterirdischen Wasserkraftanlagen, die ausgehend von Deutschland u. a. in Schweden, Italien, Rußland, der Schweiz, Frankreich, Südamerika und Australien gebaut wurden. Der Einbau erfolgte z. T. ohne Stützbauten in den Fels, z. T. mit Stützwerk. Besprochen werden die Kostenverhältnisse, Konstruktionen und Bauausführungen im Felsen, Methoden der Tunnelberechnungen und Tunnelbauverfahren.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 68 / Schmidt-Misch: Talsperren- und Kraftwerkbau am Großglockner. BAUTECHN. 28 (1951), H. 4, S. 93—95, 5 Abb. — Als wichtigste Bauwerke werden das Großkraftwerk Kaprun und die 1600 m ü. M. gelegene Limberg-sperre besprochen. Letztere ist durch einen 7 km langen Druckstollen mit dem Wasserschloß verbunden. Die Limberg-sperre ist eine Gewölbemauer von 120 m Höhe, 354 m Kronenlänge und 460 000 m³ Betonkubatur. Besprochen werden Aufbereitungsanlage, Mischanlage und Betoneinbringung durch Kabelkran.



MECHANISCHE
**BODEN
VERDICHUNG**

NACH DEM ROTTELDRUCKVERFAHREN D. R. P.
BIS ZU GRÖSSTEN TIEFEN
DAMMVERDICHUNG BIS 35 METER JE STUFE


JOHANN KELLER
GEGR. 1860
FRANKFURT A. M. HAMBURG

RENCHEN-BD. HAMBURG

Rothe Erde

KUGEL-DREHVERBINDUNGEN
Pat. ang.

FÜR BAGGER UND DREHKRANE
Doppelreihige- dreiteilige Kugellager zur Aufnahme hoher Axialkräfte und Kippmomente
KEIN KONIGSZAPFEN MEHR!



EISENWERK Rothe Erde
GMBH · DORTMUND, Tremoniastraße 9

Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Bundes im Jahre 1950.

Von Ministerialrat Alfred Feyerabend, Offenbach/Main.

(Schluß aus Heft 7.)

5. Nordwestdeutsche Kanäle.

Die Arbeiten am Dortmund-Ems-Kanal sind in den Vordergrund des Interesses gerückt. Infolge der starken Zunahme des

Die Bepflanzung der Kanäle zum Zwecke des Windschutzes, der Ufersicherung und der Landschaftsgestaltung wurde auch im Jahre 1950 in großem Umfange fortgesetzt (Bild 19).

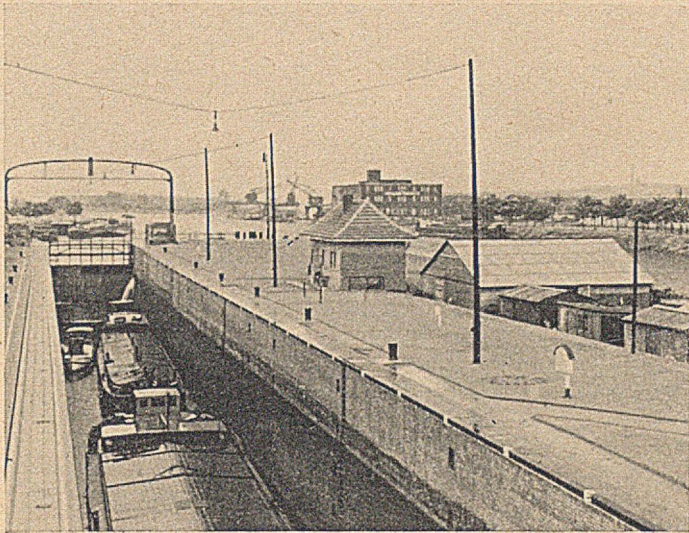


Bild 18. Schleuse V des Rhein-Herne-Kanals nach 2 m Aufhöhung.

Verkehrs betrug die Belastung 1950 etwa das 2½- bis 3fache der Menge, für die der Kanal ursprünglich ausgebaut war. Besonders ungünstig sind die Verhältnisse in der am stärksten belasteten Süd-strecke zwischen Datteln und Bergeshövede, die zugleich den Verkehr des Mittellandkanals aufnehmen muß. Leider war es bisher aus Mangel an Mitteln nicht möglich, großzügige Maßnahmen zu einer durchgreifenden Verbesserung der allmählich unhaltbar gewordenen Zustände an diesem Kanal zu beginnen. Nur an einzelnen Stellen konnten begonnene Teilmaßnahmen fortgesetzt werden, so an der zweiten Fahrt bei Hiltrup zur Beseitigung der dort vorhandenen scharfen Krümmungen. Ferner konnte die Schleuse I der Schleusen-gruppe Münster gründlich überholt werden.

Für die kommenden Jahre sind am Dortmund-Ems-Kanal grund-legende Ausbaumaßnahmen vorgesehen. Die dazu erforderlichen Untersuchungen wurden abgeschlossen, so daß die grundsätzlichen Entscheidungen über Art und Umfang der künftigen Baumaßnahmen getroffen werden konnten. Weiter gelang es, den während des Krieges zum Still-stand gekommenen Ausbau der mitt-leren Ems auf Sommerhochwasser, ein größeres Bauvorhaben im Interesse der Landeskultur, wieder in Gang zu bringen.

Zum Ausgleich der Rückwirkungen der Rheinerosion wurde der Ausbau des unteren Vorhafens der Schleuse I am Rhein-Herne-Kanal begonnen. Die Arbeiten für das neue Ruhrwehr in Duisburg, das 4 Stromöffnungen von 30 m lichter Weite und beiderseits je drei Flut-öffnungen von je 10,8 m Breite erhält, wurden weitergeführt. Die Montage der Wehrverschlüsse ist nahezu vollendet. Neben den üblichen Bergsenkungsschäden (Bild 18) konnte erstmalig auf der freien Strecke in größerem Umfange mit der In-standsetzung der stark verfallenen Bö-schungen begonnen werden.

Infolge erhöhten Kohlenabbaus traten auch am Wesel-Datteln-Kanal Bergsenkungen auf, die zu Gegenmaß-nahmen zwangen.



Bild 19. Bepflanzung am Dortmund-Ems-Kanal.

6. Mittellandkanal.

Die Wiederherstellung der während des Krieges stark beschädig-ten Böschungen war eine der dringendsten Aufgaben am Mittelland-kanal. Zur Erhaltung der Fahrwassertiefe und zur Beseitigung von Rutschungen bei km 194 und am Hildesheimer Kanal wurden größere Sand- und Schlammengen gebaggert. 34 ha rutschgefährdete Ein-schnittflächen konnten mit Mischwaldpflanzungen aufgeforstet wer-den. Am Stichkanal Bleckenstedt-Hallendorf (Salzgittergebiet) wur-den Restarbeiten ausgeführt, die während des Krieges liegengelie-ben waren. Zur Beseitigung von Schäden, die bei Kriegsende ver-ursacht worden waren, arbeitete ein senkrecht zur Uferlinie liegendes aufziehbares Schrappergerät mit gutem Erfolg. Brückenneubauten wurden zur Ersparung von Gewicht unter Anwendung der Verbund-bauweise mit unmittelbar befahrenen Fahrbahnplatten ausgeführt. An der Leine bei Hannover ist mit dem Bau eines Überlaufbauwerkes zur Hochwasserentlastung begonnen worden.

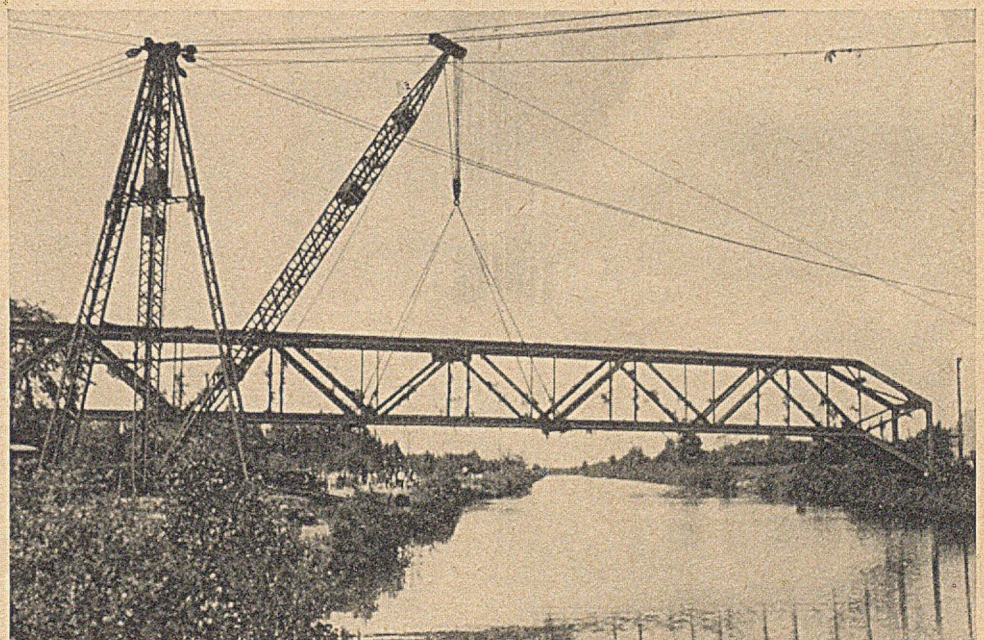


Bild 20. Umbau der Fußgängerbrücke Langenmoor am Küstenkanal.

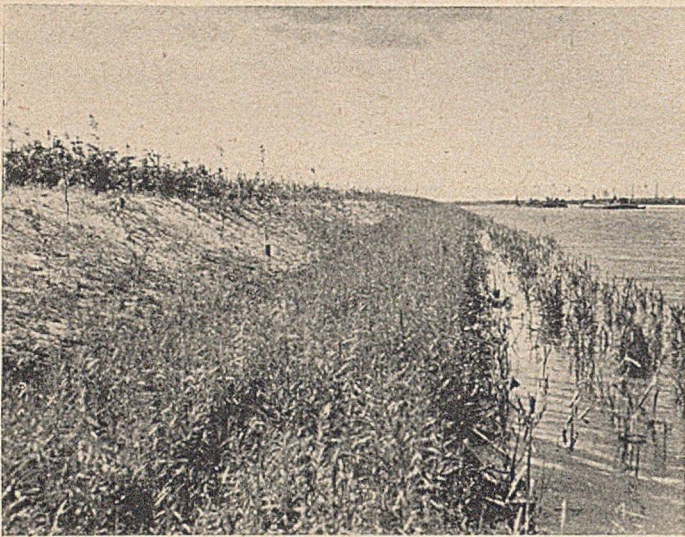


Bild 21. Lebendverhaugung am erweiterten Küstenkanal nach einjähriger Wuchszeit.

7. Küstenkanal und untere Hunte.

Die Verbreiterung des Küstenkanals für den Verkehr von 1000-t-Schiffen ist im Jahre 1950 soweit fortgeschritten, daß Anfang 1951 die Beschränkung der Ahladetiefe aufgehoben werden konnte (Bild 20). Besonderen Wert legte die Verwaltung auf die sorgfältige Bepflanzung der Wasserzone und der Böschungen. Bild 21 zeigt den Erfolg einer Spreitlage aus Weidenruten nach einjähriger Wuchszeit. An der unteren Hunte wurde die Verstärkung der Sommerdeiche und die vorläufige Sicherung der stark abbrüchigen Böschungen an den Winterdeichen erfolgreich fortgesetzt.

8. Weser.

Die Instandsetzungsarbeiten an der großen Weserschleuse Bremen wurden abgeschlossen. Bild 22 zeigt die Entfernung der Schleusen-Drainage und die Einbringung der neuen verstärkten Sohle. Neuzeitliche, elektrische Einrichtungen ersetzen die beschädigten, alten Antriebe. Die Schleusenanlage, Anfang Dezember wieder in Betrieb genommen, wird nunmehr für abschbare Zeit durch die beiden modernisierten Schleusen allen Verkehrsanforderungen gewachsen sein.

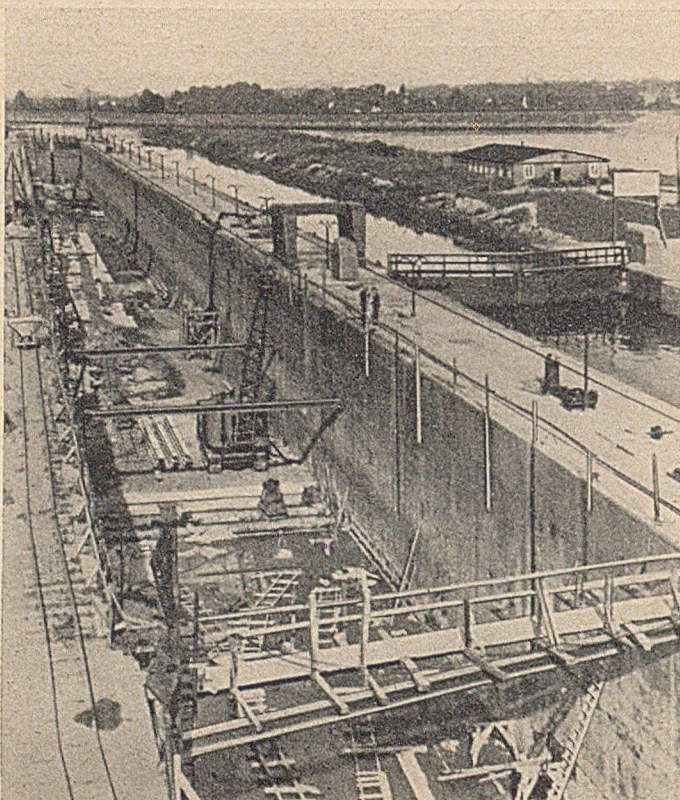


Bild 22. Wiederherstellungsarbeiten an der großen Weserschleuse in Bremen.

Der durch den Krieg unterbrochene Ausbau der Mittelweserkanalisierung konnte nur an der Staustufe Petershagen fortgeführt werden. Die sieben Jahre unter Wasser stehende Schleusenbaugrube ist leergepumpt worden. Dabei hat sich gezeigt, daß die vor Stilllegung der Arbeiten eingebrachte Sohlensicherung gut erhalten war (Bild 23). Die ursprünglich 350 m lange Schleppzugschleuse soll nach Umgestaltung des gesamten Kanalisierungsentwurfs für die Mittelweser als Schleuse ohne Mittelhaupt mit einer Nutlänge von 225 m ausgeführt werden. Die Betonierungsarbeiten werden wieder aufgenommen. Mit der Umspundung des Schleusenunterhauptes wurde begonnen.

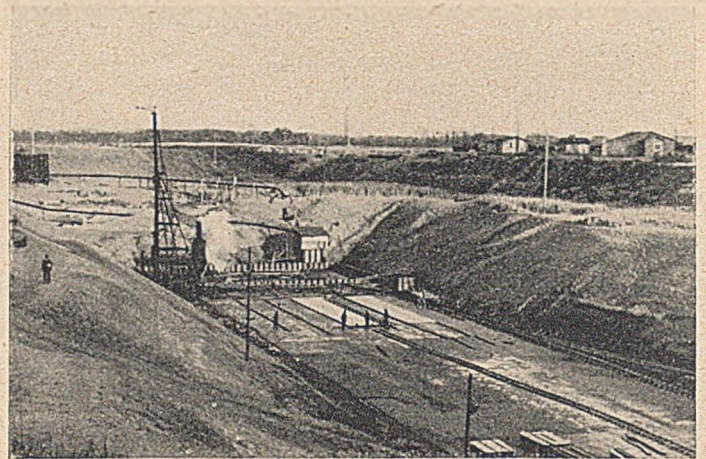


Bild 23. Leergepumpte Schleusenbaugrube Petershagen.

Bild 24 zeigt die Montage des ersten Blechträgers der Flutbrücke über den Schleusenkanal Petershagen, die in Verbundbauweise ausgeführt wird. An dem über den Pfeilern erhöht montierten Blechträger sind die auf seinen Obergurtplatten angebrachten Verbundhügel deutlich zu erkennen.

9. Donau.

Nachdem bis Ende 1949 die Räumungsarbeiten an der Donau, insbesondere Schiffbergungen, zum Abschluß gebracht werden konnten, standen die im Jahre 1950 zugeteilten Mittel für die Instandsetzung der stark vernachlässigten Ufer- und Strombauwerke zur Verfügung. Dabei war auch an der Donau, wie bei fast allen anderen Stromgebieten, zunächst nur an die Ausbesserung der größten Schäden zu denken.

Die starke Geschiebeführung der Nebenflüsse zwang zu umfangreichen Baggerarbeiten. Die Fortsetzung der Niederwasserregelungsarbeiten bei Mariaposching (Bild 25) und am Rainer Eck brachten der Schifffahrt durch die Sicherung des 2schiffigen Fahrweges eine erhebliche Entlastung.

Erfreulicherweise nahm der Verkehr auf der Donau im Jahre 1950 weiterhin zu, was nicht zuletzt auf die Teilnahme des jugoslawischen Partners zurückzuführen ist. Der Verkehr im Hafen Regensburg er-

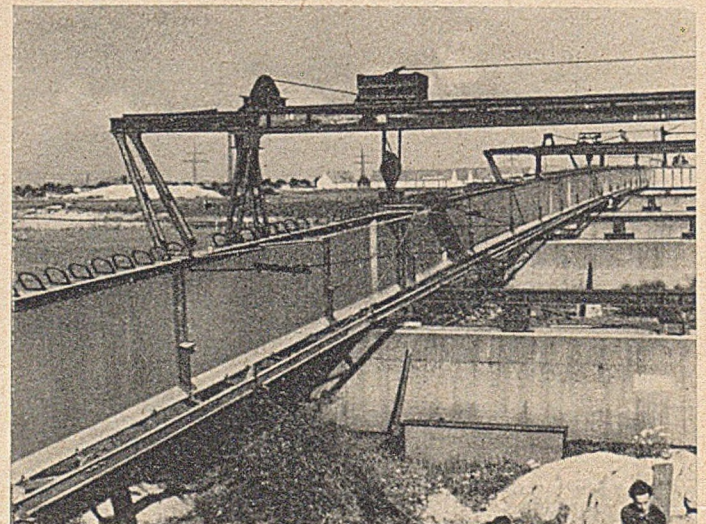


Bild 24. Flutbrücke über den Schleusenkanal Petershagen. 1. Hauptträger montiert.

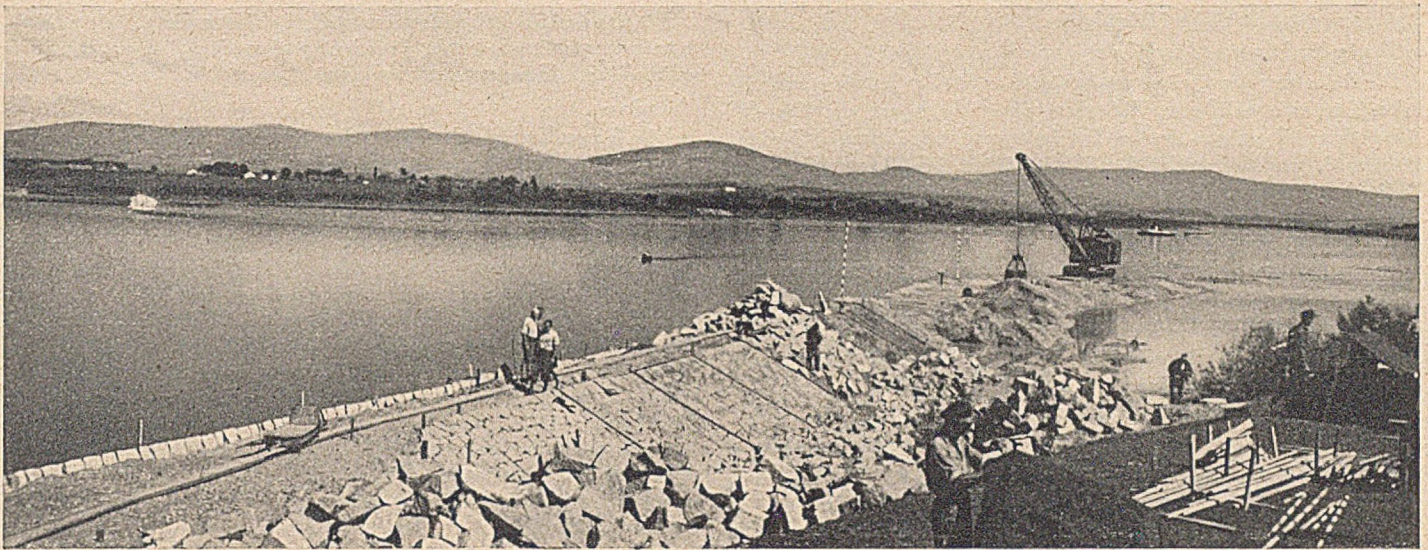


Bild 25. Niederwasserregelung an der Donau bei Mariaposching.

reichte bereits wieder 1,33 Mio t. Das entspricht dem Verkehr des Jahres 1938 (1,33 Mio t), der in keinem Jahr vorher oder nachher bisher jemals wieder erreicht worden war.

Maschinentechnische Arbeiten.

Für die Unterhaltung der Wasserstraßen besitzt die Wasserbauverwaltung des Bundes einen ansehnlichen Schiffs- und Gerätepark, wie Bagger, Spüler, Schlepper, Hebeböcke, Tonnenleger, Feuerschiffe, Eisbrecher und Schuten. Während die Kriegsverluste bei Baggern und Spülern gering waren, sind die Schleppboote und Transportprähme zum großen Teil verloren gegangen oder beschädigt worden. Der verbliebene Gerätepark war wegen seiner Überalterung ein besonderes Hemmnis für die Wirtschaftlichkeit der Unterhaltung an Binnen- und Seewasserstraßen.



Bild 26. Flachgängiger Motoreisbrecher „Widder“ auf der Elbe.

Im Zuge der Erneuerung dieser Fahrzeuge wurden bemerkenswerte technische Fortschritte erzielt. So hat sich ein flachgängiger Motoreisbrecher (Bild 26), der durch neuartige Ausbildung des Unterwasserschiffes im Eis nicht mehr festkommt, bereits beim ersten Einsatz auf der Oberelbe im Winter 1949/50 hervorragend bewährt. Der neue Tonnenleger „Kapitän Meyer“, der auch bei hohem Seegang einsatzfähig ist, wurde schon erwähnt (Bild 1). Im Interesse einer besseren Wirtschaftlichkeit wurde auch bei Aufsichtsbooten der Dieselmotor als Antriebsquelle bevorzugt (Bild 27). Neue Decksprähme gestatten ein einfaches Beladen von Baustoffen. Zur Entseuchung der Binnenwasserstraßen von Munition und Trümmern wurde ein Unterwasser-Metallsuchgerät entwickelt, das mit Hilfe des magnetisch-elektrischen Prinzips Metallteile, die bis zu 2 m tief unter der Flußsohle eingesandet liegen, anzeigt. Im Zuge der Brücken- und Schiffstrümmerbeseitigung fanden vor allem für den Rhein Schwimmkräne von 150 bis 200 t Hubkraft Verwendung.

In Zusammenarbeit mit dem Bundesministerium für Post- und Fernmeldewesen wurde der „Rheinfunk“, ein auf Mittelwelle arbeitender drahtloser Fernsprechverkehr, entwickelt. Versuchsweise

wurden 1950 11 Schiffe mit dieser Einrichtung ausgerüstet. Z. Zt. ist zwischen Karlsruhe und der holländischen Grenze ein lückenloser Funksprechverkehr möglich.

Wasserhaushalt.

1. Wasserführung.

Anfang 1950 ging, durch Frostwetter verursacht, die Wasserführung an den Flüssen mit Ausnahme der Elbe zurück. Die Schifffahrt auf Donau, Main, Ems und den angrenzenden Kanälen mußte auf kurze Zeit eingestellt werden. Die Frostperiode wurde aber sehr bald von einer über die Monate Februar und März andauernden wärmeren Trockenperiode abgelöst. Da der Schneefall im Winter 1949/50 nur gering war, blieben die alljährlichen Frühjahrsanschwellungen der Flüsse aus. Erst im April fielen erhebliche Nieder-

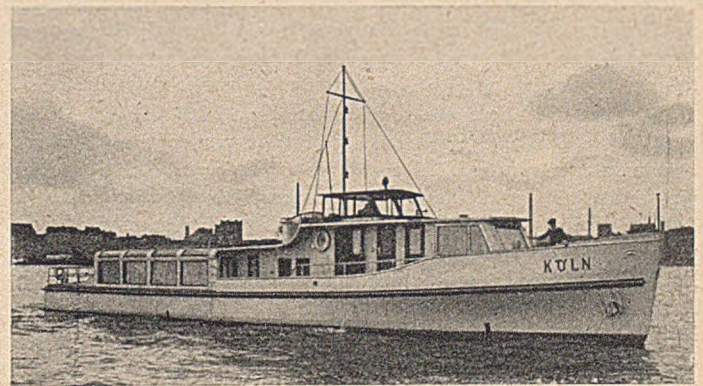


Bild 27. Motorboot „Köln“ der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Duisburg.

schläge, die eine so reichliche Wasserführung des Rheins und der Donau zur Folge hatten, daß die Schifffahrt voll ausgelastet werden konnte. In den Sommermonaten war die Wasserführung des Rheines besser als in den Vormonaten, so daß auch in den im allgemeinen für den Verkehr ungünstigsten Monaten Juli, August und September mit guter Abladetiefe gefahren werden konnte. An der Donau war die Schifffahrt in den Monaten Juni und Juli wegen geringer Wasserführung starken Einschränkungen unterworfen. Bei der Weser wirkte sich eine gute Vorratswirtschaft in der Ederseetalsperre Anfang August mit fast 180 Mio m³ Wasserinhalt auf die bei ergiebigen Niederschlägen reichliche natürliche Wasserführung ausgleichend aus, so daß eine weitgehende Anpassung der Bewirtschaftung des Zuschußwassers an die Bedürfnisse der Schifffahrt möglich war. Der Laderaum der Schifffahrt konnte dadurch gegenüber den letzten Jahren weitaus vorteilhafter ausgenutzt werden. Gegen Ende des Jahres 1950 traten sehr reichliche Niederschläge ein, die die Wasserführung sämtlicher Flüsse erhöhten und zudem die Speicherbecken voll ausfüllten. Die Schifffahrt war deshalb gegen Ende des Jahres auf keinem Strom behindert.

2. Wasserwirtschaftliche Maßnahmen.

a) Reinhaltung der Gewässer.

Die Belastung der Ströme mit schädlichen Stoffen hat eine bedenkliche Zunahme erfahren. Flußwasseruntersuchungen, die für die Wiederherstellung geordneter Zustände von grundlegender Bedeutung sind, wurden regelmäßig durchgeführt. Die Auswertung der Beobachtungen aus den zurückliegenden Trockenjahren bestätigte das besorgniserregende Ausmaß des Verschmutzungszustandes. Diese Feststellungen trugen dazu bei, wasserwirtschaftliche und gesetzliche Maßnahmen vorzusehen, die eine Besserung der Verhältnisse herbeizuführen geeignet sind. Die Aufgabe, die Bundeswasserstraßen, in die letzten Endes alle Abwässer gelangen, reinzuhalten und eine weitere Verschmutzung mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln zu verhindern, hat demgemäß eine besondere Bedeutung.

An Untersuchungen und Maßnahmen zur Reinhaltung der Gewässer wurden u. a. durchgeführt: Verbesserung bei der Entleerung von Tankschiffen, Verbesserung der Verhältnisse bei der Abwasserleitung von Städten und Industrien durch Bereitstellung von Mitteln aus dem Arbeitsbeschaffungsprogramm, Einflußnahme auf die steigende Besiedlung der Einzugsgebiete der Flüsse durch entsprechende Raumplanung, Verhandlungen zur Gründung von Abwasserverbänden.

Mitte des Jahres 1950 wurde ein Vertreter der Wasserbauverwaltung des Bundes als deutscher Bevollmächtigter in die Internationale Kommission für den Schutz des Rheines gegen Verunreinigung bestellt.

b) Sonstige wasserwirtschaftliche Aufgaben.

Die wasserwirtschaftliche Betreuung der Bundesgewässer erstreckte sich weiterhin auf den allgemeinen gewässerkundlichen Dienst, die einheitliche Leitung der Bekämpfung von Hochwasser- und Eisgefahren, die Vereinheitlichung des Pegelwesens sowie die Durchführung fischereibiologischer Bestandsaufnahmen an den Strom- und Seegebieten.

Auf dem Gebiet der wasserwirtschaftlichen Rahmenplanung hat die Bundesanstalt für Gewässerkunde, Bielefeld, die Zusammenarbeit mit dem Institut für Raumforschung aufgenommen. Die Grundlagenforschung konnte fortgesetzt werden, insbesondere wurde ein Verfahren zur Ermittlung der Grundwasserreserven ausgearbeitet.

Weiterentwicklungen des Pegelwesens, der Abflußmeßgeräte, eines elektrischen Geschlebepegels sowie eines Dauergeschwindigkeits- und Stromrichtungsmessers führten zu guten Erfolgen. Die Abteilung für qualitative Hydrologie der Bundesanstalt für Gewässerkunde befaßte sich mit der Belastung der Bundeswasserstraßen durch Abwässer. Mit den Landesdienststellen wurden insbesondere über die Beobachtung der Verschmutzung von Rhein und Main gegenseitige Abmachungen getroffen. Auch mit dem Ausland, insbesondere mit Holland und der Schweiz, wurde die Verbindung mit Sachverständigen auf dem Abwassergebiet verstärkt aufgenommen. Hydrogeologische und hydrometeorologische Untersuchungen wurden im Einzugsgebiet der Ems durchgeführt.

Mit den fachlichen Landesdienststellen und den einschlägigen Fachnormenausschüssen wurde in allen gewässerkundlichen Fragen in erfreulichem Maße zusammengearbeitet.

Forschung.

Die Wasserbauverwaltung des Bundes muß in klarer Erkenntnis der außerordentlichen wirtschaftlichen Bedeutung einer hochentwickelten Technik im Wasserbau die Entwicklung aller einschlägigen technischen Wissensgebiete fördern und nützen. Sie ist aber andererseits in den Eigenarten ihrer vielfältigen Aufgaben auf sich allein gestellt und gezwungen, in diesen selbständig technische Entwicklung zu betreiben. Versuche und Forschung auf wissenschaftlicher Grundlage in Verbindung mit den Erfahrungen am Objekt sind dafür eine unerläßliche Voraussetzung. Nur so kann bei wasserbaulichen Anlagen ein Maximum an Zweckmäßigkeit mit einem Minimum an Aufwand für Herstellung und Erhaltung erreicht werden. Die für Forschungszwecke bisher bereitgestellten Mittel genügten nicht, um die seit vielen Jahren unterbliebene Entwicklungsarbeit aufzuholen. Es konnten daher nur einige dringende Fragen in Angriff genommen, und das wasserbauliche Versuchswesen konnte nur in bescheidenem Umfang wieder in Gang gebracht werden.

Die Bundesanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau in Karlsruhe wurde so weit ausgebaut, daß einige größere wasserbauliche Modellversuche und Baugrundprüfungen ausgeführt werden konnten. Die Eindeichung des Niederrheins von Grieth bis Griethausen, das Wehr und die Schleuse im Main bei Offenbach, die Schleuse im Main bei Würzburg, die Staustufen Hessigheim und Heilbronn im Neckar, der Ausbau der Donau und der Mosel, die Einfahrtsmole der Staustufe Petershagen in der Weser, der Ausbau der unteren Hunte und die Verankerung von Spundwänden im Hafen von Duisburg-Ruhrort waren Gegenstand von Modellversuchen. Bei der Außenstelle für den Seebau in Hamburg wurden Modellversuche für die untere Elbe, den Dollart und die Eidermündung ausgeführt. Die Abt. Erd- und Grundbau wirkte mit bei schwierigen Gründungen für Schleusen, Wehre, Brücken und andere Bauwerke. Die Bundesanstalt wurde auch von anderen Verwaltungen in zunehmendem Maße für schwierige Fragen in Anspruch genommen.

Von unmittelbar wirtschaftlicher Bedeutung ist die geplante Vereinheitlichung der Ausrüstung und Beleuchtung der Schleusen, die Einführung der Lebendverbauung für den Uferschutz an Stelle von Steinschüttungen, die zweckmäßigste Ausbildung der Dalben, die Verbesserung der Unterwasseranstriche von Stahlbauwerken, die Anwendung der Metallisierung von Stahloberflächen als Rostschutz, die Abdichtung der Bauwerke gegen aggressives Grundwasser, der Schutz des Holzes gegen Bohrwurmbefall, die Festlegung der Bedingungen für Beton im Meerwasser und die Anwendung der Verbundbauweise bei Brücken. Mehrere Versuchshauten von Brücken mit vorgespannter untenliegender Stahlbetonfahrbahnplatte in Verbundbauweise haben bereits eine Stahlersparnis von mehr als 30% gegenüber der früheren Bauweise ergeben. Da dieser Brückentyp an den Schiffahrtskanälen vorherrschend ist, wird sich voraussichtlich durch diesen Fortschritt allein beim Wiederaufbau der zerstörten Brücken eine Ersparnis von etwa 10 Mio DM und auf die Dauer eine Verminderung der Unterhaltungskosten erzielen lassen.

Neuere Talsperrenbauten in Italien.

Von Regierungsbaumeister a. D. Harald Link, Innsbruck.

Allgemeine Übersicht.

Italien als gebirgiges, dicht bevölkertes und an Rohstoffen armes Land ist auf die Nutzung seines Wasserschatzes für Wasserkraft und Bewässerung angewiesen wie kaum ein zweites. Der 2. Weltkrieg und die nach seinem Ende dem Lande gestellte Wiederaufbauaufgabe führten zu einem erheblich gesteigerten Energiebedarf. Die Energieerzeugung, zu etwa 90% aus Wasserkraft, stieg von 15,5 TWh (Mrd. KWh) 1938 auf 22,7 TWh 1948. Ein Vierjahresplan soll sie bis 1952 auf 32 bis 33 TWh bringen. Für den auch dann noch nicht gedeckten Bedarf wird bereits ein weiteres Ausbauprogramm für etwa 6 TWh vorbereitet. Hatte der damit aufs engste verbundene Speicherbau schon seit dem 1. Weltkrieg eine große Zahl von Talsperren aller Typen erstehen lassen, so folgte nach einer kurzen ruhigeren Zeit Mitte der 30er Jahre seitdem eine außerordentliche

Aktivität im planmäßigen Wasserkraft- und Talsperrenbau großen Stils. Die folgende Tafel 1 [9, 25] gibt eine Übersicht über die italienischen Talsperren von mehr als 10 m Stauhöhe — soweit sie den Talsperrenvorschriften unterliegen —, geordnet nach Bauweise, Stauhöhe und Zeit der Errichtung.

Der Stauraum aller derzeit in Betrieb und Bau stehenden Stau Becken nähert sich 4 Mrd. m³. Manche Speicherseen weisen 2 Sperrbauwerke auf (z. B. Moncenisio, Ceresole Reale, Codelago, Spluga, Zerbino). Die Zahl der seit den letzten Vorkriegsjahren in Bau genommenen über 50 Talsperren kennzeichnet nur unvollkommen ihre Bedeutung. Erheblich gestiegen gegenüber den älteren Bauwerken ist vielfach ihre Größe nach Stauraum, Höhe und Bauaufwand. Damals war die größte Talsperre die 90 m hohe Suviana-Gewichtstau-

Tafel 1. Bestehende Talsperren in Italien (Stand Ende 1949)
a) geordnet nach Bauweise und Zeit der Erstellung.

| Erstellungszeitraum | Anzahl | | | | | | | | |
|---------------------|---------------------------|-----------------------|--------------------------|-------------------|---------------------------------------|-------------------------------|---------|---------------------|------------|
| | Massive Gewichtstaumauern | Pfeilerkopfstaumauern | Gewölbegewichtstaumauern | Gewölbestaumauern | Pfeiler-gewölbe- u. plattenstaumauern | Steindämme (Trockenmauerwerk) | Erdämme | Gemischte Bauweisen | Gesamtzahl |
| vor 1900 | 4 | — | — | — | — | — | 2 | — | 6 |
| von 1901 bis 1914 | 11 | — | — | 3 | — | — | 1 | — | 15 |
| von 1915 bis 1924 | 22 | — | — | 6 | 4 | 8 | 3 | 2 | 45 |
| von 1925 bis 1935 | 55 | — | — | 8 | 6 | 8 | 3 | — | 80 |
| von 1936 bis 1949 | 17 | 5 | 1 | 6 | — | 1 | — | — | 30 |
| Zus. in Betrieb | 109 | 5 | 1 | 23 | 10 | 17 | 9 | 2 | 176 |
| Ende 1949 in Bau | 9 | 5 | 1 | 7 | — | 1 | 2 | — | 25 |

b) geordnet nach Bauweise und Stauhöhe.

| Stauhöhe der Sperrbauwerke | Anzahl | | | | | | | | |
|----------------------------|--------|---|---|----|----|----|---|---|-----|
| bis 30 m | 58 | 1 | — | 7 | 4 | 14 | 9 | 1 | 94 |
| 30 m bis 50 m | 30 | 1 | — | 12 | 5 | 3 | — | — | 51 |
| 50 m bis 70 m | 15 | 2 | — | 1 | 1 | — | — | 1 | 20 |
| 70 m bis 90 m | 5 | 1 | — | 2 | — | — | — | — | 8 |
| über 90 m | 1 | — | 1 | 1 | — | — | — | — | 3 |
| Zus. in Betrieb | 109 | 5 | 1 | 23 | 10 | 17 | 9 | 2 | 176 |

mauer mit 288 000 m³ Beton, heute ist die 100-m-Grenze überschritten von 1 Gewicht-, 2 Pfeilerkopf-, 2 Gewölbegewicht- und 3 Gewölbestaumauern, von letzteren eine 150 m und eine über 200 m hoch, und 600 000 m³ Mauerbeton für eine Hochgebirgssperre sind erreicht.

Die nachfolgende Beschreibung und Betrachtung, die sich wegen der großen Zahl der bemerkenswerten Bauten, nach Typen zusammengefaßt, auf das Wesentlichste beschränken müssen, gründen sich auf die Eindrücke mehrerer Studienreisen in Norditalien und das jüngste Original-Schrifttum.

Gewichtstaumauern.

Unter den jüngeren italienischen Talsperren sind die massiven Gewichtstaumauern mit fast der Hälfte aller Anlagen vertreten. Die Bauweise in Bruchstein, die unter den älteren Massivmauern die in Beton knapp überwog, weist auch in der jüngsten Periode noch eine Reihe bemerkenswerter Vertreter auf. Die Entlegenheit vieler Hochgebirgsbaustellen, die Zementknappheit der Kriegsjahre, die Verfügung über einen Stamm geschulter, leistungsfähiger Bruchsteinmurer, konstruktive Vervollkommnungen und zweckmäßige Baustelleneinrichtungen haben ihr ein weites Anwendungsgebiet erhalten. Erwähnt seien die 26 m hohe und 322 m lange, leicht gekrümmte Sperrmauer Benedetto [21] im Avialtal (Adamello) auf 1930 m Mh (Meereshöhe), Bauzeit 1937/40, die gerade Stau-mauer P i a n C a s e r e [20] im Brembotal (Bergamasker Alpen) aus großblockigem Mauerwerk, 42 m hoch und 113 m lang, erbaut 1941/47, Stauziel 1816 m Mh, und als bedeutendste die Mauern A g a r o [2, 25] im Tocetal und C a s t e l l o [21] im Varaitatal (Piemont). Letztere schaffen Jahresspeicher von 19,3 hm³ und 12,3 hm³ auf rd. 1600 m Mh. Die auf Gneis gegründete Agaromauer ist 57 m hoch, mit R = 225 m gekrümmt und enthält 150 000 m³ Mauerwerk. Die Castellomauer hat eine größte Höhe von 74 m, ist 230 m lang (R = 250 m) und erforderte 220 000 m³ Kubatur. Die Querschnitte sind kräftig, da die italienischen Talsperrenvorschriften von 1931 für Mauern dieser Höhe die Bemessung für Sohlenwasserdruck von m = 0,75 bis 1 verlangen. Querschnitt und Längsschnitt sowie Fugenausbildung der Castellomauer zeigt Bild 2. Der Gründungsfels erhält in der Regel eine kräftige Ausgleichbetonschicht (Zementgehalt 250 kg/m³). Unter ihr werden die üblichen Heftbohrungen und -einpessungen ausgeführt. Der Dichtungsschleier am wasserseitigen Fuß reicht bei der Castello-Mauer 45 m tief. Wegen der großen Temperaturschwankungen werden in Italien auch gekrümmte Bruch-

steinmauern im Hochgebirge mit Dehnfugen ausgestattet. Der Fugenabstand beträgt bei der Benedettomauer 14 m, bei Agaro 16 m und bei Castello 24 m.

Auf reichliche Entwässerung wird Wert gelegt. So hat die Agaro-mauer 2 Reihen senkrechter Dränrohre ϕ 60 cm alle 8 m und ϕ 20 cm alle 4 m, die Castello-Mauer ϕ 40 bis 60 cm alle 2 m. Für gute Überwachungsmöglichkeit ist durch 3 bzw. 4 Prüfgänge gesorgt, von denen wie bei allen jüngeren italienischen Mauern der obere nahe unter der Krone am Kopf der Dränrohre liegt. Die Prüfgänge erhalten häufig zur Vermeidung von Kerbspannungen elliptischen Querschnitt.

Die wasserseitige Außenfläche der genannten Mauern ist mit Quadermauerwerk verkleidet, das in fettem Mörtel versetzt und mit Zement hinterpreßt wurde. Dazu diente ein dichtes Netz von Einpreßblöchern auf 1,2 bis 1,5 m Tiefe. Bei der Castello-Mauer beträgt bei rd. 10 000 m Stauwand der in den Prüfgängen gemessene Sickerwasserungsverlust max. 0,5 l/s. Dieses erstmalig in den 30er Jahren bei der Campliccioli- und Toggia-Staumauer (beide im Tocegebiet) angewandte Verfahren hat sich ausgezeichnet bewährt und alle älteren Behandlungsweisen (Schirmmauer, Putz, Anstriche) verdrängt.

Von den bedeutenderen Beton-Gewichtstaumauern seien zunächst die Hochgebirgssperren G o i l l e t [20] (Valtournanche), mit Stauziel 2500 m Mh und 12 hm³ Nutzstauraum, und M o r a s c o [2, 25] (oberes Tocegebiet) mit 18,5 hm³ Speichernutzraum auf 1800 m Mh genannt. Erstere ist 41 m hoch, 374 m lang, geradlinig, mit 160 000 m³ Kubatur, erbaut 1936/43 in Weichbeton und beiderseits mit Schichtsteinen verkleidet. Die Morasco-Sperre ist eine reine Betonmauer von 53 m Höhe und 563 m Länge, leicht gekrümmt, mit 259 000 m³ Mauer-masse, vollendet 1941. Der Gründungsfels ist Glimmerschiefer. Am rechten Hang war dieser streckenweise zersetzt und wurde am wasserseitigen Mauerfuß durch eine 4 m breite Herd-mauer bis 20 m tief auf gesundes Gebirge abgeriegelt. Der Beton aus Granitbruchgut weist 200 kg Zement/m³ im Kern und 300 kg/m³ in den wasser- und luftseitigen Außenzonen auf.

Die Hochgebirgsbaustellen erforderten wegen der nur 4- bis 5monatigen Betonierzeit leistungsfähige Baustelleneinrichtungen. Für die Agaro- und G o i l l e t - Mauer verwendete man stählerne Hochbahnen längs der beiderseitigen Mauerflucht, auf denen Brückenkranen liefen, und erreichte damit eine gute Beschickungsmöglichkeit für die verschiedenen Arbeitsvorgänge. Die lange Morasco-Mauer wurde in ihrem linken höheren Teil mittels 2 Kabelkranen, im rechten mittels 2 schrägen Brückenkranen auf hölzernen Hochbahnen betoniert, von denen die wasserseitige eine Elektrohängebahn für die Beschickung trug.

Die höchste italienische Gewichtstaumauer ist die S a l t o - Sperre [3, 13] im oberen Tiber-Gebiet. Ihr 260 hm³ fassender Stausee ist durch einen Stollen mit dem benachbarten T u r a n o - Tal [3] kommunizierend verbunden, in dem eine 72 m hohe Mauer weitere 180 hm³ staut. Die Salto-Staumauer ist gekrümmt, 104 m hoch, rd. 250 m lang und enthält 360 000 m³ Beton. Ihren Querschnitt mit stark geneigter Stauwand zeigt Bild 1. Der Baugrund ist Kalkstein, zu dessen Abdichtung ein Schleier von 25 m Tiefe in der Talsohle und 40 bis 60 m an den Flanken nötig war. Einschließlich der Heftbohrungen wurden 12 300 lfm Bohrlöcher hergestellt und 2600 t Zement verpreßt. Die Turano-Mauer besitzt auf der Krone 3 große Überläufe mit Sektorschützen 13,0 × 4,4 m.

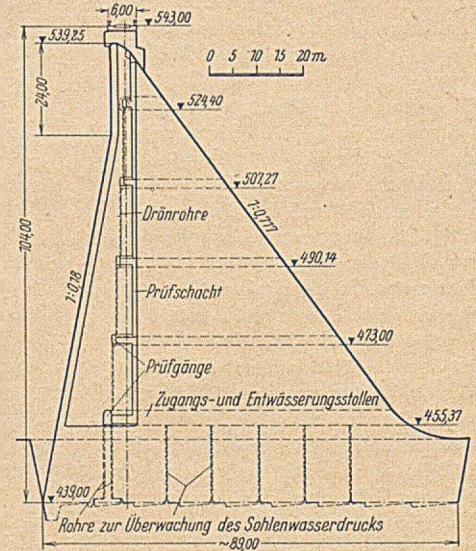


Bild 1. Gewichtstaumauer Salto. Querschnitt.

nung der Abbindevärme, hohe Wetterbeständigkeit, gute Überwachungsmöglichkeit, klare Einsicht in den Spannungsverlauf und dadurch höhere Sicherheit, verbunden mit ansehnlicher Ersparnis an Mauermaße, Bauzeit und Kosten — zunehmend an Vertrauen und Anwendung gewonnen. In Tafel 2 sind die wesentlichen Daten von 9 Mauern zusammengestellt, meist ausgesprochene Hochgebirgs-sperren.

Bei ihnen sind 2 Typen zu unterscheiden, die Mauern mit Einzelpfeilern und offenen Zwischenräumen (Scais und S. Giacomo de Fraele) und die Mauern mit Zwillingpfeilern nach Art der schweizerischen Dixence-mauer (1930/35), wobei jedoch 2 Pfeiler zu einem massigen Hohl-pfeiler vereinigt sind und die den Fugen entsprechenden Hohl-räume offen bleiben. Über die ersten Vertreter beider Typen, Scais und Trona [8, 9, 10] finden sich bereits einige Angaben und Abbildungen in der Bautechnik¹⁾. Allen älteren Pfeilerkopf-mauern ist die steile Wasser-seite gemeinsam. Bei den jüngeren Hohl-pfeiler-mauern ist die Stauwand stark geneigt, um durch Gewinnung von Wasserauflast die Gleitsicherheit zu erhöhen, in Übereinstimmung mit dem Vorgehen in Österreich (Projekt Limberg 1939) und der Schweiz (Projekt Rheinwald, Lucendro). Man erreicht damit zugleich eine bessere Verteilung der Spannungen und größere Volumenersparnis. Bei den steilwandigen Pfeiler-mauern ist Entwurfs-grundsatz, überhängende Mauerteile, die die Rüstungen verteuern, zu vermeiden. Allgemein ist das Streben nach größter baulicher Einfachheit, um die Schal-arbeit zu vermindern (Gleitschalungen).

Die Querschnitte der Mauern Scais und S. Giacomo [11] zeigen die Bilder 3 u. 4. Der Pfeiler-abstand ist mit wachsender Höhe vergrößert, um robuste, knicksteife Pfeiler zu erhalten, die Querverstrebungen, wie sie die Scais-Mauer noch aufweist, entbehrlich machen. Die größte Stegstärke der Fraele-Mauer ist 8,2 m. Für einen Großausbau der oben genannten Beuregard-Sperre war eine 130 m hohe Pfeilermauer geplant, die 10 Pfeiler mit 20 m Stauwand bei einer Stegstärke von max 10 m und 7 Hangpfeiler mit 15 m Breite hätte erhalten sollen²⁾.

Von den Hohl-pfeiler-mauern mit schräger Stauwand zeigt Bild 5a-d die Pantano d'Avio-Mauer [24] im Adamello. Die gleich-hohe Sabbione- und Baumuggeris-Mauer [25] sowie als höchste die Ancipa-Mauer sind ihr praktisch gleich. Letztere hat

als Fugenausbildung getrennt hintereinander Dichtungsprisma, quadratischen Bitumenschicht, Dichtungsblech mit Dehnwelle und runden Drän- bzw. Prüfschacht. Bild 6 läßt die günstigen Verhältnisse für die Betonierung erkennen (die Verdübelung der Arbeitsfugen mit Einlagesteinen ist in Italien sehr verbreitet), und Bild 7 zeigt das recht befriedigende äußere Bild solcher Mauern.

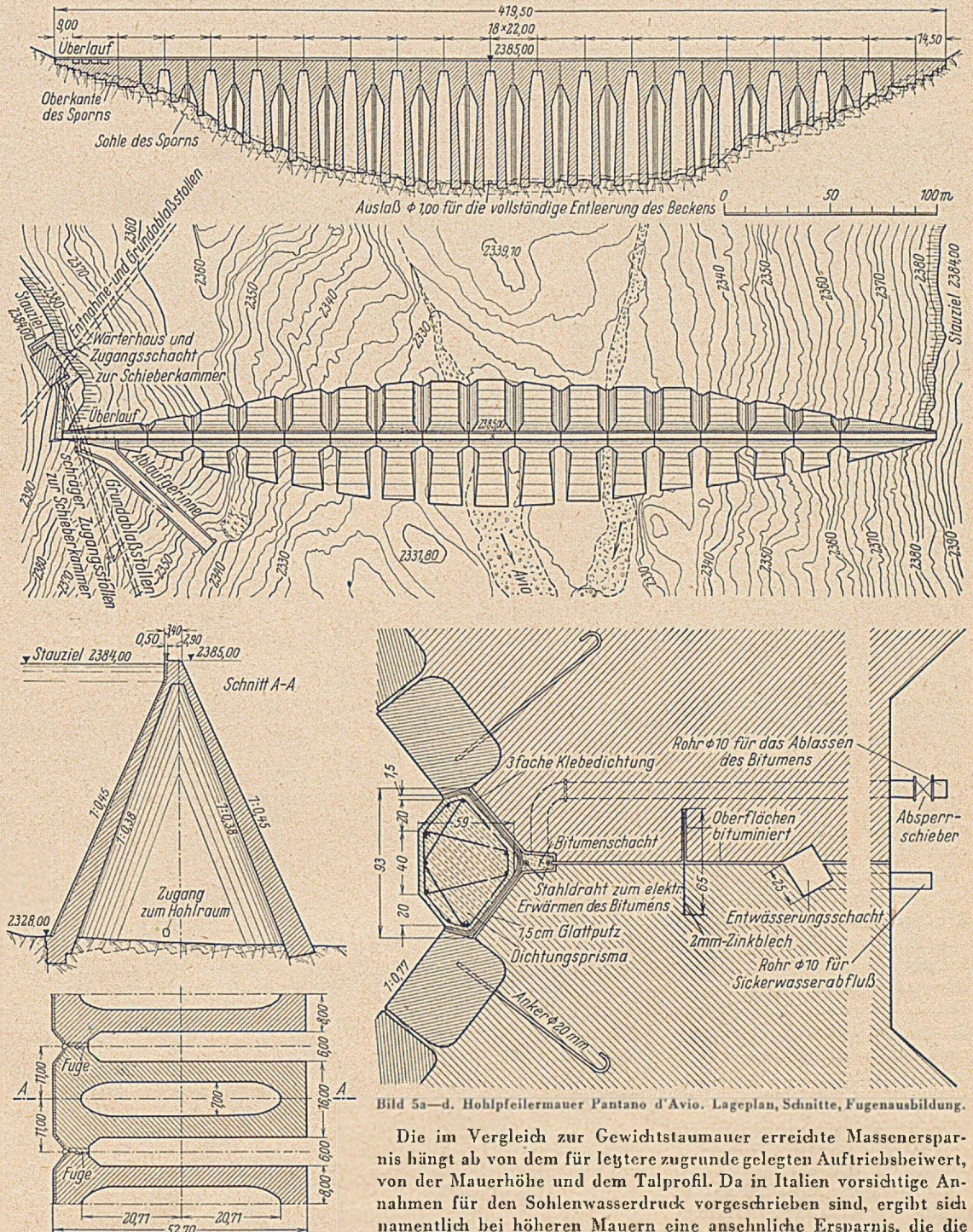


Bild 5a—d. Hohl-pfeilermauer Pantano d'Avio. Lageplan, Schnitte, Fugenausbildung.

Die im Vergleich zur Gewichtstau-mauer erreichte Massenersparnis hängt ab von dem für letztere zugrunde gelegten Auftriebsbeiwert, von der Mauerhöhe und dem Talprofil. Da in Italien vorsichtige Annahmen für den Sohlenwasserdruck vorgeschrieben sind, ergibt sich namentlich bei höheren Mauern eine ansehnliche Ersparnis, die die Verbreitung der Pfeilerkopf-mauern gefördert hat. Sie liegt zwischen 20 und 40% und ist am größten bei den jüngeren Hohl-pfeiler-mauern. Bei allen, von verschiedenen Bauherren und Unternehmungen errichteten Mauern wird übereinstimmend hervorgehoben, daß die Preise je m³ Beton nur 2 bis 10% höher liegen als für unter gleichen Verhältnissen auszuführende Massiv-mauern, so daß stets eine ansehnliche Kostenersparnis erreicht wurde.

Die Hochgebirgsmauern Trona, Inferno, S. Giacomo, Sabbione und Pantano d'Avio erhielten wasserseitig eine Verkleidung aus Natursteinquadrern, die nach dem schon erwähnten Verfahren mit Zement satt hinterpreßt wurde. Die S. Giacomo-Mauer ist auch luftseitig verblendet, mit Zyklopen-mauerwerk aus örtlichem Kalkstein.

¹⁾ Bautechn. 19 (1941), Heft 44, S. 469.

²⁾ Lageplan und Querschnitt der ausgeführten 75 m hohen Sperrmauer s. Bautechn. 28 (1951), Heft 2, S. 42.

Die Mauern Scais und Inferno besitzen Dränrohre in den Pfeilerköpfen, während man bei allen anderen auf besondere Entwässerungen verzichtete. Bei den Mauern Trona, Inferno, Bau Muggerris zeigten von zahlreichen eingebauten Meßstellen für Sohlen- und Porenwasserdruck nur einzelne am wasserseitigen Fuß einen Sohlenwasserdruck an. Unter den Pfeilern wurde in keinem Fall Sohlendruck festgestellt, ebenso in verschiedenen Höhen keine Durchfeuchtung des Betons.

Die Inferno-Mauer [21, 25] (Grundriß und Schnitte) hat wasserseitig einen dreieckförmig zugespitzten Grundriß und endigt oben in einer geneigten Fläche, um den Eisdruck zu vermindern. Jeder

Dränbohrungen auf. Als Entlastung hat sie im linken Hang einen Überlauf, verschlossen durch Schützen mit aufgesetzten Obergewichtsklappen, mit anschließendem Schrägschacht, in den auch ein großer Auslaß auf $\frac{1}{3}$ der Stauhöhe führt, und einen kleineren Entleerungsauslaß durch den Pfeilerzwischenraum, dessen Einlaufturm bis zur Höhe des Entlastungsauslasses reicht.

Die Mehrzahl der italienischen Pfeilerkopfmauern ist mit Hilfe von Kabelkranen betoniert worden. Bei langen, nicht allzu hohen Mauern sind auch zentrale Förderbrücken auf Stützen in den Hohlräumen vorteilhaft, wie sie bei der Scais-Mauer (ebenso Dixence) angewendet wurden. Die kurze Poggia-Mauer wurde mittels Derrick erstellt.

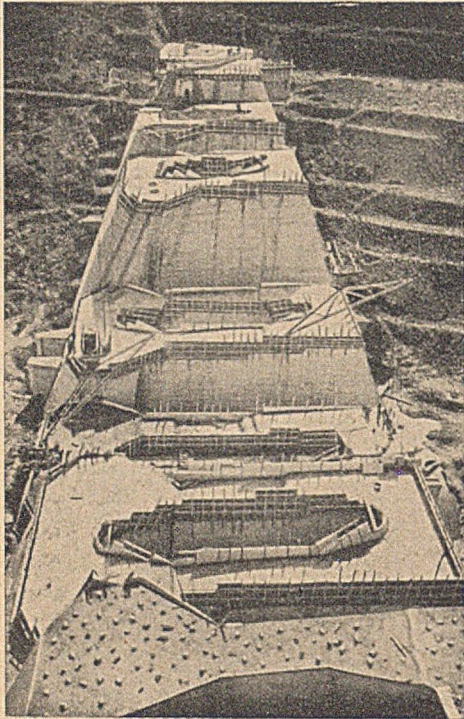


Bild 6. Hohlpfeilermauer Bau Muggerris. Betonierung.

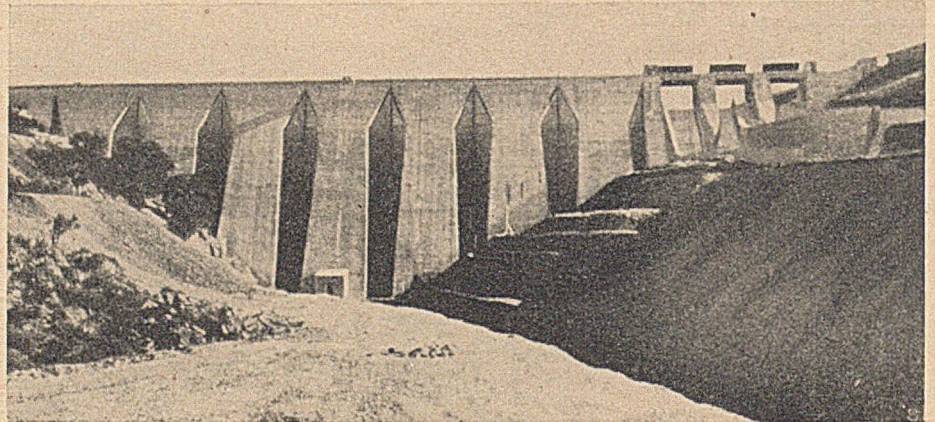


Bild 7. Bau Muggerris. Ansicht von der Luftseite.

der 7 Hohlpfeiler ist für sich nach dem wirtschaftlichen Optimum bemessen. Jedoch wurde die so erreichte zusätzliche Betoneinsparung durch den erhöhten Herstellungspreis wieder aufgewogen.

Die Staumauer Poggia [21], die in der Unterstufe des Speichersystems Lago Baitone-Salerno im Adamellogebiet einen Wochenspeicher bildet, ist bemerkenswert durch umfangreiche Entlastungseinrichtungen für $510 \text{ m}^3/\text{s}$ (Bild 8). Der Baugrund machte einen tiefgreifenden Einpreßschleier notwendig. Luftseitig von ihm wurde ein System von Dränbohrungen ausgeführt, die senkrecht zu den Felsschichten stehen und Sohlendruck auf die Pfeiler verhindern sollen.

Bei dem Bau der Muggerris-Mauer, die 7 Hohlpfeiler und einen Überlaufteil am linken Hang (3 Öffnungen mit Segmentschützen $10 \times 3 \text{ m}$) aufweist, wurden an der rechten Talflanke besondere Gründungsmaßnahmen notwendig. Hier werden die Phyllitschiefer von einer porphyrischen, teilweise mylonitisierten Ader gequert. Als Fundament des etwa 20 m hohen Hohlkörperblockes, der z. T. auf diese Zone zu stehen kam, wurde eine große geneigte bewehrte Betonplatte mit Dränvorkehrungen hergestellt.

Die Ancipa-Mauer weist unter den Pfeilern Kontakt- und Verfestigungseinpessungen sowie

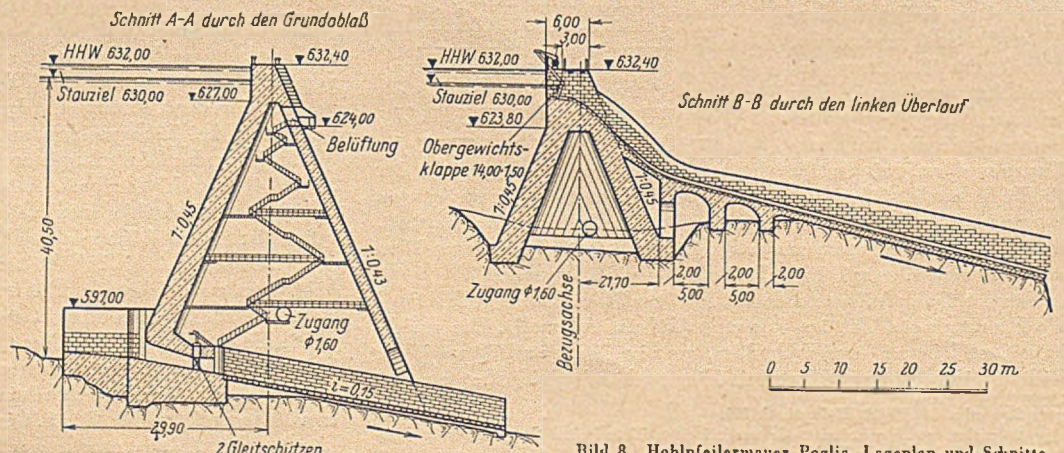
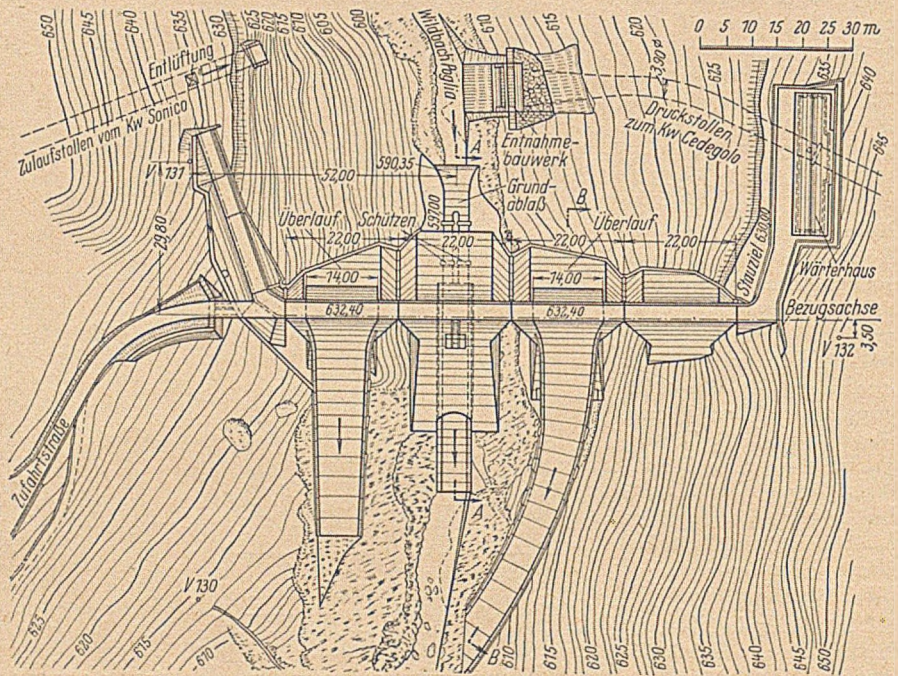


Bild 8. Hohlpfeilermauer Poggia. Lageplan und Schnitte.

Eine Beton-Großbaustelle ersten Ranges war die der San Giacomo-Mauer. Diese erforderte bei 25 Pfeilern und langen, niedrigen, beiderseitigen Massivflügeln fast 600 000 m³ Beton. Dazu standen 3 Kabelkrane, 2 für das Betonieren mit 4,5 m³ Kübeln, 1 für das Schalen, in Dienst. Die Einrichtung war für 2500 m³ Tagesleistung getroffen. Die Betonzuschläge wurden aus Dolomit-Bergschutt aufbereitet, mit 150 mm Größtkorn. Der Beton enthielt nur 150 kg Zement pro m³ sowie 200 kg Kalksteinmehl und ergab, mit 120 bis 130 l Wasser verarbeitet und gerüttelt, Dreimonatsfestigkeiten von 240 bis 360 kg/cm². Auch die Ancipa-Mauer hat eine moderne Betoniereinrichtung mit „Betonturm“, an Kabelkränen aufgehängten Brücken mit Laufkagen zur Querverförderung der Betonkübel, für 2000 m³ größte Tagesleistung. Alle Zuschläge werden aus gebrochenem Kalkstein aufbereitet. (Fortsetzung folgt.)

Schrifttum (über neuere Talsperrenbauten in Italien).

1. Rampanzi, Le più recenti dighe di ritenuta costruite in Italia. Ann. Lav. pubbl. 1934, Heft 4, S. 281. — Reindl, Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 29 (1934), Heft 20, S. 248.
2. — Vom Bau der Hochgebirgsstaumauern Morasco und Agaro im Tocetal. Energia Elettrica 15 (1938), Heft 7, S. 493. — Tölke, Bauing. 19 (1938), Heft 51/52, S. 707.
3. — Die neuen Wasserkraftanlagen am Salto- und Turano-Fluß. Energia Elettrica 16 (1939), Heft 3, S. 235. — Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 34 (1939), Heft 13/14, S. 160.
4. — Il serbatoio di Laredio della Società Anonima Isorno. Energia Elettrica 16 (1939), Heft 6, S. 491.
5. Semenza, Un caso caratteristico nella costruzione di grandi dighe. Energia Elettrica 17 (1940), Heft 3.
6. Testa, Un nuovo impianto idroelettrico nell' Alto Adige. Energia Elettrica 18 (1941), Heft 3.
7. Pagliaro, Il progresso delle dighe. Energia Elettrica 17 (1940), Heft 12, 18 (1941), Heft 2. — Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 36 (1941), Heft 4, S. 104.
8. Testa, Un nuovo sistema di impianti idroelettrici nelle Alpi Orobie. Energia Elettrica 18 (1941), Heft 6 u. 10.
9. Niccolai, Concetti autardici nella progettazione di dighe italiane. Elettrotecnica 28 (1941), Heft 8.
10. Ognibeni, Neuere Talsperrenbauten in Italien. Bautechn. 19 (1941), Heft 44, S. 469 u. 552.
11. Passet, Kraftwerksbauten im Veltlin der Azienda Elettrica Municipale di Milano. Wasser- u. Energiewirt. 38 (1946), Heft 12, S. 159.
12. — L'attività del Gruppo SADE nel campo della costruzione di impianti idroelettrici dal 1936 a oggi. Energia Elettrica 24 (1947), Heft 8, S. 303.
13. — L'attività svolta dalla „Termini“ nell' ultimo decennio nel campo delle costruzioni idroelettriche. Energia Elettrica 24 (1947), Heft 9, S. 361.
14. — Nuovi impianti del Gruppo Selt-Valdarno dopo il 1936. Energia Elettrica 25 (1948), Heft 4, S. 141.
15. — Attività del Gruppo SIP dal 1935 ad oggi. Energia Elettrica 25 (1948), Heft 6, S. 273.
16. Semenza, L'impianto idroelettrico del Lumici. Energia Elettrica 25 (1948), Heft 8, S. 405.
17. Oberli, Diga del Lumici. Criteri di progetto e studi sperimentali. Energia Elettrica 25 (1948), Heft 9, S. 469.
18. Tonini, Installazioni per controlli e misure alla diga del Lumici. Energia Elettrica 25 (1948), Heft 10/11, S. 573.
19. Biadene, Organizzazione e svolgimento dei lavori per impianto idroelettrico del Lumici, con particolare riguardo alla diga. Energia Elettrica 25 (1948), Heft 9, S. 490. — Seifert, Der Bau der Lumici-Talsperre. Bautechn. 27 (1950), Heft 5, S. 162.
20. Selmo, I nuovi impianti nel Gruppo SIP. Elettrotecnica 36 (1949), Heft 3, S. 86. — Preß, Die neuen Werke der S.I.P.-Gruppe. Bautechn. 28 (1951), Heft 2, S. 42.
21. — L'attività del Gruppo Edison nel campo delle costruzioni idroelettriche dal 1936 ad oggi. Energia Elettrica 26 (1949), Heft 2, 3/4, 6 u. 11/12, S. 65, 145, 301, 661. — Seifert, Die Tätigkeit der italienischen Edison-Gruppe beim Bau von Wasserkraftanlagen in den Jahren 1936 bis 1948. B. u. St. 45 (1950), Heft 11 u. 12, S. 262, 286 u. 46 (1951), Heft 1, S. 21.
22. Vercellio, Il lago artificiale di Gela. Energia Elettrica 26 (1949), Heft 7, S. 416.
23. Semenza, Les barrages de la Società Adriatica di Elettricità en Venetie. Bull. techn. Suisse Rom. 75 (1949), Heft 9 u. 11, S. 105 u. 144.
24. Tündury, Kraftwerksbauten in Norditalien. Schweiz. Bauztg. 68 (1950), Heft 10, 11, 13, 14, S. 121, 133, 170 u. 184. — Wasser- u. Energiewirt. 42 (1950), Heft 6/7 u. 9, S. 97 u. 170.
25. Marcello, Barrages modernes en Italie. Bull. techn. Suisse Rom. 76 (1950), Heft 22 u. 23, S. 297 u. 314. — Marcello, Moderner Talsperrenbau in Italien. Schweiz. Bauztg. 68 (1950), Heft 33, 34 u. 35, S. 416, 455 u. 476.
26. Tölke, Die Entwicklung der Bogenstaumauer zur beherrschenden Bauform für den Ausbau der mitteleuropäischen Wasserkräfte. Bauing. 25 (1950), Heft 2, 4 u. 5, S. 133, 115 u. 170.
27. Ente Siciliano di Elettricità, Catania, Bollettino di informazioni 1950, Heft 2.
28. Link, Die Speicherseen der Ostalpen. Jahrb. d. Österr. Alpenvereins 75 (1950), S. 130. — Wasser- u. Energiewirt. 43 (1951), Heft 6/7, S. 101.
29. Semenza, Die Staumauern der Società Adriatica di Elettricità in Venetien. Schweiz. Bauztg. 69 (1951), Heft 2, 3 u. 4, S. 16, 29 u. 40.
30. Contessini, La diga di Gela in muratura a secco. Energia Elettrica 26 (1951), Heft 2, S. 61.

Vermischtes

Professor Dr.-Ing. Dr. rer. techn. h. c. Willy Gehler 75 Jahre.

Am 5. September 1951 vollendet Professor Willy Gehler in Dresden das 75. Lebensjahr. 1876 in Leipzig geboren, studierte er zunächst in Leipzig und Dresden zwei Jahre Mathematik und Naturwissenschaften, um sich dann dem Studium des Bau-Ingenieurwesens in Dresden zu widmen. Nach seinem Abschluß (1899) und nach Ablegung der II. Staatsprüfung als Regierungsbaumeister (1902) war er im Brückenbaubüro der Sächsischen Staatsbahn tätig und arbeitete gleichzeitig als Assistent bei den Professoren Mehrrens und Grübler an der Technischen Hochschule Dresden. 1905 trat er zur Niederlassung Dresden der Fa. Dyckerhoff & Widmann über, wo er, inzwischen zum Dr.-Ing. promoviert und an der Technischen Hochschule Dresden habilitiert, zunächst als Oberingenieur, später als technischer Direktor wesentlichen Anteil an zwei der bedeutendsten Bauten der Jugendzeit des Stahlbetonbaus hatte: der Jahrhunderthalle in Breslau, mit 65 m Spannweite damals die größte Massivkuppel der Welt — bis dahin hatte diesen Rang fast 1400 Jahre lang die 537 fertiggestellte Kuppel der Sophienkirche in Konstantinopel innegehabt — und der Querhahnsteighalle in Leipzig.

1913 übernahm Gehler an der Technischen Hochschule Dresden den Lehrstuhl für Festigkeitslehre, Statik und Stahlbrückenbau und 1918 auch den Lehrstuhl für Baustoffkunde und die Leitung der hautechnischen Abteilung der Versuchs- und Materialprüfungsanstalt in Dresden. Als Chef der Bautenprüfstelle (1916 bis 1918) erfüllte er wichtige Aufgaben in der Bauwirtschaft und hatte wesentlich Anteil an der Gründung des Deutschen Normenausschusses, dessen Präsidium er bis 1945 angehörte und dessen Arbeiten er als Obmann der Baunormung (jetzt Fachnormenausschuß Bauwesen) und einer Reihe wichtiger Arbeitsausschüsse stets eifrig förderte. Die Bestimmungen für die Ausführungen hoher freistehender Schornsteine (DIN 1056) sind unter seiner Obmannschaft und auf Grund seiner eingehenden Untersuchungen entstanden. Auch die Arbeiten an den neuen Vorschriften für den Nachweis der Knick-, Beul- und Kippsicherheit im Stahlbau (DIN 4114) hat Prof. Gehler bis Kriegsende geleitet.

Seit 1909 ist er Mitglied des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, an dessen Arbeiten er sich stets lebhaft und erfolgreich beteiligte. 9 Hefte der Schriftenreihe dieses Ausschusses enthalten Berichte

über Versuche, die Prof. Gehler durchführte. Auch an entsprechenden Arbeiten auf dem Gebiete des Stahlbaues und an der Beurteilung neuer Baustoffe und Bauarten war er maßgebend beteiligt.

Als Gutachter ist er besonders auf dem Gebiete der freistehenden Schornsteine und der Brücken sehr geschätzt. Wesentlich seinem Einfluß ist es zu verdanken, daß man sich 1931 zum Bau der besonders kühnen Stahlbetonbogenbrücke über die Mosel bei Koblenz entschloß, die leider auch ein Opfer des zweiten Weltkrieges geworden ist.

In zahlreichen Vorträgen und Berichten auf deutschen und internationalen Tagungen hat Prof. Gehler seine Erkenntnisse und Erfahrungen der Fachwelt zur Verfügung gestellt. Von den vielseitigen wertvollen Veröffentlichungen Prof. Gehlers sind wohl am bekanntesten die Erläuterungen zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, die wesentlich zum Verständnis der notwendigerweise knapp gefaßten Bestimmungen beitragen.

Prof. Gehler gehört zu den führenden Fachleuten, die die große und schnelle Entwicklung der Bautechnik seit der Jahrhundertwende in einflußreichen Stellen miterlebt und maßgebend beeinflusst haben. Dazu befähigten ihn neben seinen reichen Kenntnissen und Erfahrungen vor allem auch der sichere Blick für notwendige und aussichtsreiche Entwicklungen, seine ungewöhnliche schnelle Auffassungsgabe und seine Tatkraft. So ist er als einer der ersten für die Einführung des frühhochfesten Zements und des hochwertigen Stahls, auch im Stahlbetonbau, eingetreten und förderte das Bauen mit Stahlbetonfertigteilen und den Spannbeton.

Viele sichtbare Zeichen der Anerkennung sind Prof. Gehler für sein vielseitiges und erfolgreiches Wirken zuteil geworden. 1925 wurde er in die Preussische Akademie des Bauwesens berufen, 1933 von der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn zum Ehren doktor ernannt und 1942 anlässlich des 25-jährigen Bestehens des Deutschen Normenausschusses mit dem goldenen DIN-Ehrenring und 1950 vom Deutschen Beton-Verein durch Verleihung der Emil-Mörsch-Gedenkmünze ausgezeichnet.

Der zweite Weltkrieg und seine Folgen haben Prof. Gehler schwer getroffen. Der Krieg nahm ihm seinen einzigen Sohn und Schwiegersohn und zerstörte sein schönes Haus. Die Kriegsfolgen engten seinen früher über die Grenzen Deutschlands reichenden

Tätigkeitsbereich in bedauerlichem Maße ein. Doch hat er in dem verbliebenen Arbeitsraum auch jetzt wieder alle Aufgaben, die sich ihm boten, unverdrossen und mit Phantasie aufgegriffen, auch wenn sie ihm vorher vielleicht ferner lagen.

Alle Fachgenossen danken dem Jubilar an seinem 75. Geburtstag für die große und wertvolle Förderung, die er in seinem langen, arbeitsreichen Leben als Lehrer, Forscher und Gutachter dem Bauwesen hat angeeignet lassen, und wünschen ihm, trotz aller Schwierigkeiten, von Herzen weiter gute Gesundheit und Tatkraft.

W e d l e r.

Professor Dr.-Ing. Alfred Hummel 60 Jahre.

Am 7. September 1951 vollendet Prof. Dr.-Ing. Alfred Hummel das 60. Lebensjahr und gibt damit der Fachwelt den willkommenen Anlaß, ihm in Würdigung der hohen Verdienste, die sich der Jubilar in den Jahrzehnten seiner Tätigkeit erworben hat, höchste Anerkennung und Dank zu sagen. Nach Abschluß der Heilbronner Schulzeit bezog Hummel die Technischen Hochschulen in Stuttgart und Karlsruhe, um im Jahre 1923 als Betriebsleiter des Institutes für Eisenbeton und Assistent am Lehrstuhl für Statik der Hochbaukonstruktionen der Technischen Hochschule Karlsruhe zum Dr.-Ing. zu promovieren. Von 1928 bis 1935 schloßen sich an die Karlsruher Tätigkeit arbeits- und erfolgreiche Jahre als Leiter der Beton-Abteilung des Laboratoriums des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten mit gleichzeitiger Lehrtätigkeit an der Höheren Technischen Lehranstalt der Stadt Berlin an. Nach Überwechslung in das Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem im Jahre 1936 boten sich ihm als Direktor eine sehr wirkungsvolle Ausweitung seines Schaffensgebietes und von 1939 ab gleichzeitig ein Lehrauftrag an der Technischen Hochschule in Berlin-Charlottenburg über Baustoffkunde für Architekten und Bauingenieure. Sowohl das Materialprüfungsamt als auch die Technische Universität bedauerten es tief, als Hummel im August 1948 einer Berufung als Ordentlicher Professor auf den Lehrstuhl für Baustoffkunde an der Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule Aachen mit gleichzeitiger direktorialer Leitung des Institutes für Bauforschung in Aachen Folge leistete, wo er heute wirkt.

Das außergewöhnliche Maß wissenschaftlichen Könnens, gepaart mit den reichen Erfahrungen der Praxis, führten dazu, daß Hummel in den vielen Gremien der Wissenschaft, Forschung und Praxis eine maßgebende und richtungweisende Stellung einnimmt. Vor allem hat der Baustoffbeton bzw. Stahlbeton in Hummel einen hervorragenden Förderer gefunden. Es dürfte wohl heute kaum noch einen Baustofffachmann oder eine einschlägige Baufachstelle geben, die sich nicht des bekanntesten Werkes von Hummel, des Beton-ABC's¹⁾, bedienen, um Auskunft über spezielle Betonfragen einzuholen oder um sich weiterzubilden. Daß daneben aber auch die Liebe und das Interesse von Hummel den Baustoff-Bindemitteln allgemein und dem Leichtbeton sowie in den letzten Jahren dem Ziegelsplittbeton im besonderen entgegengebracht wurden, lassen seine vielen Veröffentlichungen in der Fachpresse erkennen.

Über den Baustoffforscher darf aber nicht der Mensch Alfred Hummel mit seiner schöngeistigen Einstellung vergessen werden, und es ist nur zu selbstverständlich, daß er als Goethe-Verehrer und begeisterter Naturfreund mit großer Liebe in der klassischen Musik einen Ausgleich findet. Die Fachwelt entbietet Hummel zu seinem Ehrentage aufrichtige Grüße mit dem Wunsche, daß ihm das nächste Dezennium noch fruchtbare Jahre in Gesundheit und altbewährter Schaffenskraft zum Wohle seiner selbst und zum Nutzen der Bauwelt schenken möge.

C h a r i s i u s.

¹⁾ Hummel, Das Beton-ABC, 11. Aufl. Berlin 1951, Will. Ernst & Sohn.

Dr.-Ing. Ernst Goerner 50 Jahre.

Am 21. September 1951 begeht Dr.-Ing. Ernst Goerner seinen 50. Geburtstag. Nach dem Besuch des Realgymnasiums in Chemnitz studierte er an der Technischen Hochschule Dresden und legte dort im Jahre 1925 die Diplomhauptprüfung im Wasserbau ab. Auf Grund von Versuchen, die er im Erdbaulaboratorium der Bergakademie Freiberg (Leiter Prof. Dr.-Ing. Kögler) durchführte, promovierte er mit einer Arbeit über die Tragfähigkeit des Untergrundes. Seine Baupraxis erwarb Dr.-Ing. Goerner bei den Firmen Schaeffer & Co., Bremen (1925/26), Wayß & Freytag, Dresden (1928/29), und bei der New York Central R. R. Co., New York (1929/31). Als Assistent von Prof. Kögler wirkte er an der Abfassung der ersten Richtlinien für den Autobahndeckenbau mit. Späterhin gehörte er zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Dresden. Im Jahre 1936 kam Dr. Goerner zur Geschäftsführung der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen nach Berlin. Zusammen mit dem damaligen stellvertretenden Vorsitzenden Ministerialrat Huber und geschäftsführenden Vorstandsmitglied Direktor Kirchberg sorgte er für die Aufstellung, Durchführung und Auswertung eines umfangreichen Forschungsprogramms.

Seine eigenen Untersuchungen, deren Ergebnisse in der Fachliteratur veröffentlicht sind, befaßten sich mit Untergrundproblemen, dem Betondeckenbau und dem Erdstraßenbau.

Dr.-Ing. Goerner ist Herausgeber der Vordriftensammlung „Straßenbau von A bis Z“, der Schriftenreihe „Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen“ und Schriftleiter der seit 1950 erscheinenden Zeitschrift „Straße und Autobahn“. Nach dem Kriege hat er die Neugründung der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen in die Wege geleitet und sie zunächst als Vorstandsmitglied, dann als Geschäftsführer wieder in Zusammenarbeit mit den Behörden und der Industrie zu einer anerkannten Institution für den Fortschritt im gesamten Straßenwesen aufgebaut.

Durch seine wissenschaftlichen Arbeiten auf dem Gebiete der Bodenmechanik und des Straßenbaues sowie durch seine Tätigkeit bei der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen hat sich Dr.-Ing. Goerner um den Straßenbau sehr verdient gemacht.

S c h l u m s.

Ein bemerkenswerter Vorschlag für den Trenndamm für das Zweibecken-Gezeitenkraftwerk in der Bucht von Mont Saint-Michel*).

In der Bucht von Mont Saint-Michel wird z. Zt. ein Zweibecken-Gezeitenkraftwerk errichtet. Hierbei ist zur Herstellung der zwei Becken in der Bucht ein Trenndamm zu bauen. Es ist, wie Bild 1

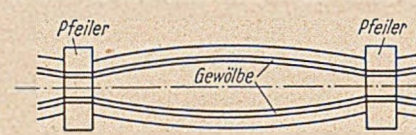


Bild 1. Draufsicht auf ein Teilstück des Damms.

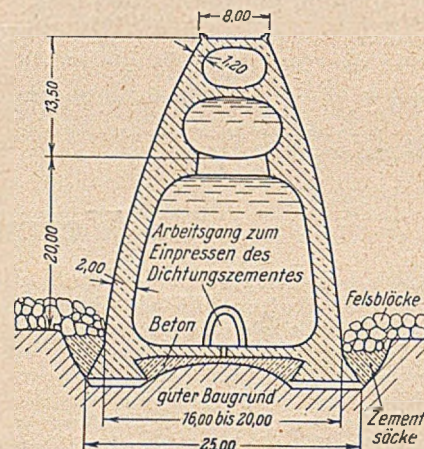


Bild 2. Querschnitt durch ein Teilstück.

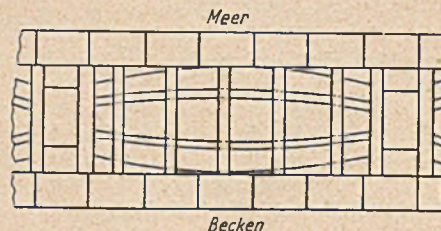


Bild 3. Draufsicht auf die Schutzblöcke und die eigentliche Mole.

Im Innern jedes Hohlteiles ist ein Prüfgang und Arbeitsgang vorgesehen, von dem aus mittels Hochdruckverfahren der Dichtungszement in den Boden zur Vermeidung von Unterspülung eingepreßt wird. Die Höhe der Konstruktion beträgt rd. 35 m, die Sohlbreite 25 bis 30 m.

Um die Grundbruchgefahr zu mindern, wurden neben der Zementinjektion an den äußeren Fußpunkten des Bauwerks volle Zementsäcke und Steinschüttungen, wie im Schnitt ersichtlich, vorgesehen.

Zur Abtrennung der Bucht gegen das Meer mußten entsprechend der höheren Beanspruchung Konstruktionen, die im Grundriß in Bild 3 und im Schnitt in Bild 4 ersichtlich sind, gewählt werden.

Die Bauglieder bestehen hierbei aus zwei Reihen von Pfeilern, die aus einzelnen Fertigbetonhohlblöcken zusammengesetzt und gegeneinander versteift sind. Die schwimmend herangeschafften Hohlblöcke werden nach dem Versetzen mit Beton gefüllt.

* Auszug aus Génie civ. 127 (1950), Heft 17, S. 324.

Am untersten Block sind an den Außenseiten Rosttafeln angebracht, die, sobald der Block versenkt ist, umgelegt werden, so daß sie auf dem Boden liegen. Sie sollen einen sicheren Anschluß des einzupressenden Betons an die Fertigteile gewährleisten. Sind die Blöcke fertiggestellt und ausgesteift, kann der Innenraum zwischen den beiden Reihen von Blockfeilern leergepumpt werden, um die endgültigen Arbeiten im Bereich des Innenteils auszuführen.

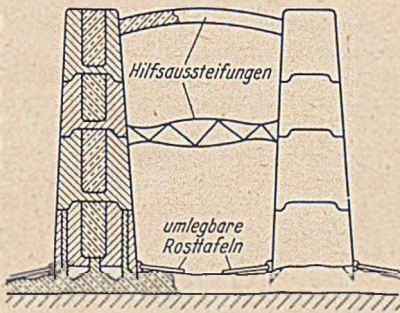


Bild 4. Querschnitt durch die Schutzdämme.
Press.

Zur Tagung der Hafentechnischen Gesellschaft in Bremen — Bremerhaven in der Zeit vom 20.—22. 9. 1951.

Nachdem die Tagung im Vorjahre in Karlsruhe stattgefunden hatte und im Mittelpunkt der Vorträge die Binnenhäfen, namentlich die oberrheinischen mit ihren Wasserwegen, gestanden hatten, werden in diesem Jahre Probleme der Seehäfen behandelt werden.

Es ist folgendes Tagungsprogramm vorgesehen:

20. 9.:

Besichtigung der Bremischen Häfen mit Einführungsvortrag von Hafenhauptdirektor Lutj, Bremen; Begrüßungsabend.

21. 9. Vormittags:

Mitgliederversammlung; Festveranstaltung mit Vorträgen von Senator Harmssen, Bremen: Die Seehäfen als Kraftzentren der Volkswirtschaft;

Direktor Richard Bertram, Vorstandsmitglied des Norddeutschen Lloyd, Bremen: Schiffsgeschwindigkeiten und Liegezeiten in den Seehäfen;

Dr. Hans Theel, Vorstandsmitglied der Esso AG., Hamburg: Die Bedeutung der Mineralölwirtschaft für die westdeutschen Seehäfen. — Zwangloses Mittagessen.

Nachmittags:

Vortrag von Oberregierungsbaurat Wegner, Hamburg: Die Zufahrten für See- und Binnenschiffe zu den deutschen Nordseehäfen an Elbe, Weser, Ems;

Referat und Korreferat von Dr.-Ing. Berghaus, Bremen, und Baudirektor Mühlradt, Hamburg: Über Kranausrüstung von Stückguthäfen. — Kurzberichte der Fachausschüsse.

Abends:

Geselliges Beisammensein mit Damen.

22. 9.:

Fahrt nach Bremerhaven mit Dampfer auf der Weser, entlang den Häfen von Elsfleth, Brake, Nordenham und Blexen.

Besichtigung des Fischereihafens sowie der Kaiserhäfen und der Nordschleuse. Rückfahrt nach Bremen so rechtzeitig, daß die nach 17 Uhr abgehenden Fernzüge erreicht werden.

Gründung der Arbeitsgruppe „Stauanlagen“ im Fachnormenausschuß „Wasserwesen“.

Am 17. 7. 1951 trat in Berlin die Arbeitsgruppe „Stauanlagen“ im Fachnormenausschuß „Wasserwesen“ zu ihrer Gründungssitzung zusammen. Prof. Preß, Technische Universität Berlin, wurde zum Obmann der Arbeitsgruppe vorgeschlagen.

Die Arbeiten werden in nachstehenden drei Ausschüssen durchgeführt:

Talsperren, Wehre, Schleusen und Hebewerke.

Zunächst sollen „Richtlinien für den Entwurf, Bau und Betrieb von Stauanlagen“ aufgestellt werden.

Vortrags-Veranstaltung der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V. Berlin.

Die 1934 gegründete Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen wurde in Westdeutschland schon im Jahre 1947 wieder ins Leben gerufen. Durch die politischen Verhältnisse bedingt, mußte in Berlin ein eigener Verein gegründet werden, was am 30. November 1950 geschah. Unter seinem Vorsitzenden, Prof. Dr.-Ing. Gerlach, fand am 16. Juli 1951 die erste Vortragsveranstaltung statt. Dr. Oberbach, Köln, sprach über die derzeitigen Verhältnisse im Stadt- und Landstraßenbau. Die zur Verfügung stehenden Mittel entsprechen nirgends der Zunahme des Verkehrs, obgleich steigende Achslasten höhere Beanspruchungen an Straßendecke und Straßenunterbau stellen. Es wurden genaue Angaben über die Erhöhung der Baukosten gemacht, die bei den einzelnen Straßenbauarten sehr unterschiedlich sind. Eine gut verdichtete Schotterlage auf 20 cm dicker

Kiesschicht sei besser als Packlage. Beim Betonunterbau, der vorzuziehen sei, solle mehr Wert auf Dicke als auf Festigkeit gelegt werden. Der Vortragende behandelte dann eingehend die Frage der Stadtstraßen und alle zur Anwendung kommenden Bauarten, insbesondere auch die Straßenbefestigung bei Vorhandensein von Straßenbahngleisen. Es wurde weiter über englischen Straßenbau berichtet, wo man neuerdings Korn bis 30 mm Größe verwendet, um besonders gute Griffigkeit zu erzielen.

Oberbaurat Schäfer, Leiter des Hauptstraßenbauamtes der Stadt Berlin, behandelte dann eingehend die Verhältnisse in Berlin. Zwei Typen haben sich aus der Vielfalt der städtischen Straßenbauweisen in den Vordergrund geschoben: Die Betonstraße und der Gußasphalt auf Betonunterbau. Die Betonstraße erscheint als besonders geeignete Befestigung auch für die wenig belasteten Wohn- und Siedlungsstraßen. Eine Dicke von 15 bis 18 cm je nach dem Verkehr genügt bei dem guten Berliner Baugrund. Sie ist daher billig in der Anlage und erfordert infolge ihrer Unempfindlichkeit gegen die Witterungseinflüsse kaum Unterhaltung. Weitere Vorzüge sind Griffigkeit und helle Farbe der Oberfläche.

Für die Verkehrsstraßen hat sich der Gußasphalt auf Betonunterbau von 25 bis 30 cm Stärke ebenfalls gut bewährt. Dem Beton und Asphalt gleichwertige Steinpflasterstraßen sind doppelt so teuer. Gegen die Bildung wilder Risse ist jetzt in der Anordnung von durch Unterbeton und Asphalt durchgehenden Querfugen in 8 bis 10 m Abstand ein wirksames Mittel gefunden.

Ausführlich berichtete Anton Woerner, München, über Erfahrungen im süddeutschen Landstraßen- und Autobahnbau, die in einigen Punkten von denen Dr. Oberbachs abwichen. An der Aussprache beteiligte sich unter anderen Prof. Mallison, Bodum. Kurt Sckerl.

Personalmeldungen

Strom- und Hafenanbau, Hansestadt Hamburg.

Mit Wirkung vom 1. 5. 1951 ist Dr.-Ing. Karl-Eduard Naumann in der Planungsabteilung des Strom- und Hafenanbaus zum Baurat ernannt worden.

Hochschulnachrichten

Technische Hochschule Aachen.

Dem ordentlichen Professor für „Eisenbahnwesen“ und Direktor des Verkehrswissenschaftlichen Instituts an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dr. Ing. Wilhelm Müller, wurde durch die Technische Hochschule Darmstadt in Anerkennung seiner hervorragenden wissenschaftlichen Leistungen auf dem Gebiet des Eisenbahn- und Verkehrswesens, insbesondere seiner schöpferischen Arbeit bei der Entwicklung einer systematischen Fahrdynamik der Verkehrsmittel der akademische Grad und die Würde eines Doktor-Ingenieurs Ehren halber verliehen.

Technische Universität Berlin.

Auf Vorschlag der Fakultät für Bauingenieurwesen wurde Baudirektor Dr.-Ing. Max Prüß in Anerkennung seiner erfolgreichen und weit vorausschauenden Planungen und seiner richtungswisenden Bauwerke auf dem Gebiete der gesamten Wasserwirtschaft und Wasserkraft die akademische Würde eines Doktor-Ingenieur Ehren halber verliehen.

Bücherschau

Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, XIX. Bd., 1941 bis 1949. XXII, 235 S. mit 6 Bildnissen, 124 Abb. im Text u. auf 4 Taf. Berlin 1951, Springer-Verlag. Ganzleinen 40,— DM.

Nach einer durch Kriegs- und Nachkriegsverhältnisse bedingten Unterbrechung in der Folge der Jahrbücher der HTG liegt jetzt der XIX. Band in gewohnter äußerer Ausstattung vor. Er enthält Beiträge aus den letzten 10 Jahren und Vorträge, die auf der Hauptversammlung der HTG im Jahre 1949 gehalten wurden. Während die zahlreichen Vorträge verkehrswirtschaftliche Fragen der deutschen Binnen- und Seehäfen behandeln und auf die technischen Probleme des Wiederaufbaues beschädigter Häfen eingehen, werden in den Beiträgen technische und wirtschaftliche Probleme des Verkehrswasserbaues aufgezeigt. So schildert Professor Agatz seine weitreichenden Erfahrungen in der Gestaltung von Trockendocks und Seeschleusen und vergleicht diese mit zahlreichen in- und ausländischen Ausführungen. In einem weiteren Beitrag greift Dr. Bruns das Problem des Wellenstoßes auf Seebauten heraus und vergleicht eingehend die bekannten Berechnungsweisen mit den jeweiligen Meßergebnissen. Das Problem des Wellenstoßes kann trotz dieser umfassenden Arbeit und trotz einer neueren Veröffentlichung von Jacoby*) nicht als restlos gelöst betrachtet werden. Verkehrswirtschaftliche Fragen behandeln ferner die Beiträge von Dr. Fritzen und Dr. Oehler.

Alle Bauingenieure, die mit Verkehrswasserbauten und schwierigen Gründungsarbeiten zu tun haben, werden das Wiedererscheinen der sowohl wissenschaftlich wie praktisch bedeutungsvollen Folge der HTG-Jahrbücher lebhaft begrüßen.
Lorenz.

^{*)} Jacoby, Die Berechnung von Bauwerken, die der Wirkung von Meeresswellen ausgesetzt sind. Bautechn. 27 (1950), Heft 7, S. 220 ff.

Oberbach, J.: Teer- und Asphaltstraßenbau. 2., erweiterte und neubearbeitete Aufl. 830 S. mit 494 Textabb. u. 58 Taf. Heidelberg 1950, Straßenbau, Chemie und Technik Verlagsgesellschaft m.b.H. Leinen 48,— DM.

Dieses Buch ist der Niederschlag einer etwa 25jährigen Tätigkeit des Verfassers in einer unserer erfolgreichsten Straßenbauunternehmung. Der Schwerpunkt liegt daher auf der Bauausführung mit Baustoff-Auswahl und -Behandlung. Die Erdbaugeräte werden zum ersten Male in ihrer Arbeitsweise mit Angaben über Leistungen nach deutschen Erfahrungen beschrieben. Die Teer- und Bitumenstraßenbauweisen werden in ihren vielen Abarten sehr ausführlich behandelt, und manche Neuerungen, die der Verfasser selbst eingeführt hat, geben ein anschauliches Bild von der Anpassungsfähigkeit des Teer- und Bitumenstraßenbaues an alle nur denkbaren Bedürfnisse. In dem Abschnitt „Heißeinbau der bituminösen Decken“ ist die Bestimmung des Bindemittelgehaltes der hohlraumarmen Beläge etwas zu kurz gekommen. Zwar wird die Richtigkeit des in der Straßenbauversuchsanstalt Stuttgart ausgearbeiteten Verfahrens, den Bindemittelgehalt aus der Mörteltheorie zu ermitteln, anerkannt, es wird aber nicht angegeben, worauf sie beruht, und wo man sich über sie unterrichten kann. Die Angaben über die demselben Zweck dienende Theorie des Hohlraumminimums sind zum Teil unzutreffend.

Einblicke in den Aufbau und Betrieb eines Straßenbau-Laboratoriums, in die Geräteverwaltung und den Bauhof werden gegeben, auch Kalkulationsfragen berührt. Der Anhang bringt 48 Tabellen aller Werte und Kennziffern, Normentafeln, die für den Straßenbau von Nutzen sind. Ein sehr ausführliches Inhaltsverzeichnis und Schlagzeilen am Rand des Satzbildes ersetzen das fehlende Sachverzeichnis. Die Preisgabe einer langen, vielseitigen Berufserfahrung zu Gunsten der Vervollkommnung des deutschen Straßenbaues muß dem Verfasser hoch angerechnet werden, sie wird ihren Lohn in der Verbreitung des Buches finden, die wir ihm wünschen.

Dr. Neumann.

Gerlach, E.: Jahrbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau. Dreiunddreißigster Jahrgang 1951. 291 S. mit 90 Textabb. Berlin 1951, Delius Klasing & Co. Halbleinen 8,20 DM.

In dieser neuen Auflage ist die Disposition der früheren Auflagen im wesentlichen beibehalten worden. Der Beschreibung der verschiedenen Beanspruchungen der Straßendecke folgen Abschnitte, die sich mit den Planungselementen für die Autobahnen, die Landstraßen und die städtischen Straßen befassen. Es werden Formeln für die Leistungsfähigkeit von Kreuzungen und Kreisplätzen angegeben. Man vermißt hier die grundlegenden Annahmen für die Bestimmung der wiedergegebenen Zahlenwerte in Tafel 12. Ein weiteres Kapitel behandelt die neuzeitlichen Bauverfahren für Stein- und Betonstraßen sowie für bituminöse Decken. Auf etwa 30 Seiten wird ein Überblick über die Straßenbaumaschinen gegeben. Ein Anhang bringt Auszüge aus Normen und sonstige wichtige Zahlentafeln und Zusammenstellungen.

Das Jahrbuch bietet eine gute und klare Zusammenfassung alles Wissenswerten auf dem Gebiete des Straßen- und Wegebau. Jeder Straßenbauer wird es gern benutzen.
Schlums.

Keil, K.: Baugrund und Straße. (Fortschrittsberichte aus dem Straßen- und Tiefbau, Bd. 1.) 96 S. mit 80 Textabb. Heidelberg, Straßenbau, Chemie und Technik Verlagsgesellschaft m. b. H. Geh. 8,— DM.

Der Verfasser des „Dammbaus“ behandelt hier ingenieurgeologisch und geotechnisch die für die Standfestigkeit der Straßendecken wichtige Frage der Beziehungen zwischen Baugrund und Straße in leicht verständlicher Form. Im ersten Teil werden die Grundlagen wissenschaftlich festgelegt. Der zweite Teil enthält zahlreiche Beispiele aus der Baupraxis. Die Einteilung in vier Baugrundtypen — feste und veränderlich-feste Fels- und Lockergesteine — ist zweckmäßig. Das Buch kann besonders Studierenden, Ingenieuren und Unternehmern des Straßen-, Wasser- und Eisenbahnbauwerks bestens empfohlen werden.
Dr. Speck.

Wasserwirtschaft zwischen Nord- und Ostsee. Herausgegeben von der Wasserwirtschaftsverwaltung im Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten der Landesregierung Schleswig-Holstein. 48 S. mit 46 Textabb. Kiel 1951, Kieler Druckerei. Geh. 3,— DM.

Die 48 Seiten mit zahlreichen Bildern umfassende Schrift bringt nach einer kurzen Darlegung des Aufgabenbereiches über den

Küstenschutz und die Landgewinnung, die Regelung der Wasserwirtschaft zur Förderung der Landwirtschaft, der Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung, über Organisation und Verwaltung sowie wirtschaftliche Bedeutung der Wasserwirtschaft und schließlich über die Mittelbeschaffung einen zusammenfassenden eindrucksvollen Bericht. Das Heft gibt Aufschluß über die bedeutungsvollen Aufgaben und Ziele der Wasserwirtschaftsverwaltung von Schleswig-Holstein. Das vorzüglich ausgestattete Heft mit seiner klaren Darstellung sollte von jedem — auch dem Nichtfachmann — gelesen werden.
Press.

Straßner, Albert: Neuere Methoden zur Statik der Rahmen- tragwerke und der elastischen Bogenträger unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung in der Praxis des Beton- und Stahlbetonbaues. 5., umgearbeitete u. erweiterte Aufl., I. Bd., 1. Teil: Der durchlaufende Rahmen und Bogen. VIII, 154 S. mit 214 Textabb. Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 22,50 DM, geb. 25,— DM.

Auf Grund seiner langjährigen praktischen Erfahrungen steht der Verfasser auf dem Standpunkt, daß ein Rechenverfahren besonders dann anschaulich und leicht faßlich ist, wenn es auf Grund geometrischer Beziehungen entwickelt wird. Im wesentlichen liegt mit der vorliegenden 5. Auflage ein unveränderter Neudruck der 1937 erschienenen überarbeiteten 4. Auflage vor, als Erweiterung ist jedoch der theoretische Teil des 1919 veröffentlichten Werkes „Der durchlaufende Bogen auf elastischen Stützen“ organisch eingefügt worden. Es ermöglicht somit die Neuauflage die Berechnung von durchlaufenden Balken auf elastisch drehbaren Stützen (Knotenpunkte unverschieblich) sowie von durchlaufenden Rahmen mit geraden und beliebig bogenförmig gekrümmten Riegeln (Knotenpunkte elastisch verschieblich) für alle äußeren und inneren Belastungen. Der Verfasser hat seine Arbeiten bekanntlich alle auf die Begriffe „Festpunkte und Übergangszahlen“ abgestellt, und zwar zeichnet sich dieses Verfahren durch besondere Anschaulichkeit aus. Auch die Behandlung von Stockwerksrahmen nach dem gleichen Verfahren wird übersichtlich dargelegt, wobei als besonders wertvoll die tabellarischen Hilfsmittel für Stäbe mit veränderlichem Trägheitsmomentenverlauf hervorzuheben sind. Alle Darlegungen sind so gehalten, daß zu deren Verständnis besondere mathematische Kenntnisse nicht erforderlich sind. In dem Buche wird also sowohl der praktisch tätige Ingenieur als auch der angehende Fachmann das finden, was er für Entwurf und Ausführung benötigt. Der Verlag hat für eine sehr gute Ausstattung des Buches, namentlich für deutliche Abbildungen, Sorge getragen.
Kleinlogel.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Baumann, F.: Vom älteren Flußbau in Österreich. (Schriftenreihe des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes, Heft 20.) IV, 44 S. mit 10 Textabb. Wien 1951, Springer-Verlag. Geh. 2,90 DM.

Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch, Wesergebiet, Abflußjahr 1947. Herausgegeben von dem Niedersächsischen Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten, Landesamt für Gewässerkunde in Hannover. 59 S. mit Abb. im Text u. einer Übersichtskarte. Erscheinungsjahr 1951. Zu beziehen durch Buchdruckerei Güdike GmbH., Hannover, im Moore 33-34. Geh. 9,— DM.

Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch für das Gebiet der Deutschen Demokratischen Republik. Herausgegeben von der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Gewässer- und Bodenkunde in Berlin. Abflußjahr 1946 (1. Nov. 1945 bis 31. Okt. 1946). Berlin 1950. Zu beziehen durch Engelhard-Reyherische Buchdruckerei in Gotha, Siebeler Str. 24. Geh. 80,— DM.

INHALT: Schwierige Unterfangung eines Seehafen-Greidesilos. — Wiederherstellung und Verlängerung der Abfuhrbahn bei List auf Sylt. — Der Übergangsbogen im Straßenbau. — Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Bundes im Jahre 1950 (Schluß). — Neuere Talsperrenbauten in Italien (1. Teil). — Vermischtes: Professor Dr.-Ing. Dr. rer. techn. h. c. Willy Gebler 75 Jahre. — Professor Dr.-Ing. Alfred Hummel 60 Jahre. — Dr.-Ing. Ernst Goerner 50 Jahre. — Ein bemerkenswerter Vorschlag für den Trenddamm für das Zweibecken-Gezeitenkraftwerk in der Bucht von Mont Saint-Michel. — Zur Tagung der Hafentechnischen Gesellschaft in Bremen-Bremerhaven in der Zeit vom 20. bis 22. 9. 1951. — Gründung der Arbeitsgruppe „Stauanlagen“ im Fachnormenausschuß „Wasserwesen“. — Vortragsveranstaltung der Forschungsgesellschaft für das Straßwesen e. V. Berlin. — Personalnachrichten. — Hochschulnachrichten. — Bücherchau. — Eingegangene Bücher. — Zeitschriftenchau. — Beilage „Der Stahlbau“.

„Die Bautechnik“ mit Beilagen „Der Stahlbau“ u. „Zeitschriftenchau“ Lizenz Nr. 143. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher: 87 15 56. — Schriftleitung: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, ebendort.

Monatlich ein Heft, Bezugspreis vierteljährlich 9,— DM (Ausland nur ganzjährlich 36,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede wissenschaftliche Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postcheckkonto: Berlin-West 1688. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalenderjahres. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:

E P P A G, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2.

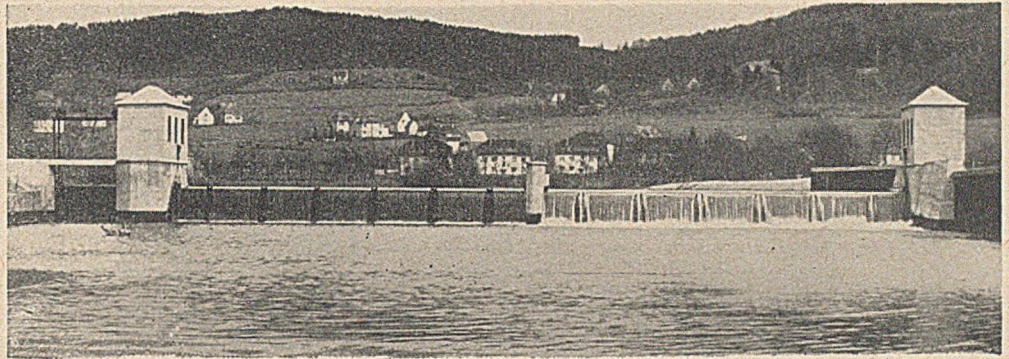
Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Druck: Oskar Zsch. o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.



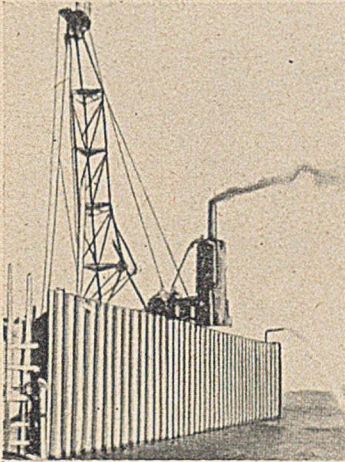
Aus unserem Lieferprogramm:

Umlegbare Wehre,
Gleit-, Roll- und Tief-
schütze, Rechen,
stationäre und fahr-
bare Rechenreiniger,
Getriebebau.



Pühler 301

Karl Pühler, Maschinenfabrik, Bergneustadt/Rhld.

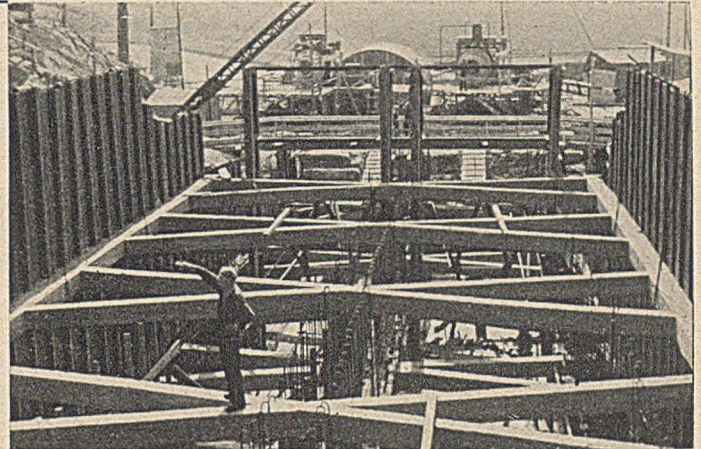


Ablaufbahn List/Sylt

MAX GIESE STAHLBETONBAU

KIEL

FLENSBURG
HAMBURG
LUBECK
WESTERLAND



Schleuse Meldorfer Hafen/Nordsee

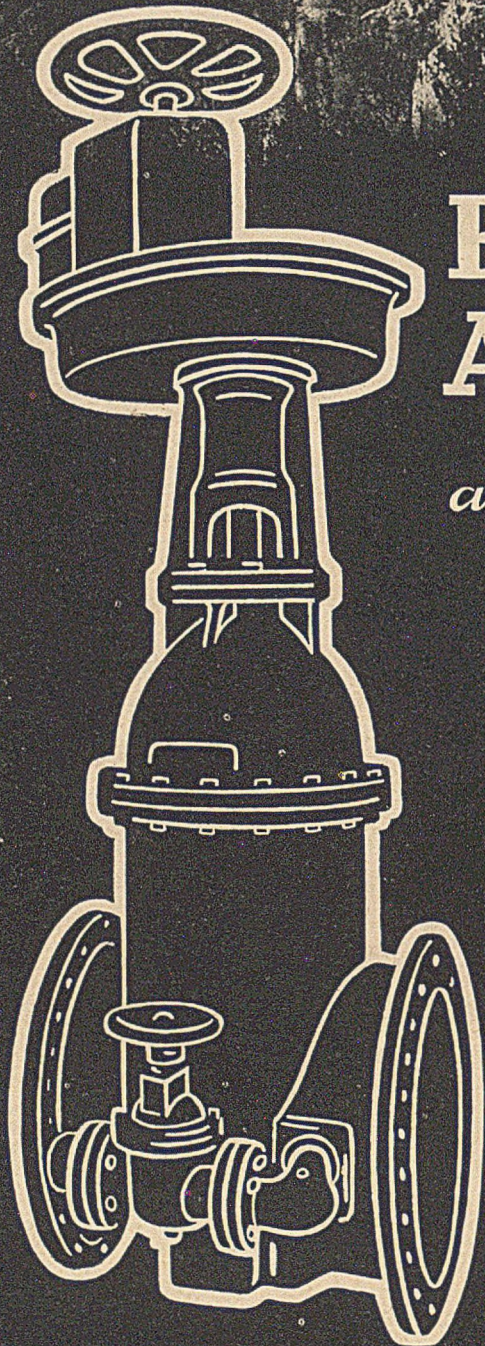
HUMBOLDT

AUFBEREITUNG für Erz, Steinkohle, Braunkohle
Zementfabriken · Eigene Versuchsanstalt

STAHLBAU HUMBOLDT

Eisenbahn- und Straßenbrücken
Stahlskelette für Wohn- und Geschäftshäuser
Stahlskelette für Industriebauten
Behälter, Bunker, Silos, Walzwerkshallen,
Schachthallen, Fördergerüste

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN



ERHARD ARMATUREN

Seit 80 Jahren

aus Heidenheim · Brenz

Wir liefern Armaturen für:

- Wasser
- Gas
- Dampf
- Heizung
- Öl
- Säure

für alle Drücke und bis zu den größten Nennweiten
vor allem mit elektrischem und hydraulischem Antrieb

**Turbinenschieber Ringschieber
Talsperrenschieber**

sowie Spezialarmaturen für die chemische, Papier-
und Cellulose-Industrie.



DER SCHLÜSSEL ZUR BETRIEBS SICHERHEIT

Johannes Erhard (Inh. H. Waldenmaier) Südd. Armaturenfabrik · Heidenheim/Brenz

TERIPLAST AEA

Zur Verbesserung von Mörtel u. Beton erhöht die Druckfestigkeit, Dichtigkeit u. Froftbeständigkeit. Leichte Verarbeitung, störungsfreies Pumpen, keine Entmischung, keine Mehrkosten!

Seitermann K.G.
CHEMISCHE WERKE · DATTeln I.W.
LEDER IM GARTEN ERPÄNDESTR. 11



FLIESSDRAHT
für Autogenschweißung


Fabrikfluss
HERMANN FLIESS & CO.
DRAHT- UND DRAHTWAREN-FABRIK
DUISBURG

Tricosal NORMAL

Oberflächenaktiv.
Mörtel und Beton wird plastisch, pump-, transportfähig und wasserdicht.
Jahrzehntelang bewährt.

Chemische Fabrik Grünau A.G.
Jllertissen / Bayern

Schleusen- und Hafenausrüstungen



Haltekreuz Bauart „Oblonga“

G. L. REXROTH G. M. B. H.
Lohrer Eisenwerk · Lohr a. Main

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Schenk, DER RAMMPFAHL
NEUE ERKENNTNISSE AUS THEORIE UND PRAXIS
Mit Anhang: **Rammpfahl tabellen**

DIN A5. 120 Seiten mit 80 Textabbildungen und 20 Tabellen
Geheftet DM 11.— Ganzleinen DM 13.50

Beton- und Stahlbetonbau (früher „Beton u. Eisen“) mit „Zeitschriftenschau“. (Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf.)

Heft 9 / September 1951 bringt:

Rieger: Die Auflagerverstärkungen (Vouten) bei der Näherungsrechnung nach Cross. — Heusel: Die neue Föhrerbrücke zu Berlin aus Spannbeton (Schluß). — Meier: Die neuen Spannbeton-schwellen der Deutschen Bundesbahn (Schluß). — Swida: Die Berechnung des Balkens auf elastischer Bettung nach dem Verfahren der anfänglichen Parameter. — Professor Dr.-Ing. Gehler 75 Jahre. — Fabrikant Wilhelm Schäfer 75 Jahre. — Alfred Hummel zum 60. Geburtstag. — Karl Stadör †. — Constructa-Bauausstellung Hannover 1951. — Vortrags-Veranstaltung der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V. Berlin. — Transport- und Lagersilo für losen Zement. — Das neue Schwimmbad in De Huizingen-Lez-Bruxelles. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Zeitschriftenschau.


Hochofenwerk Lübeck A.G.
Lübeck-Herrenwyk, Tel.: Lübeck 3 41 41

liefert:

- Hüttenzemente in bewährter Qualität
- Eisen-Portland-Zement normal Z 225
- Eisen-Portland-Zement hochw. Z 325
- Hochofen-Zement normal Z 225

• als Spezialprodukt den einzigen deutschen Tonerde-Schmelzzement „Rolandshütte“

- Schleuderbetonmaste in allen Abmessungen
- Normengerechte Betonwaren nach Güteklassen



Friedensbrücke Frankfurt-M.
Dachdurchm. 2500 mm · 16 Leuchtstofflampen 40W
jetzt in 4 Größen lieferbar

Rechlaternen
KOM.-GES. · LEUCHTENFABRIK
OBERBIEBER BEI NEUWIED-RH.
Fernruf Neuwied 2964/2979 und 2967
Vertragslieferant der deutschen Bundesbahn

50 Jahre im Dienste der Lichttechnik

Aus unserem Fertigungsprogramm:
Straßen-, Industrie- und Eisenbahn-
beleuchtung für Leuchtstoff-, Quecksilber-
dampf-, Mischlicht- und Glühlampen

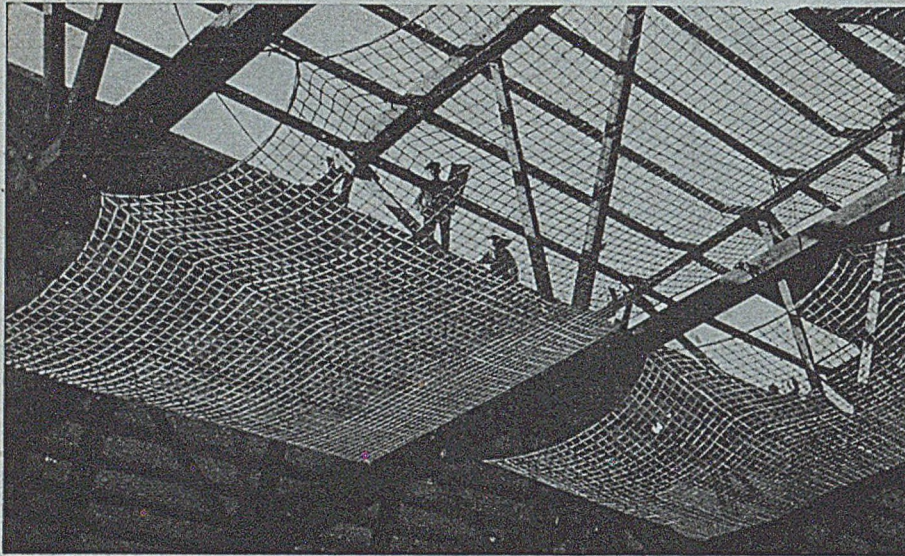
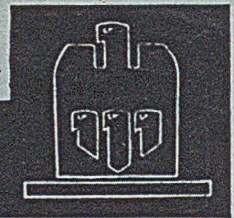
RECH-GROSSFLÄCHEN-LEUCHTEN
für Brücken, Straßen u. Plätze



Lichtfluter, Scheinwerfer
und Unterwasserstrahler

Der unentbehrliche Schutz der Bauwirtschaft

ALLIANZ BAUWESEN-VERSICHERUNG



Für
absturzgefährliche Arbeiten

Alpica

FANGNETZE ges. gesch.
zur Unfallverhütung und Einsparung von Gerüstholz

für Lehrgerüste, Dachkonstruktionen, Werkshallen, Bahnhofshallen, Lok-Schuppen, Entrostungs- und Anstricharbeiten an Werkshallen und Eisenkonstruktionen (Stahlgerüste), Traversen für Hochspannungsmasten, Brückenbauten, Sicherungsmaßnahmen bei Brückenkranen

Standard-Spannweiten: 5x5, 5x10, 10x10, 10x20 m

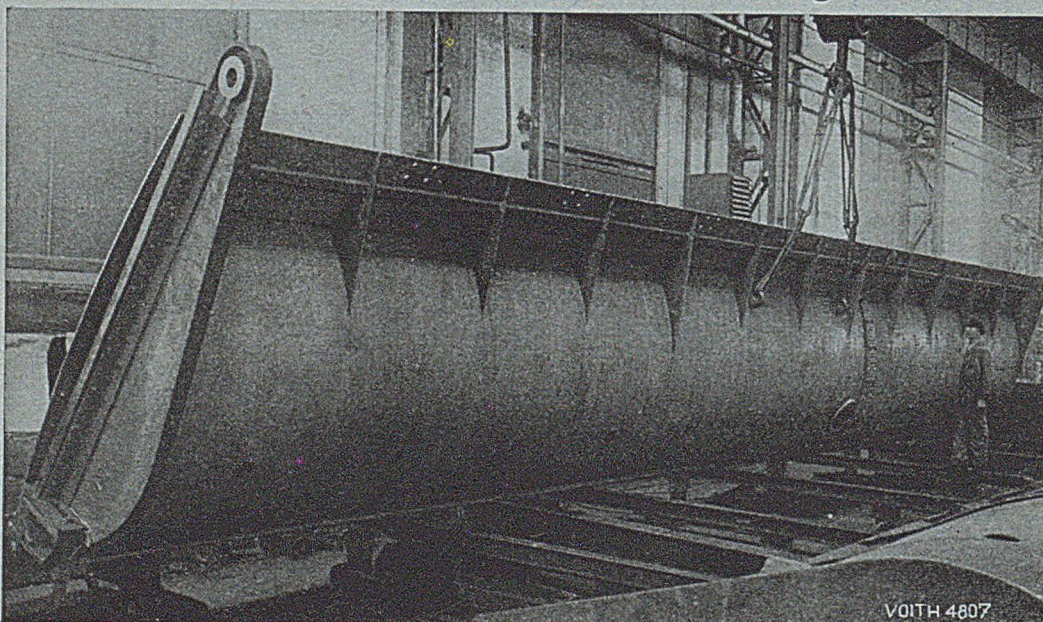
ALPICA NETZFABRIK

Thilo Hoffmann, Schlotheim/Thür.

Seit 70 Jahren


VOITH-Stahlwasserbauten

selbsttätige Stauvorrichtungen, Schützen, Rechen und Rechenreiniger
für Wasserkraftanlagen



VOITH 4807

einseitig aufgehängte
Stauplatte
14 m l.W., 2,35 m Stauhöhe
in unserer Werkstatt

 **J.M.Voith** G.m.b.H., Maschinenfabrik, Heidenheim (Brenz)