

# DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 19. Mai 1933

Heft 21

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Stempelkopftunnel der Nebenbahn Eisenberg (Pfalz)—Enkenbach.

Von Reichsbahndirektor Dr.-Ing. e.h.r. Hans Friedrich und Reichsbahnoberrat Karl Horbelt in München.

Die neue Nebenbahnlinie Eisenberg—Enkenbach (Eistalbahn), die am 6. November 1932 in Betrieb genommen wurde, steigt von dem tiefliegenden Bahnhof Eisenberg (Pfalz) auf eine Länge von 11,35 km um 117 m an und fällt sodann auf eine Länge von 5,90 km um 22 m bis zum Bahnhof Enkenbach. Bevor die Bahn ihren Scheitelpunkt erreicht, führt sie unter der höchsten Erhebung des Geländes (Stempelkopf) mittels eines Tunnels von 481 m Länge hindurch. Sie verläuft im Tunnel 300 m lang gerade und 181 m lang in einer Krümmung von 600 m Halbmesser. Der Tunnel liegt auf einer Länge von 141 m in einer Steigung von 1:94 und auf einer Länge von 340 m in einer Steigung von 1:87.

später einmal kommenden elektrischen Betrieb der Bahn entsprechen. Um die Dichtungsbahnen rechtwinklig zur Tunnelachse verlegen zu können, wurde über dem Tunnelgewölbe ein Arbeitsraum von 1,0 bis 1,2 m Höhe vorgesehen.

Damit die Ausbruchmassen des Tunnels und die Abtragmassen der beiden Voreinschnitte zur Bildung von Dammstrecken verwendet werden konnten, wurden der Tunnel und die anschließenden Strecken zu einem Baulos vereinigt, das sich von Abteil 96 bis Abteil 110+60 erstreckte. Die Arbeiten dieses Bauloses wurden der Bauunternehmung Fritz und Nikolaus Kronibus in Kassel übertragen.

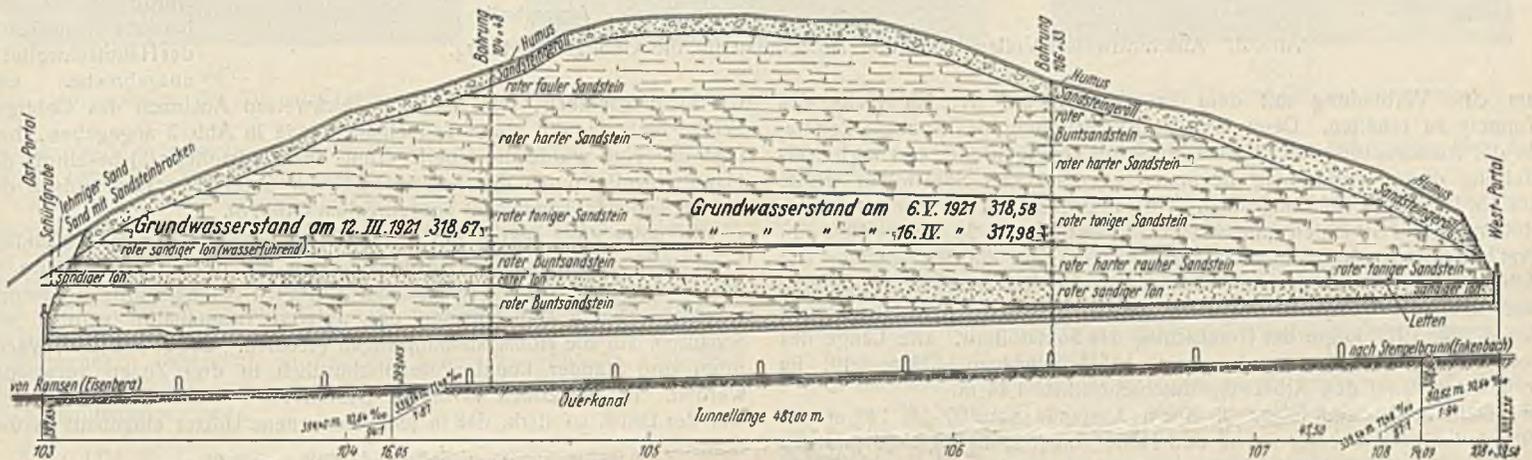


Abb. 1. Längsschnitt mit den Bohrungsergebnissen.

Bevor mit den Entwurfsarbeiten für den Tunnel begonnen wurde, ließ die Reichsbahndirektion Ludwigshafen (Rhein) Bohrungen vornehmen, um Aufschluß über das Gebirge zu erhalten, in dem der Tunnel herzustellen war. Da in der Hauptsache Sandsteinschichten (Abb. 1) angetroffen wurden, war anzunehmen, daß der Gebirgsdruck nur gering sein wird. Die Sandsteinschichten waren teilweise zerklüftet und nicht witterungsbeständig. Von Abteil 103 bis 105 + 80 befanden sich in geringer Entfernung über dem Tunnelscheitel zwei Tonschichten, und von Abteil 105 + 80 bis 108 + 39,5 reichte der Tunnelscheitel sogar zum größten Teil in eine starke Tonschicht hinein.

Der hohe Grundwasserstand über dem Tunnel und das Vorhandensein einer starken Quelle in unmittelbarer Nähe des westlichen Tunnelmundes wiesen darauf hin, daß der Tunnel, wenn er nicht bald Schaden leiden sollte, gegen die schädliche Einwirkung des Wassers gut geschützt werden müsse. Dabei war besonders zu berücksichtigen, daß das Wasser, wie seine Untersuchung ergab, betonzerstörende Eigenschaften hatte.

Unter diesen Verhältnissen mußte der Tunnel auf die ganze Länge ausgemauert, gut abgedichtet und entwässert werden.

Für den Tunnel wurde der in Abb. 2 dargestellte Querschnitt mit einer Scheiteldicke von 0,8 m festgesetzt. Die Scheiteldicke sollte bei geringem Gebirgsdruck auf 0,6 m verringert, bei starkem auf 1 m vergrößert werden. Die lichte Weite und Höhe des Tunnels wurden so bemessen, daß sie der Umgrenzung des lichten Raumes für den etwa

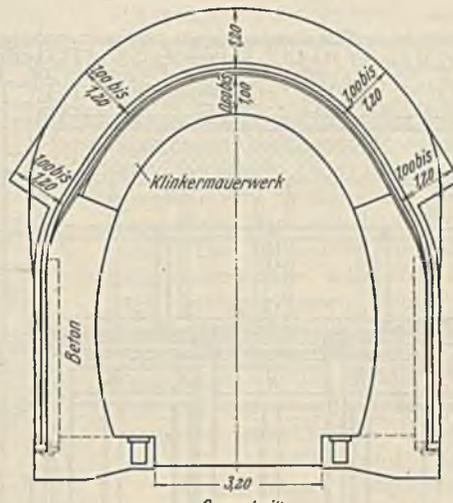


Abb. 2. Querschnitt

### I. Baustelleneinrichtung, Herstellung des Sohl- und des Firststollens.

Als die Arbeiten für den Stempelkopftunnel vergeben wurden, war die Bahnstrecke von Abteil 110 + 60 bis zum Bahnhof Enkenbach bereits fertiggestellt, so daß sämtliche Baustoffe (Zement, Rheinkies, Rheinsand, Traß, Klinker, Inertol, Rund Eisen usw.) auf Bahnwagen bis Abteil 110 + 60 verbracht werden konnten. Hier auf der Westseite des Tunnels wurden die Baustoffe teils im Freien, teils in Schuppen gelagert, die Betonmischmaschine, Bitumenkessel und Unterkunfräume für das Personal der Firma und für die Arbeiter aufgestellt. Da der Tunnel von Westen nach Osten im einseitigen Gefälle liegt, mußte der Sohlstollen, wenn man auf eine kostspielige Wasserhaltung verzichten wollte, in der Hauptsache von der Ostseite des Tunnels aus vorgetrieben werden. Es wurde also zunächst mit der Herstellung des östlichen Voreinschnittes begonnen. Als in den Voreinschnitt ein Schlitz bis 30 m vor dem Tunnelmund (bis Abteil 102 + 70) vorgetrieben war, wurde mit dem Sohlstollen begonnen. Gleichzeitig wurden in dieser 30 m langen Strecke zwei Schächte von der Geländeoberfläche aus bis zum Sohlstollen abgeteuft und die Abtragmassen dieser Strecke in der Weise wegbeordert, daß sie durch die beiden Schächte in die im Sohlstollen aufgestellten Förderwagen gestürzt wurden. Der Sohlstollen wurde mit einem Querschnitt von 1,8/2,0 m vorgetrieben und nachfolgend auf 2,5/3,0 m erweitert und ausgezimmert. Da der Transport der Abtragmassen des östlichen Voreinschnitts und der Ausbruchmassen des Tunnels nach Osten stattfand und von Osten her der Tunnel vorgetrieben wurde, war auch auf dieser Seite des Tunnels eine Baustelleneinrichtung notwendig. Sie bestand aus einer Transformatorstation zur Umformung des aus der Hochspannungsleitung von 20000 V bezogenen Stromes, aus einem Schuppen für die Baulokomotive (Benzolokomotive) mit 60 cm Spurweite, aus einem Wasserbehälter, aus Lager-schuppen für Werkzeuge, Betriebsstoffe und Sprengstoffe, aus Schuppen für die Schmiede, Schlosser usw., aus Unterkunfräumen für das Personal der Firma und die Arbeiter, aus einer Kompressorenanlage für die Preßluftbohrer, aus einer Ventilationsanlage für die Entlüftung des Tunnels, aus Bitumenkessel und aus einem Lager für das zum Auszimmern der Stollen und des Tunnels erforderliche Holz.

Ein rascher Vortrieb des Sohlstollens war notwendig, um gleichzeitig an mehreren Zonen arbeiten zu können, besonders aber auch deshalb,

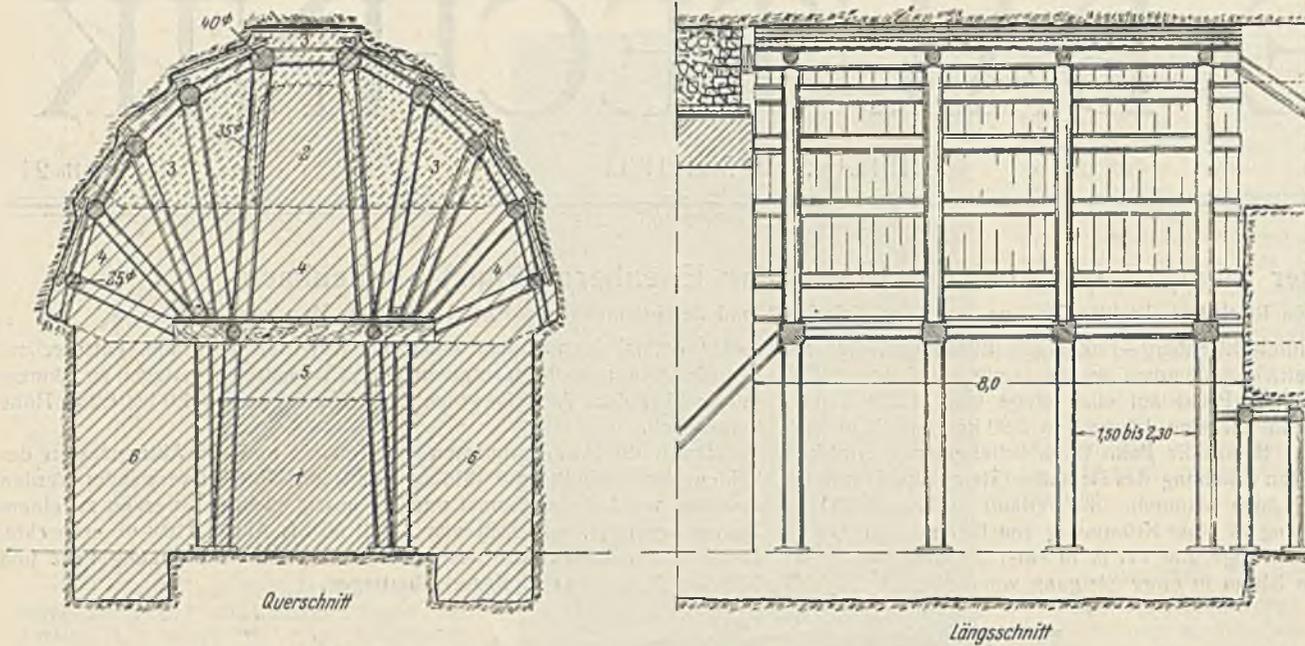


Abb. 3. Abschnittweiser Vollaushub und Holzeinbau für die Gebirgsabstützung.

um eine Verbindung mit dem Baustofflager auf der Westseite des Tunnels zu erhalten. Denn mit der Ausmauerung des Tunnels konnte, da die Ausmauerung dem Vollaushub sofort folgen soll, erst nach Herstellung dieser Verbindung begonnen werden. Der Sohlstollen wurde am 15. Dezember 1926 angesetzt. Ab 17. Dezember 1926 wurde im Sohlstollen in drei Schichten zunächst in Handbetrieb, ab 28. Januar 1927 mit Preßluftbohrern gearbeitet. Ende März wurde, um die Fertigstellung des Sohlstollens zu beschleunigen, trotz erheblicher Kosten für Wasserhaltung auch noch am Westportal mit dem Vortrieb des Sohlstollens begonnen. Am 4. Mai 1927 folgte der Durchschlag des Sohlstollens. Die Länge des Sohlstollens von 511 m wurde also in 115 Arbeitstagen fertiggestellt. Es treffen somit auf den Arbeitstag durchschnittlich 4,44 m.

Dem Sohlstollen folgte in einem Abstände von 90 bis 140 m der Firststollen, der in einer Breite und Höhe von je 2 m angelegt und nur teilweise, soweit dies notwendig war, ausgezimmert wurde.

## II. Vollaushub des Tunnels.

Mit dem Vollaushub wurde erst am 25. April 1927 begonnen, also nur wenige Tage bevor nach Fertigstellung des Sohlstollens die Verbindung mit dem Baustofflager auf der Westseite des Tunnels hergestellt war. Damit wurde erreicht, daß die voll ausgebrochenen Zonen sofort ausgemauert werden konnten. Der Vollaushub, mit dem man am Ostportal begann, wurde in 60 Zonen von je rd. 8 m Länge ausgeführt.

Für den Bau des Tunnels wurde die neue österreichische Bauweise (Zentralstreben-Bauweise) gewählt (Abb. 3 u. 4). Der Rüstungseinbau wurde mit Jochzimmerung, Eck- und Mittelgespärre hergestellt und blieb

der Rüstungseinbau, der mit dem stückweisen Ausbruch des Gebirges Schritt hielt, für die obere Tunnelhälfte, wie in Abb. 3 angegeben, hergestellt. Nun wurde die Überlagerung des Sohlstollens (5) beseitigt, die Hauptschwelle durch die Schwellenstände unterstutzt und sodann der untere Teil des Tunnels (6) ausgebrochen (Abb. 5).

In jeder Zone wurde ein Schacht vom Firststollen zum Sohlstollen hergestellt, durch den die Ausbruchmassen der oberen Tunnelhälfte in die Fördergefäße der im Sohlstollen verlegten Schmalspurbahn gestürzt wurden. Die Ausbruchmassen der unteren Tunnelhälfte wurden mit Schaufeln auf die Holzkastentkippen verladen. Die Kronhölzer, Wandruten und Ständer konnten durchschnittlich in drei Zonen verwendet werden. In den Zonen 48 bis 60 (Abteil 106 + 84 bis Abteil 108 + 39,5) war der Druck so stark, daß in jeder Zone neue Hölzer eingebaut werden mußten.

In der unteren Tunnelhälfte konnte von einer seitlichen Absteifung, da das Gebirge standfähig war, abgesehen werden.

## III. Ausmauerung des Tunnels.

Das Tunnelmauerwerk wurde ausschließlich des Gewölbes aus Stampfbeton hergestellt. Das Tunnelgewölbe wurde, um es gegen die Einwirkung der Lokomotivrauchgase widerstandsfähiger zu machen, in Klinkermauerwerk ausgeführt.

Besondere Schwierigkeiten verursachte die Wasserhaltung für die Fundamente. Bei dem starken Wasserandrang mußten in den besonders nassen Zonen ununterbrochen drei Pumpen in Betrieb sein, um die Baugruben für die Fundamente bis zur Erhärtung des Betons trockenhalten zu können.

Nach Fertigstellung der Widerlager, die in einem völlig freien Raume, durch Rüstholz nicht behindert, ausgeführt werden konnten, wurden in jeder Zone acht eiserne Lehrbögen (Abb. 4) aufgestellt. Die eisernen Lehrbögen waren aus I 22, nach der Tunnelneigung gebogen und fünfteilig. Der Bogenfuß war verbreitert und besonders verstärkt. Die Stoßblasen waren an einen Bogenteil angeletet und wurden beim Aufstellen mit dem anderen Bogenteil durch Bolzen verbunden. Die Lehrbögen wurden auf

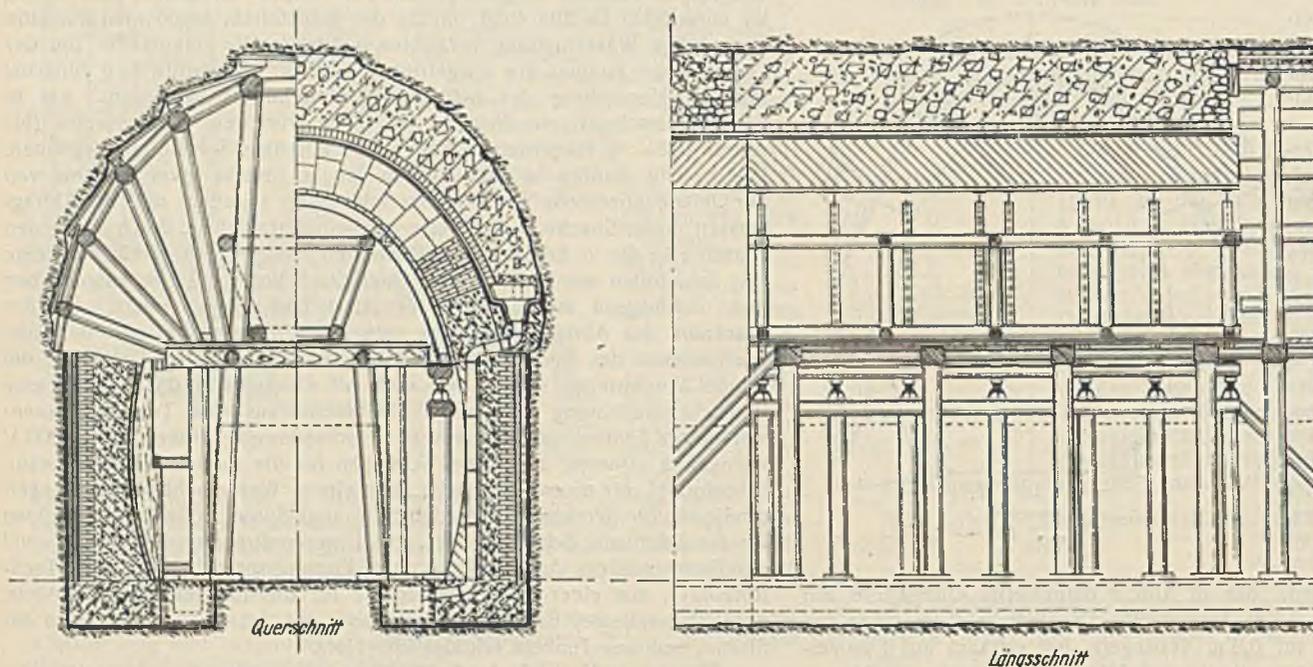


Abb. 4. Schalung für das Widerlager und Lehrgerüst für das Gewölbemaerwerk.

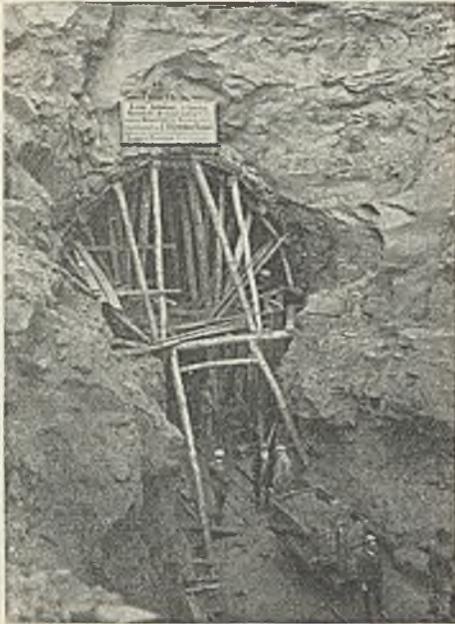


Abb. 5.  
Vollausbruch des Tunnelquerschnitts.



Abb. 6.  
Beginn der Gewölbemauerung.



Abb. 7.  
Lehrgerüst für das Gewölbemauerwerk.

die Haupt- oder Jochschwelle der Gebirgsauszimmerung und am Bogenfuß auf besondere Ständer abgestützt.

Abb. 6 zeigt das aufgestellte Lehrgerüst. Die Kronbalken und die obersten Wandruten werden noch durch die Tunnelzimmerung unterstützt, die folgende Wandrute ist auf das Lehrgerüst abgestützt, und die beiden untersten Wandruten sind am Kämpfer des Tunnelgewölbes, wo gemauert wird, vorübergehend ganz entfernt. Mit fortschreitendem Gewölbemauerwerk wurden die Wandruten und zuletzt auch die Kronbalken auf den Gewölberücken abgestützt, so daß das Lehrgerüst (Abb. 7) schließlich nicht nur das Gewölbemauerwerk zu tragen, sondern auch dem Gebirgsdruck standzuhalten hatte.

#### IV. Entwässerung und Abdichtung des Tunnels.

Nach Fertigstellung des Gewölbemauerwerks wurde mit der Entwässerung und Abdichtung, auf die besondere Sorgfalt verwendet wurde, begonnen. In dieser Hinsicht unterscheidet sich der Stempelkopftunnel von allen Eisenbahntunneln, die früher in Bayern hergestellt wurden. Wie aus Abb. 8 u. 9 zu ersehen ist, wurden die Dichtungsbahnen (Tektolith) zwischen zwei Zementestrichen, von denen der obere mit Rabitzgewebe bewehrt ist, verlegt. Um diese Abdichtung gegen die Angriffe des kohlen-säurehaltigen Gebirgswassers zu schützen, wurde noch ein dreimaliger Inertolanstrich aufgebracht, wodurch eine auf dem Estrich festsitzende Schutzhaut gebildet wird. Auf dem so gedichteten und mit Schutzanstrich versehenen Gewölberücken wurde eine Rollschicht von Entwässerungsklinkern verlegt, die mit besonderen Wasserrillen versehen sind. Die Rollschicht der Entwässerungsklinker setzt sich in den weniger nassen Zonen 1 bis 45 (Abb. 8) bis zum Fuße des Widerlagers fort. Durch die dem Gebirgswasser einen leichten Abfluß sichernden und Verschlam-mungen vermeidenden Sickerkanäle wird das Wasser Längsrinnen zugeleitet, die hinter dem Widerlager angebracht sind. Von diesen Rinnen aus fließt es in Abständen von 8 m durch Querrinnen in die am Widerlager ent-

langführenden Sohlenkanäle, durch die es in die Bahngräben des östlichen Voreinschnitts gelangt.

Die Rückwand des Widerlagers erhielt zum Schutze des Betons gegen das säurehaltige Gebirgswasser ein Verkleidmauerwerk aus Klinkern und hierauf einen zweimaligen Inertolanstrich.

Der zwischen der Ausmauerung und dem Gebirge verbleibende Arbeits- und Hohlraum wurde nach Fertigstellung der Abdichtungs- und Entwässerungsarbeiten unter gleichzeitigem Rückbau der Gebirgszimmerung mit Magerbeton satt ausgefüllt.

In den nassen Zonen 46 bis 60 wurde zur Entlastung der Sickerkanäle hinter den Widerlagern in 3,05 m Höhe über Schienenoberkante je eine weitere Längsrinne angelegt (Abb. 9), in diesen das vom Gewölberücken herabfließende Wasser abgefangen und durch Abfallröhren in die am Fuße des Widerlagers vorhandenen und bereits erwähnten Querrinnen abgeleitet.

Die Abdichtung des Tunnels und die Ableitung des Gebirgswassers entspricht somit im allgemeinen bereits den Grundsätzen, die später hierfür von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in der „Vorläufigen Anweisung für die Abdichtung von Ingenieurbauwerken (AIB) v. 15. Juli 1931“ aufgestellt wurden.

#### V. Die Portale und Voreinschnitte des Tunnels.

Am 14. April 1928 waren die Tunnelarbeiten in der Hauptsache fertiggestellt. Die Herstellung der beiden Tunnelportale, die planmäßige Herstellung der beiden Voreinschnitte, das Verfugen des Tunnelgewölbes und die Herstellung der Sohlenkanäle im Tunnel erforderte noch längere Zeit. Die beiden Tunnelportale wurden, wie aus Abb. 10 u. 11 zu ersehen ist, in einfachster Weise ausgeführt. Der westliche Voreinschnitt (Abb. 11) blieb ohne Verkleidmauerwerk, dagegen mußten die Böschungen des östlichen Voreinschnitts, da hier der Sand-

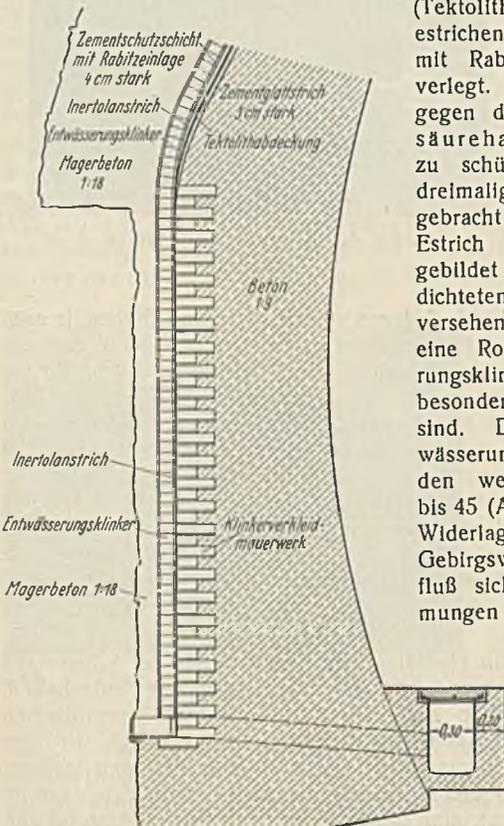


Abb. 8. Entwässerung und Abdichtung in den Zonen 1 bis 45.

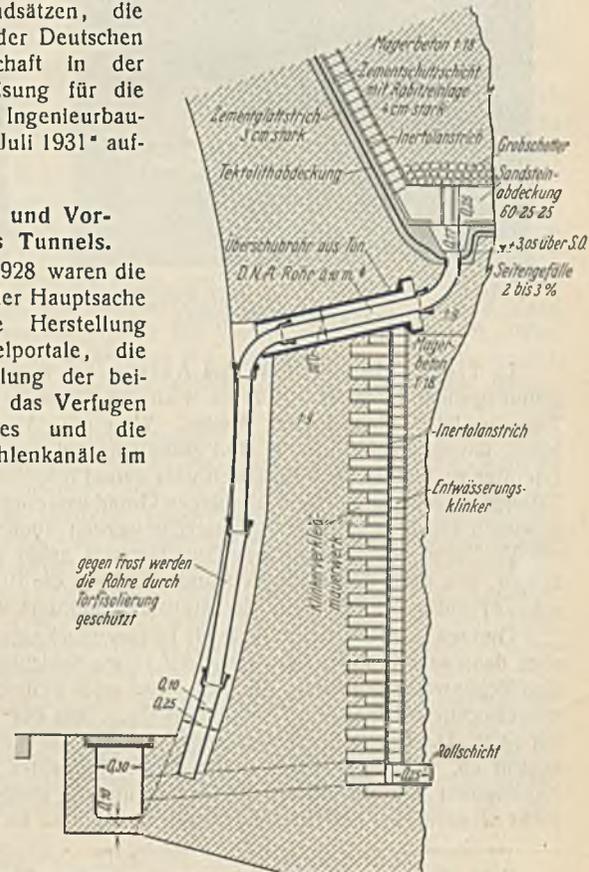


Abb. 9. Entwässerung und Abdichtung in den nassen Zonen 46 bis 60.



Abb. 10. Östliches Tunnelportal.

steinfelsen nicht witterungsbeständig war, mit einer Futtermauer (Abbildung 10) verkleidet werden.

Sämtliche Arbeiten, die der Firma Kronibus übertragen worden waren, wurden am 22. November 1928 abgenommen. Das Verkleidmauerwerk des östlichen Voreinschnitts wurde durch den Bauunternehmer Ullmayer von Alsenborn in der Zeit vom 24. September bis 15. November 1928 ausgeführt.

#### VI. Baukosten des Tunnels.

Die Kosten des Tunnels betragen rund 1 490 000 RM oder rund 3100 RM/m. Nach den heutigen Preisverhältnissen würden sie sich auf rund 1 000 000 RM oder rund 2100 RM/m belaufen.

Nach Fertigstellung des Tunnels hat sich gezeigt, daß sämtliches Gebirgswasser einwandfrei abgeleitet wird und daß der ganze Tunnel vollständig trocken ist. Man darf daher wohl erwarten, daß die Lebensdauer dieses Tunnels mit Rücksicht auf seine mit besonderer Sorgfalt durchgeführte wasserdichte Abdeckung und geregelte Wasserabführung erheblich größer sein wird als die anderer, im nassen Gebirge ohne Abdichtung erbauter Eisenbahntunnel, die oft schon nach kurzem Bestande nachtraglich mit einem hohen Kostenaufwande<sup>1)</sup> instand gesetzt und abgedichtet werden mußten.

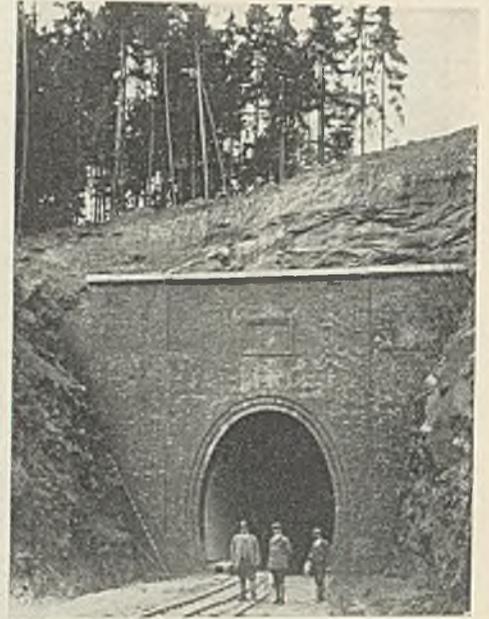


Abb. 11. Westliches Tunnelportal.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1929, H. 40 u. 42.

Alle Rechte vorbehalten.

## Grundwassersperren.

Von Dr.-Ing. Keller, Privatdozent der Technischen Hochschule Berlin.

Im humiden Klima sind es hauptsächlich Flußregulierungen, die eine künstliche Hebung des Grundwasserstandes für die umgebenden Felder erforderlich machen, soll die Landwirtschaft keinen dauernden Schaden erleiden. Dies geschieht in der Weise, daß in das Ende einer abgeschnittenen Flußschleife ein sog. Landeskulturwehr eingebaut wird, um den Grundwasserspiegel auf einer bestimmten Höhe zu halten; auch wird oberhalb eines Wehres aus dem regulierten Fluß Wasser in Seitenkanälen abgeleitet und zur Anreicherung des Grundwassers benutzt.

Einsickern zu bringen. Sehr viel läßt sich schon erreichen durch Anpflanzen bzw. Schutz vor Vernichtung von solchen Bäumen, Sträuchern und Gräsern, die kräftige Wurzeln haben und anspruchslos in bezug auf Wasserbedarf während der langen Trockenzeit sind. An dürrewiderstehenden Pflanzen, Xerophyten, seien genannt: Kasuarinen, Kameldorn (Acac. Giraffae), Prosopis, Syringa (Burkea Africana), Kapiok, Feigenkaktus, Sisalagave und Kikuyugras. Eukalyptus wächst wohl rasch, nimmt aber durch seine weit ausgreifenden Wurzeln der übrigen Vegetation alle Feuchtigkeit weg. Ferner



Abb. 1. Schichtflut, 15 cm hoch ankommend (Tanganyika Territorium).



Abb. 2. Stauwall zum Anreichern des Grundwassers.

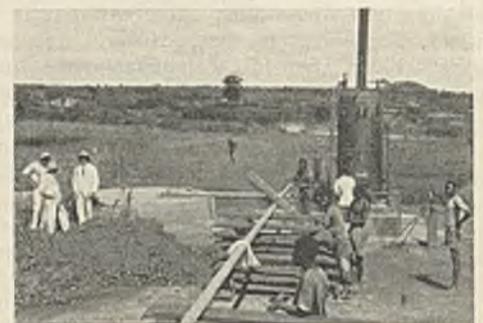


Abb. 4. Kikuyu-Grundsperrre, Dodoma.

In Trockenländern ist das Aufstauen von Grundwasser von grundlegender Bedeutung; führen doch die Flüsse bestenfalls nur wenige Tage im Jahre oberirdisches Wasser. Wert oder Unwert arider Gebiete hängt davon ab. Trotzdem sind Abhilfe Maßnahmen nur spärlich in der Literatur zu finden. Schoklitsch wies darauf hin, daß bei hochgelegenen Talbecken sogar für Wasserkraftanlagen Grundwasserfassungen bis zu einem gewissen Grade speicherfähig gemacht werden können<sup>1)</sup>. Bevor ich auf die Verfahren zum Aufstau des Grundwassers näher eingehe, möchte ich zeigen, wie am zweckmäßigsten und billigsten die Bildung von Grundwasser unter wüstenhaften Verhältnissen gefördert werden kann.

Geringe oder überhaupt fehlende Pflanzendecke im Verein mit seltenen, aber dann sehr heftigen Gewitterregen lassen Schichtfluten entstehen; das sind Regenwasserschichten, die sich mehr oder weniger mächtig über das ausgetrocknete Gelände so lange hinwälzen, bis der Regen nachgelassen hat (Abb. 1). Im Flußbett angelangt, entsteht ein Sturzschwall: der Fluß kommt ab. Abgesehen von den bodenmechanischen Schäden, die durch Auswaschen des fruchtbaren Bodens verursacht werden, muß daher versucht werden, das Niederschlagswasser weitgehend an Ort und Stelle zum

kann man durch das geschickte Anlegen von Dämmen und Gräben, je nach den örtlichen Verhältnissen, die Schichtflut zu verzögertem Abfluß zwingen. Unter Umständen sind für den Einzelnen damit nicht unerhebliche Kosten verbunden, aber ein Mittel kann stets mit Erfolg zum Anreichern des Grundwassers vom Farmer selbst angewandt werden: Im Einzugsgebiet sind Erdwälle bis zu 1,5 m Höhe anzulegen, die mindestens einen Teil des Regenwassers am Ablauf verhindern und einsickern lassen. Abb. 2 zeigt einen solchen kleinen Erddamm, mit Bruchsteinen verkleidet, von einem Eingeborenen auf Farm A. Merensky bei Keetmanshoop (SWA) ausgeführt. Dicht unterhalb befindet sich ein von Windkraft betriebener Brunnen, dessen Wasserstand von Jahr zu Jahr zurückging. Seit Fertigstellung des Stauwalls ist schon nach der ersten Füllung das Grundwasser um 6 m gestiegen.

Da aber namentlich in Flußtätern das Grundwasser der Schwerkraft folgend sich talab bewegt, entsteht die Notwendigkeit, es aufzuhalten. Wie dies zu geschehen hat, zeigt die Natur selbst bei unterirdischen Schwellen, an Furten tritt das Urgestein zutage, und oberhalb wird das Wasser angestaut. Bei der künstlichen Grundschwelle wird dies insofern nachgeahmt, als dort, wo die undurchlässige Schicht möglichst nahe an die Oberfläche herankommt, eine Grundsperrre quer zur Flußrichtung aufgesetzt wird. Voraussetzung ist also stets, daß die Talsohle mit durchlässigen Schichten erfüllt ist und daß in absehbarer Tiefe ein undurch-

<sup>1)</sup> H. Keller, Wassergewinnung in heißen Ländern. Berlin 1929, Wilh. Ernst & Sohn. — A. Schoklitsch, Wasserbau, 2. Bd. Berlin 1930, Julius Springer.

lässiger oder doch schwer durchlässiger Grundwasserträger, Fels oder Ton, angetroffen wird.

1. Massive gemauerte, Lehm- oder Betonwände.

Läßt sich der Boden ohne teure Abstiefung ausheben, so ist je nach den örtlichen Verhältnissen ein wasserdicht gestampfter Lehmkern, Backsteinmauerwerk oder eine Betonwand ratsam. Der Lehm- oder Tonkern darf nicht bis zur Sohle des Trockenflußbettes heraufgeführt werden, weil er durch die starke Sonnenbestrahlung schadhafte würde und vor Ausspülung beim Abkommen des Flusses zu schützen ist. Er erhält daher eine Steinpacklage obenauf (Abb. 3).

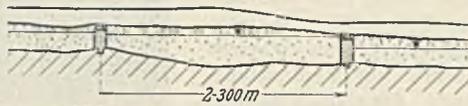


Abb. 3. Grundsperrre mit Lehmkern.

Mehrere gemauerte Grundsperrren sind auf Veranlassung des Landesgeologen für das Mandat Tanganyika-Territorium, Dr. Teale, in (Deutsch-) Ostafrika entstanden. In einem sandigen Trockenflußbett bei Dodoma an der Mittellandbahn wurde 1928 die Kikuyu-Grundsperrre von der dem Geologen zugeteilten hydrologischen Bauabteilung fertiggestellt. Die Wand ist gemauert und besitzt einen Betonkern. In einem Sickerbrunnen, dessen Mannloch abgedeckt und nur für Kontrolle zugänglich ist, wird das Wasser gesammelt und mittels ortsfester Dampfmaschine (die schöne Witterung erübrigt ein Maschinenhaus) in einer 4"-Rohrleitung nach der Ortschaft gepumpt, wo es u. a. als Ergänzung des Wassers aus Tiefbrunnen für Eisenbahnzwecke in Hochbehälter gefüllt wird (Abb. 4). Zum Schutze gegen Verseuchung ist das nähere Einzugsgebiet einzufriedigen, kann aber landwirtschaftlich ausgenutzt werden. Eine andere Grundsperrre in der Nähe zeigt Abb. 5; sie dient zur Speicherung von Trinkwasser für

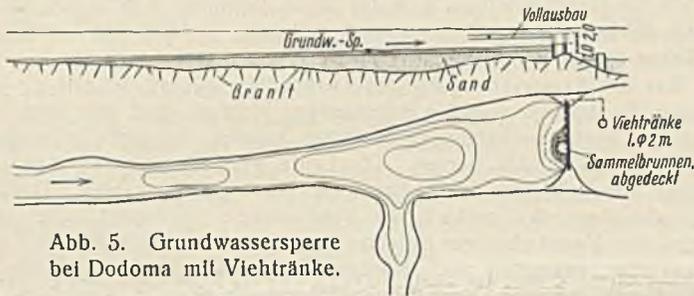


Abb. 5. Grundwassersperre bei Dodoma mit Viehtränke.

Vieh während der Trockenzeit und für Trinkwasser. Für später ist eine Erhöhung vorgesehen, wobei der herabgeschwemmte Sand aufgefangen wird. Aus dem Sammelbrunnen führt hier eine Rohrleitung zu einer Tränke, deren Trog aus Betonringen von 2 m Durchm. hergestellt ist. Der sanderfüllte Stauraum beträgt zunächst 1300 m<sup>3</sup>; ihm entspricht bei Sättigung ein Wasservorrat von 400 m<sup>3</sup>. Theoretisch kann das Porenvolumen je nach der Lagerung bei kugelförmigem Sand zwischen 25,9 und 47,6% betragen. Bei der experimentellen Ermittlung des Porenvolumens ist die Wasserkapazität zu berücksichtigen, d. h. die Haftwasser-menge, die sich mechanisch nicht entfernen läßt, also dem Sammelbrunnen nicht zuströmen wird. Die 400 m<sup>3</sup> stellen den Grundwasservorrat dar, wenn das Wasser im sandigen Flußbett aufgehört hat, oberirdisch abzufließen. Diese Menge reicht aus, um über die ganze Trockenzeit hinweg 2,25 m<sup>3</sup>/24 h oder Tränkwasser für 60 bis 70 Stück Großvieh zu liefern. Die Grundsperrren bei Dodoma haben sich inzwischen voll bewährt und werden namentlich gegen das Ende der Trockenzeit als wertvolle Ergänzung der übrigen Wasserversorgung geschätzt.



Abb. 6. Lage der Grundsperrre bei Mochudi (B. B. P.).

Prot.), zwischen den roten Quarzithöhen des Umkondosystems erkannt worden (Abb. 6). Die Betonmauer bindet in das unterlagernde Gestein ein und ist, wenn aus Ersparnisgründen zunächst nur der Talweg ausgebaut wird, 100 m lang. Die Gesteinskosten betragen je nach der Art der Wasserhebung 12 000 bis 18 000 RM, wozu etwa 6000 bis 7000 Arbeitsstunden kommen, die von den Einwohnern im Gemeinschaftsdienst zu leisten

sind. Hierin ist der Ausbau zu einem oberirdischen Staubecken gemäß Abb. 7 mit einbegriffen. Das Fassungsvermögen beträgt allein an Grundwasser mindestens 9000 m<sup>3</sup>. Als Nebengewinn steht zu erwarten, daß der Wasserstand in den alten Brunnen oberhalb der neuen Anlage in der Trockenzeit weniger tief sinken wird als bisher. Wenn es auch der wesentliche Vorzug der Grundsperrren ist, daß ihr Wasser vor Verdunstung geschützt ist, so wird dies noch dadurch erhöht, daß über dem unterirdischen Becken ein Stausee angelegt wird, der im Laufe der Trockenzeit zurückgeht und schließlich ganz austrocknen mag.

In Masimbwa (Port. Ostafrika), nördlich Iho, lieferten die Brunnen durchweg brackisches Wasser. Um für die Sisalpflanzungen das erforderliche Süßwasser zu bekommen, legte von Dittfurth an der engen Stelle eines periodischen Flußlaufs eine Grundsperrre an. Die 50 m lange Betonwand war 30 cm dick und 4 bis 6,5 m tief. Unter dem Geschiebe des Bettes stand Fels und fetter Ton an. Die Betonmischung betrug 1:3, wasserseitig wurde ein dichtendes Bitumenerzeugnis aufgetragen. Das Bauwerk erfüllte die Erwartungen. Besondere Sorgfalt ist bei allen Grundsperrren, die von HW überflutet werden können, auf hinreichend tiefes Einbinden der seitlichen Flügel in den Untergrund zu verwenden.

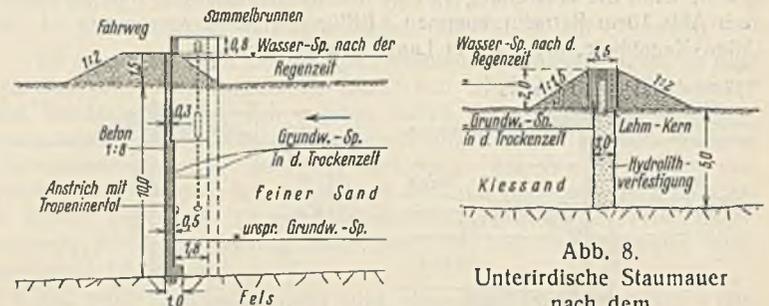


Abb. 7. Grundwassersperre in Beton.

Abb. 8. Unterirdische Staumauer nach dem Versteinerungsverfahren.

Wo das Ausschachten des Bodens auf Schwierigkeiten stößt, also bei losem Sand und bei Kiesablagerungen, ist im Versteinerungsverfahren ein neues und wertvolles Mittel zur Herstellung von Grundsperrren gegeben<sup>2)</sup>. Zur Bodenverfestigung werden 1"-Rohre in etwa 1 m Zwischenraum niedergebracht; durch diese werden hintereinander zwei chemische Flüssigkeiten<sup>3)</sup> eingepreßt und dadurch der Untergrund versteinet. Die so ohne Zutritt des Menschen geschaffene Grundsperrre ist bei sorgfältiger Ausführung praktisch wasserdicht (Abb. 8).

Da die erforderlichen Geräte leicht zu befördern sind, kann das Verfahren auch in abgelegenen Gegenden angewandt werden. In bezug auf Zuverlässigkeit bedeutet es einen großen Fortschritt gegenüber den bekannten Zementinjektionen.

2. Spundwände aus Holz und Eisen.

Durch das Rammen von Spundwänden läßt sich ebenfalls die kostspielige Ausstiefung der Baugrube beim Herstellen massiver Grundsperrren umgehen. Sie sind dort angebracht, wo die Löhne so hoch sind, daß das Beschaffen der Spundwand, ihr Antransport und das Vorhalten der Ramme sich bezahlt machen, also in der Nähe von Schiff oder Eisenbahn. Zur Wasserversorgung der Panhandle-Ölfelder in Texas wurden in einem Trockenbett quer zur Flußrichtung zwei gleichlaufende Holzspundwände derart gerammt, daß zwischen ihnen eine die Grundwasserfassung bildende Sicker-galerie entstand, die nachher abgedeckt wurde. Die obere Wand war mit Löchern versehen, damit das Wasser eindringen kann<sup>4)</sup>. Wird termitensicheres Holz verwendet, so läßt sich dagegen nichts einwenden. Im allgemeinen werden aber Eisenspundwände oder Blechtafeln das geeignete Material bilden.

Eine Grundsperrre aus Eisenspundwand Larssen II, die zugleich als Überfallwehr ausgebildet ist und so zur Speisung von seitlichen Kanälen für Flutbewässerung dienen kann, ist in Abb. 9 im Schnitt dargestellt. In Südafrika ist man bestrebt, ganze Trockentäler durch stufenweisen Ausbau allmählich zu dauernd oberirdisch fließenden Flüssen umzuwandeln. Wenn dies wassertechnisch wirklich gelingt, stellt sich leider häufig ein anderer Übelstand ein: Die Böden verbracken derart, daß ihr landwirtschaftlicher Wert in Frage gestellt wird. Es gibt aber heute eine Reihe von Maßnahmen, durch die die Versalzung des Bodens erfolgreich bekämpft wird, auf die einzugehen hier zu weit führt.

Eine ähnliche Grundsperrre wurde 1929 bei Ankara (Türkei) zur Bewässerung der Weizenfelder von Etimes'ut im Güvercinlik-Tal von der türkischen Wasserbaudirektion unter Ratijs Bey gebaut. Ursprünglich war beabsichtigt, den Grundwasserstand derart zu heben, daß die seitlichen Bewässerungskanäle während der Trockenzeit Zufluß bekämen. Seit der

<sup>2)</sup> Bautechn. 1930, Heft 12, S. 181.

<sup>3)</sup> Hydrollith G. m. b. H., Berlin W 35.

<sup>4)</sup> Developing a 6-M. G. D. Watersupply for Oil Field Op. Eng. News-Rec. 1927, Bd. 99, Nr. 9.



Abb. 11. Brunnen mit Becherwerk, Dodoma. Beispiel.

Fertigstellung ist der Grundwasserstand gegen früher um mehrere Meter gestiegen.

Hat man beim Rammen den Eindruck bekommen, daß infolge von Hindernissen, z. B. eines Findlings, die Feder der Spundwand aus der Nut gesprungen ist, was bei Profil I leichter vorkommt als bei den kräftigeren Profilen, so kann die undichte Stelle eben durch die erwähnte Hydrolith-

teil, daß als Fassungsraum nur das Porenvolumen der grundwasserführenden Schicht in Betracht kommt, steht als gewaltiger Vorzug gerade in Ländern mit hoher Verdunstung, z. B. Windhuk, SWA, 1929 bis 1931 im Mittel 2574 mm/Jahr, der Schutz des Wasservorrats vor Verdunstung und Sonnenbestrahlung gegenüber. Bei sorgfältiger Überwachung kann in vielen Fällen das Sperrengrundwasser ohne Nachbehandlung zum Hausgebrauch abgegeben werden.

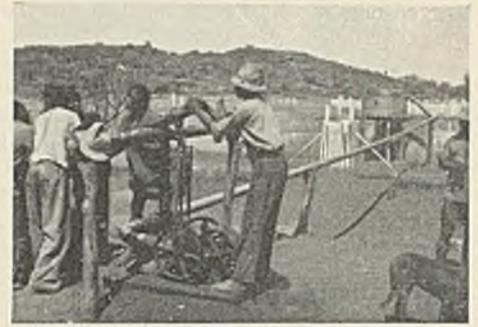


Abb. 12. Unbrauchbar gemachte moderne Pumpe, Mochudi. Gegenbeispiel.

Versteinung oder in einfachen Fällen durch Einspritzen von Zementmilch vor der wassersseitigen Wandfläche ausgebessert werden. In anderen Fällen, etwa wo gebrauchte Spundwände billig zur Verfügung stehen, kann die Anordnung von zwei Eisenspundwänden hintereinander nach Abb. 10 in Betracht kommen. Billig und leicht zu rammen ist die Union-Kanalziele, die bis 5 m Länge geliefert wird.

Zum Schlusse noch einige Worte über die Hebung und Verteilung des Wassers. Die in Europa üblichen Pumpen sind für die abgelegenen Orte der warmen Länder meist nicht einfach genug. Die Eingeborenen verstehen nicht damit umzugehen. Dem tragen die Paternoster-Wasserheber Rechnung, die daher für Farmen, Missionsstationen und Eingeborenensiedlungen empfehlenswert sind. Abb. 11, einen solchen Brunnen in Benutzung zeigend, möge als Muster, Abb. 12, eine seit Wochen defekte erstklassige Pumpe mit Gasolmotorantrieb, als Gegenbeispiel dienen. Einen auf dem Prinzip der Adhäsion beruhenden Zellenband-Wasserheber stellen die Werke Caruelle, St. Denis de L'Hôtel mit einer Leistung von 1,2 bis 200 m<sup>3</sup>/h her. Der Wasserelevator der Wasserbau Co., Berlin SO 16, wird sowohl für Handbetrieb — z. B. für 50 m Tiefe bei 3 m<sup>3</sup>/h 550 RM — als für tierischen bzw. Riemenantrieb geliefert, letzterer bei 24 m<sup>3</sup>/h bis zu 150 m Tiefe.

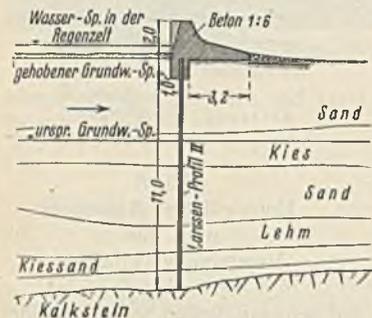


Abb. 9. Grundsperrre aus Eisenspundwand.

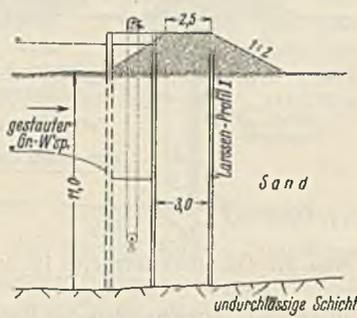


Abb. 10. Grundsperrre mit zweifacher Spundwand.

Um Wasserhaltungskosten zu sparen, ist die günstigste Bauzeit für Grundsperrren die Trockenperiode; man beginnt die Arbeiten also zweckmäßig am Ende der Regenzeit. Die Wirtschaftlichkeit von Grundsperrren hängt, sowohl was den Bau als den Betrieb anbelangt, völlig von der richtigen Beurteilung der Untergrundverhältnisse ab. An Probebohrungen und fachmännischer Beratung sollte, sobald es sich nicht mehr um ganz kleine Anlagen handelt, nicht gespart werden. Die Undurchlässigkeit des Grundwasserträgers und der Anschluß der Grundsperrre lassen sich, weil dem Auge verborgen, noch schwieriger beurteilen als bei Talsperren. Sind doch in den letzten Jahren manche oberirdischen Sperrren gebaut worden, die hinterdrein Dichtungsmaßnahmen in solchem Ausmaße erforderten, daß die Wirtschaftlichkeit in Frage gestellt ist. Während aber die Talsperren durch die Sedimentierung der Schweb- und Sinkstoffe eine zunehmende Dichtung erfahren, fehlt diese dichtende Wirkung bei dem kristallklaren Grundwasser der Grundsperrren. Dem anderen Nach-

fernung der Brunnen von den Behausungen nicht zu groß sein, weil sich sonst üble Begleiterscheinungen einstellen können, die große gesundheitliche Gefahren in sich bergen. Die Leute werden veranlaßt, stets eine gewisse Menge Wasser in Behältern zu Hause aufzubewahren. Dadurch wird die Brut der gefährlichen Stechmücken begünstigt. Bei dem mangelnden Verständnis der Eingeborenen und dem erschlafenden Klima ist es erfahrungsgemäß nicht möglich, die gesundheitliche Kontrolle der Behälter usw. auf die Dauer erfolgreich durchzuführen. Namentlich an der Westküste Afrikas verschlingt die Bekämpfung des tödlichen Gelbfiebers durch ärztliche Behandlung solche Unsummen, daß man, energischer als bisher geschehen, zur technischen Prophylaxe übergehen muß. Diese besteht darin, daß selbst kleinere Eingeborenendörfer mit einer zentralen Wasserversorgung auszustatten sind. Es erscheint zunächst dem Europäer überflüssig, daß inmitten einer naturnahen, primitiven Kultur Wasserleitungen gebaut werden sollen. Man braucht dabei nicht gerade an Hausanschlüsse zu denken. Es genügt vollauf, wenn eine bestimmte Gruppe von Wohnungen eine gemeinsame Zapfstelle erhalten. Die Finanzierung solcher Wasserwerke hat aus Mitteln zu geschehen, die bisher der Krankenpflege zur Verfügung standen.

Alle Rechte vorbehalten.

### Zur Ausschreibung der Ledabrücke bei Leer (Nettelburg).

Von Landesbaurat Dr.-Ing. Wreden, Hannover.

#### Das Ausschreibungsergebnis.

Da die Ausschreibung der im Zuge der — Rheinland-Westfalen mit der Nordseeküste verbindenden — Fernverkehrsstraße Nr. 70 zu erbauenden Ledabrücke bei Leer (Nettelburg), die bereits Ende Mai 1931 unter anderen Bedingungen zur Ausschreibung gekommen war, das besondere Fachinteresse der beteiligten Unternehmerkreise gefunden hatte, erscheint es gerechtfertigt, sowohl den beteiligten Firmen wie auch den übrigen Fachkreisen eingehendere Angaben über das Ausschreibungsergebnis zu machen. Dieses vornehmlich auch deshalb, weil es sich hierbei um einen Wett-

bewerb zwischen Stahl und Eisenbeton handelte, wobei letzterer auf Grund des Ergebnisses der erstmaligen Ausschreibung von 1931 mit gewisser Berechtigung erwarten durfte, daß sich die Eisenbetonbauweise als die wirtschaftlichere erweisen könnte.

Diese Erwartung hat sich indessen nicht bestätigt, so daß der Zuschlag auf das abgegebene Billigstangebot in Stahlkonstruktion erteilt werden mußte, allerdings aus Gründen und Zusammenhängen, die auch für die weitere Öffentlichkeit der Fachwelt nicht ohne Interesse sein werden.

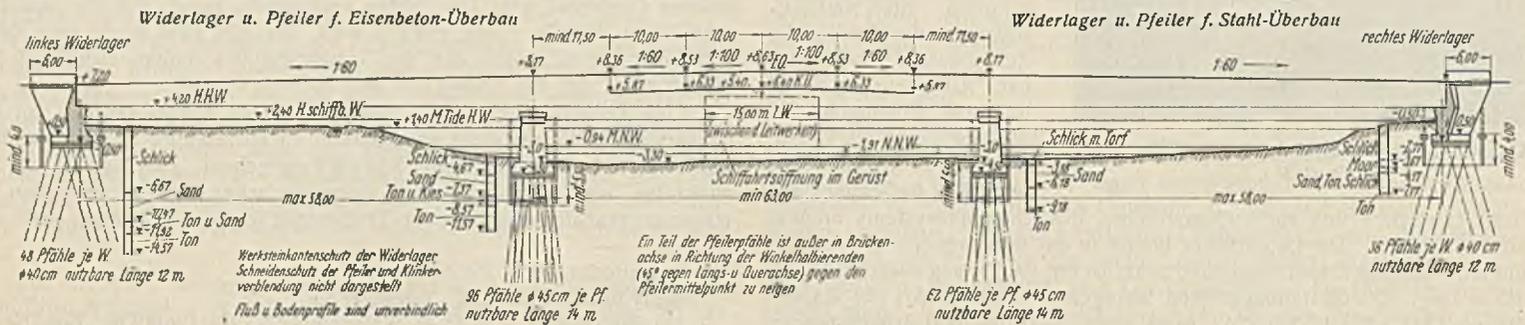


Abb. 1. Längsschnitt zur Ausschreibung 1933.

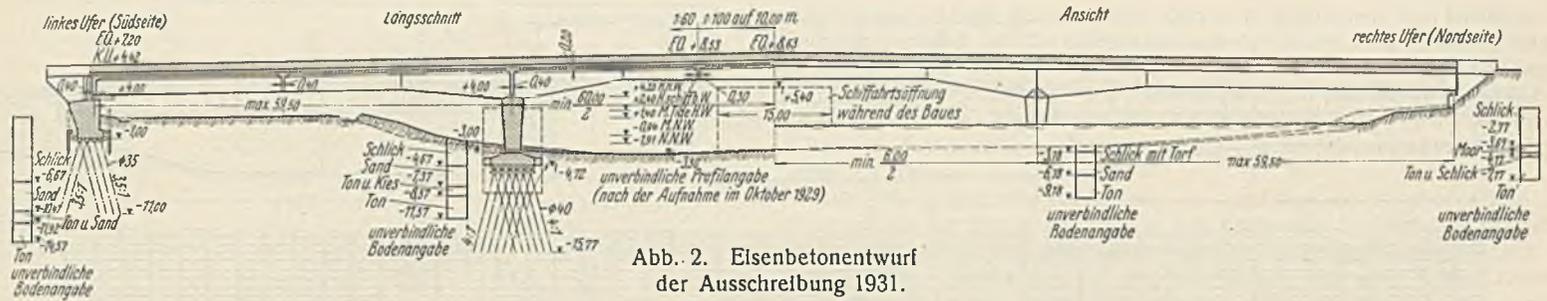


Abb. 2. Eisenbetonentwurf der Ausschreibung 1931.

Es ist vorauszuschicken, daß es sich bei dem Brückenbauwerk über die Leda — südlich Leer (Ostfriesland) bei Nettelburg — um eine Brücke von 179 m Gesamtstützlänge handelt, die in drei Öffnungen mit einer mittleren Schiffahrtöffnung von mindestens 63 m Stützweite aufzuteilen war. Die für den Überbau zur Verfügung stehenden Bauhöhen waren, wie aus Abb. 1 ersichtlich, äußerst beschränkt, da für die zweite Ausschreibung im Februar 1933 — im Gegensatz zur ersten Ausschreibung Mai 1931 mit freier Systemwahl — ausschließlich unter der Fahrbahn liegende Hauptträger vorgeschrieben waren, um durch die Schaffung eines solchen im Verhältnis zu seiner Länge ausgesprochen flachen Bauwerkes dessen harmonische Eingliederung in und Anpassung an den ostfriesischen Flachlandcharakter des Ledalaufes sicherzustellen.

Während bei der ersten Ausschreibung 1931 infolge einer Bauhöhe von nur rd. 2 m in 20 m Abstand beiderseits der Brückenmitte der verwaltungsseitig ausgeschriebene Eisenbetonentwurf der Abb. 2 als System den Durchlaufträger mit fest eingespannten Mittelstützen vorgesehen hatte, durfte bei der zweiten Ausschreibung 1933, da hierfür an den genannten Stellen nunmehr eine Bauhöhe von rd. 2,50 m zugestanden werden konnte, auf die feste Einspannung der Mittelstützen verzichtet und den Firmen die Wahl des Systems eines einfachen Durchlaufträgers ohne oder mit Gelenken freigestellt werden.

Infolge der besagten geringen Bauhöhe (in 20 m Abstand beiderseits Brückenmitte) waren bei der ersten Ausschreibung 1931 die meisten Angebote in Stahlkonstruktion für über der Fahrbahn liegende Hauptträger abgegeben worden, und zwar mit den angebotenen geringsten Stahlgewichten von 468 t, 487 t und 494 t in St 52 und St 37 kombiniert, gegenüber den bei der gleichen Ausschreibung 1931 angebotenen Geringsteisengewichten für unter der Fahrbahn liegende Hauptträgerkonstruktionen von 480 t und 540 t in St 52, ersteres kombiniert mit St 37. Den genannten Stahlgewichten lag ein der Ausschreibung 1931 vorgeschriebener Brückenquerschnitt von 8,25 m Lichtbreite (mit 6 m Fahrbahnbreite) zugrunde. Dieser Brückenquerschnitt wurde entsprechend der zu erwartenden Bedeutung dieses Fernverkehrsstraßenzuges und, da auf Grund von inzwischen vorgenommenen weiteren Untersuchungen verhältnismäßig geringe Mehrkosten festgestellt worden waren, auf 10 m Lichtbreite erhöht, wovon 7 m (einschl. je 0,75 m Radfahrstreifen am Bordstein) auf die Fahrbahn und je 1,50 m auf die beiden auskragbaren Fußwege verteilt wurden.

Beiden Ausschreibungen (von 1931 und 1933) lag einheitlich Brückenklasse I DIN 1072 mit 0,4 t/m<sup>2</sup> Gewicht des Fahrbahnbelages (10 cm Kleinpflaster, 3 cm Sand, 3 cm Schutzabdeckung, 1 cm Isolierung) und Herstellung der Brückentafel als Eisenbetontafel zugrunde.

Die bei der zweiten Ausschreibung 1933 für den 10 m breiten Brückenquerschnitt angebotenen Stahl-Geringstgewichte, die fast durchweg für zwei (unter die Fußwege gelegte) Hauptträger mit vollwandigen Querträgern und für Durchlaufträger (ohne Gelenke) abgegeben wurden, betragen einschl. 18 t Geländer 504 t mit 450 t St 52, 515 t mit 455 t St 52, 517 t mit 458 t St 52, 540 t mit 482 t St 52, 545 t mit 302 t St 52 und weiter hinauf über 595 t, 631 t, 642 t bis 650 t mit 408 t St 48.

Es zeigt sich also, daß der verbreiterte Brückenquerschnitt infolge der Zulassung ausgekrachter Fußwege und infolge der um 50 cm größeren Bauhöhe (in 20 m Abstand beiderseits der Brückenmitte) keine wesentlich höheren Stahlmengen erfordert hat, wobei noch festzustellen bleibt, daß einige Firmen den Durchlaufträger, andere Firmen den Gelenkträger in den Kosten teurer angeboten hatten, soweit nicht für beide Arten ein und derselbe Preis abgegeben worden war.

Die entsprechenden Feststellungen für die Eisenbetonbauweise führen für den Überbau zu folgenden Ergebnissen:

Ausschreibung 1931 mit 8,25 m Brückenbreite:

Verwaltungsentwurf:

1520 m<sup>3</sup> Eisenbeton mit 345 t St 37 + 117 t St 52 = etwa 485 t St 37.

Ausschreibung 1933 mit 10 m Brückenbreite:

Unternehmerentwürfe:

- a) 1480 m<sup>3</sup> mit 570 t St 37, ohne Gelenke mit 69 m Mittelstützweite  
bzw. 1490 m<sup>3</sup> mit 560 t St 37, mit Gelenken,

- b) 1570 m<sup>3</sup> mit 452 t St 37, ohne Gelenke mit 69 m Mittelstützweite  
bzw. 1575 m<sup>3</sup> mit 452 t St 37, mit Gelenken,  
c) 1660 m<sup>3</sup> mit 470 t St 37, mit Gelenken mit 79 m Mittelstützweite,  
d) 1720 m<sup>3</sup> mit 490 t St 37, mit und ohne Gelenke mit 73 m Mittelstützweite,  
e bis h) 1780 bis 1860 m<sup>3</sup> mit 600 bis 780 t St 37, bis zu 2580 m<sup>3</sup> mit 450 t, davon 300 t St 52, mit Gelenken.

Es zeigt sich somit für die Eisenbetonbauweise, daß bei beiden Ausschreibungen für den Überbau praktisch die gleichen Eisenbeton- und Rundisenmengen sich ergeben haben, trotz veränderten Brückenquerschnittes, trotz der für die Ausschreibung 1933 mit Rücksicht auf die Untergrundverhältnisse und zur Erhöhung der Rissicherheit vorgeschriebenen Begrenzung der Betondruck- und Betonzugspannungen auf 60 kg/cm<sup>2</sup> gegenüber 75 kg/cm<sup>2</sup> Betondruckspannung des Verwaltungsentwurfs der Ausschreibung 1931: zwei die Eisenbetonbauweise interessierende Ergebnisse.

Auf runde Zahlen gebracht und ohne Berücksichtigung der Preisbildung ergeben also die Ausschreibungen 1931 (Verwaltungsentwurf) und 1933 (Unternehmerentwürfe), daß der Eisenbeton-Überbau rd. 500 t R.-E. St 37 mit rd. 1500 m<sup>3</sup> Eisenbeton rd. 3 m<sup>3</sup> Eisenbeton auf 1 t R.-E. St 37 gegenüber rd. 500 t St 52 und St 37 Stahlkonstruktion des Stahlüberbaues erfordert.

Dieses gemittelte Ergebnis an reinem Materialaufwand hätte auch trotz der bei der Eisenbetonbauweise um je rd. 20 000 RM teureren Überbau- und Unterbaukosten unter Berücksichtigung gewisser Umstände, auf die nachfolgend noch eingegangen wird, die Wettbewerbsfähigkeit der Eisenbetonbauweise bei den augenblicklich scharfen Kalkulationsgrundlagen noch gegeben sein lassen können, wenn nicht das Billigstangebot in Stahlkonstruktion vorgelegen hätte, und wenn dieses nicht — rein zufällig — mit dem Billigstangebot auf die Unterbauten in Arbeitsgemeinschaft gewesen wäre. Für Durchlaufträger (ohne Gelenke) mit Vollwandquerträgern stellte sich das Billigstangebot rd. 12 000 RM günstiger als das Zweitbilligstangebot, wozu noch weitere rd. 18 000 RM Unterbaukosten (einschl. EB-Brückentafel) zugunsten des Billigstangebotes kamen, wodurch dieses mit rd. 375 000 RM Gesamtkosten zum effektiven Billigstangebot wurde — gegenüber rd. 405 000 RM für Durchlaufträger (ohne Gelenke) mit Vollwandquerträgern des Zweitbilligstangebotes der Stahlbauweise und gegenüber rd. 425 000 RM (mit Gelenken) bzw. rd. 430 000 RM (ohne Gelenke) der Billigstangebote der Eisenbetonbauweise. Ohne dieses zufällige Zusammentreffen des günstigsten Unterbauangebotes infolge der schon für die Angebotabgabe zu bildenden Arbeitsgemeinschaften mit dem günstigsten Stahl-Überbauangebot — im Gegensatz zum Eisenbetonergebnis, wo das günstigste Überbauangebot mit dem rd. 8000 RM teureren Unterbauangebot zusammenfiel, — wäre die Unabwelsbarkeit, dem Billigst-Stahlangebot den Zuschlag zu erteilen, nicht mehr ohne weiteres und eine für die Eisenbetonbauweise nicht ungünstige Bewertungsgrundlage gegeben gewesen, eine für die Eisenbetonbauweise im Rahmen dieser Ausschreibung nicht außer acht zu lassende Feststellung. Es hätten sich dann das Zweitbilligstangebot der Stahlkonstruktion mit rd. 405 000 RM und das Zweitbilligsangebot der Eisenbetonkonstruktion mit rd. 430 000 RM — beide für den Durchlaufträger (ohne Gelenke) — gegenüber gestanden.

Bei dieser Grundlage würde die Beachtung derjenigen Umstände einen maßgebenden Ausschlag gegeben haben, durch die sich die größere Wirtschaftlichkeit der Eisenbetonbauweise zwangsläufig wie folgt ergeben haben würde:

Zugunsten der Eisenbetonbauweise

ein Mehr von rd. 8400 NoTaWe je 2,50 RM = rd. 21 000 RM,

ein Mehr von 15% verlorenen Zuschuß auf

rd. 25 000 RM Eisenbeton-Mehrkosten = rd. 4 000 RM,

Zusammen abgerundet 25 000 RM,

(NoTaWe = Notstandsarbeitertagewerke)

die zugunsten der Eisenbetonbauweise aufzurechnen wären, so daß sich deren Kosten mit rd. 405 000 RM gleich teuer denen des zweitbilligsten Stahlangebotes ergeben würden. Diese Gleichwertigkeit konnte jedoch

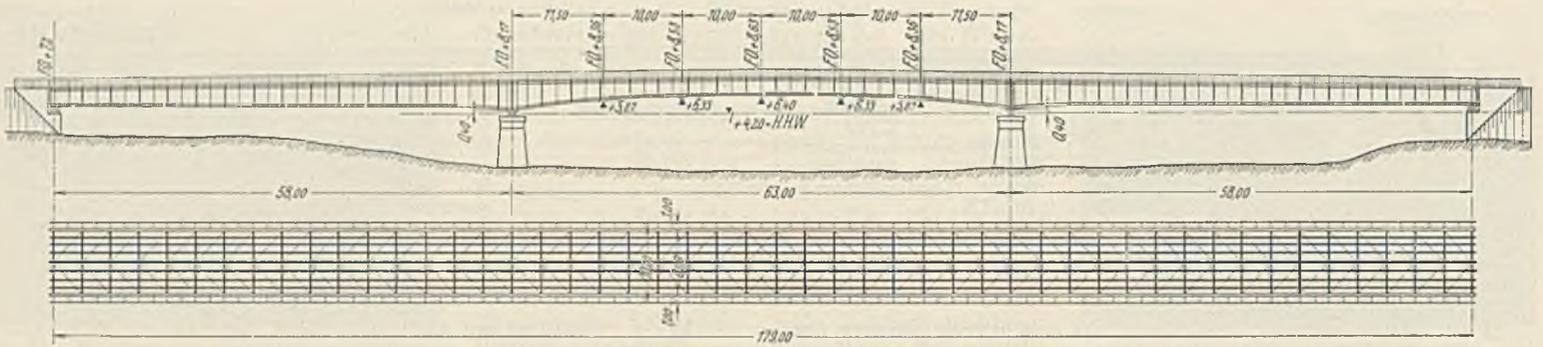


Abb. 4. Zur Ausführung kommender Stahlüberbau.

praktisch infolge des mit rd. 375 000 RM vorliegenden Stahl-Billigst-angebotes nicht zur Auswirkung kommen, auch dadurch nicht, daß bei der Eisenbetonbauweise die Möglichkeit einer weiteren Einsparung von rd. 10 000 RM durch Verzicht auf den in der Ausschreibung vorgeschriebenen Umschlag in Leer in Muttschiffe an sich noch gegeben, die aber anderseits geeignet gewesen wäre, der Eisenbetonbauweise vor dem zweitbilligsten Stahlangebot den Vorrang zu geben, abgesehen von gewissen regionalen Kreisinteressen, die stärker zugunsten der Eisenbetonbauweise als der Stahlbauweise gesprochen haben würden.

Die in vielen Fällen ausschlaggebend beurteilte Frage der unterschiedlichen Unterhaltungskosten zwischen der Eisenbeton- und Stahlbauweise hätte für den vorliegenden Fall, abgesehen von der bekanntlich stark umstrittenen Berechtigung dieser Frage, geldlich nicht unterschiedlich in Rechnung gestellt werden können. Beide Bauweisen sind in den Unterhaltungskosten — von dem Unterhaltungsbetrag des Unterbaukostenunterschiedes wegen dessen Geringfügigkeit abgesehen — praktisch gleich bis auf die Unterhaltung, d. h. den Farbanstrich (alle 5 Jahre) des Stahlüberbaues (ausschl. Eisengeländer, das in gleicher Art auch bei der Eisenbetonbrücke vorhanden ist) gegenüber der Unterhaltung des Eisenbetonüberbaues, dieser vermindert um rd. 20 000 RM der Eisenbeton-Brückentafelkosten des Stahlüberbaues. Der Farbanstrich des Stahlüberbaues (rd. 500 t je 10 RM) stellt sich bei fünfjähriger Anstrich-erneuerung auf jährlich rd. 1000 RM. Bei rd. 255 000 — 20 000 = rund 235 000 RM an vergleichbaren Eisenbeton-Überbaukosten ergibt sich für 1000 RM Jahresunterhaltung der Stahlkonstruktion ein Unterhaltungs-Prozentsatz von 0,425 %, was dem von 0,5 % der ministeriellen Bestimmungen praktisch gleich kommt, so daß aus dieser Erwägung heraus eine gewisse Berechtigung der geldlichen Nichtwertung der immerhin umstrittenen Unterhaltungskostenbeträge der beiden Bauweisen sachlich nicht abgestritten werden kann.

Nicht ohne Interesse ist noch ein tabellarischer Vergleich der Billigst-angebote 1931 mit denen 1933 für „unter der Fahrbahn“ liegende Durchlaufträger.

Stahlbrücke		Eisenbetonbrücke	
1931		1933	
Unterbauten . . .	140 000 RM	165 000 RM	170 000 RM
EB-Brückentafel . . .	45 000 „	260 000 „	275 000 „
Stahl-Überbau . . .	245 000 „	175 000 RM	255 000 „
bzw.	270 000 „		
zusammen	430 000 RM	425 000 RM	445 000 RM
bzw.	455 000 RM		430 000 RM
mithin 1933 rd. 60 000 bzw. 80 000 RM billiger als 1931.			

Stahlbrücke		Eisenbetonbrücke	
1931		1933	
1	2	1	2
Unterbauten	165 000 RM	130 000 RM	165 000 RM
EB-Überbau	325 000 „	275 000 „	260 000 „
zusammen	490 000 RM	405 000 RM	425 000 RM
mithin bei Angebot 1: 1933 rd. 65 000 RM billiger als 1931			
„ „ 2: 1933 „ 40 000 „ teurer „ 1931			
bei gleichen Überbaukosten			
und „ „ 3: 1933 gleich teuer mit Stahl 1931.			

Die Tabellen lassen erkennen, daß für die Stahlbrücke die Unterbauten (einschl. EB-Brückentafel) 1931 und 1933 praktisch die gleichen geblieben sind, daß dagegen die Überbaukosten der Stahlkonstruktion um 60 000 RM bzw. 85 000 RM billiger geworden sind; bei der Eisenbetonbrücke, daß in Spalte 2 die Überbaukosten gleich geblieben sind, dagegen die Unterbaukosten um 40 000 RM teurer geworden sind, was, wie die Unterbaukosten der übrigen Spalten der Eisenbetonbauweise erkennen lassen, als eine nachträgliche Berichtigung der 1931 zu niedrig kalkulierten Unterbaukosten auszulegen ist. Ohne diese Berichtigung selner Unterbaukosten hätte das Eisenbetonangebot der Spalte 2 mit 405 000 RM an sich schon den Ausschlag zugunsten der Eisenbetonbauweise unter Absetzung

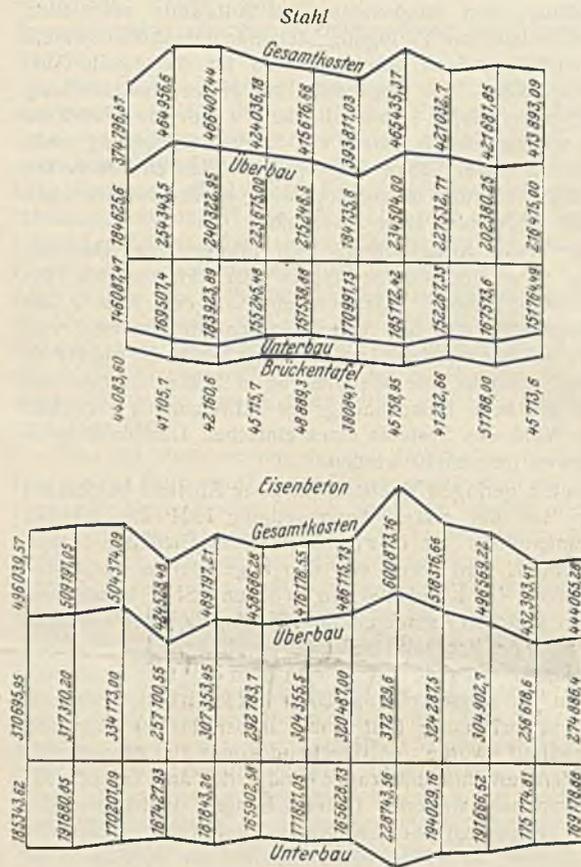


Abb. 3. Angebotsergebnisse 1933.

des bereits nachgewiesenen 25 000 RM + 10 000 RM = 35 000 RM mit 370 000 RM Vergleichskosten gegenüber 375 000 RM Billigst-Stahlangebotskosten geben können, ein Ergebnis, das bestätigt, wie berechtigt die Erwartung war, daß nach den Angebotgrundlagen von 1931 die Wirtschaftlichkeit der Eisenbetonbauweise unter Anrechnung der ihr günstigen Faktoren bei der heutigen Wirtschaftslage durchaus im Bereiche der Möglichkeit hätte liegen können. Auch hier hat sich somit die zufällig nachträgliche Berichtigung des Unterbauangebot

tes von 1931 zuungunsten der Entscheidung für die Eisenbetonbauweise ausgewirkt.

Die Gesamtergebnisse der Ausschreibung, getrennt nach Stahl- und Eisenbetonbauweise, sind in Abb. 3 graphisch zusammengestellt. Die dem Verträge mit dem beteiligten Kreiskommunalverband zugrunde gelegten Baukosten der Eisenbetonbrücke betragen 420 000 RM gegenüber 425 000 bzw. 430 000 RM der Eisenbeton-Billigstangebote der Ausschreibung 1933.

Auf die übrigen konstruktiven und statischen Einzelheiten der Ausschreibungsentwürfe und deren bildliche Wiedergabe einzugehen, bleibt einer späteren Veröffentlichung über die Bauausführung selbst vorbehalten.

Den zur Ausführung bestimmten Stahlüberbau zeigt Abb. 4. Dessen Unterbauten werden auf Pfahlrost gegründet, dessen Tragfähigkeit zuvor durch Proberammungen und -belastungen an Ort und Stelle festgestellt werden wird. Die Widerlager werden durch hölzerne Spundwände, die Stropfweiler durch Eisenspundwände eingefaßt. Die Gesamtkosten (einschl. Breinermoorer-Sieltiefbrücke, Straßen- und Rampenbauten — vgl. Abb. 5 —) stellen sich auf rd. 1 Mill. RM, die der eigentlichen Strombrücke (ausschl. Pflasterung) auf Grund des Billigstangebotes auf rd. 375 000 RM, wovon rd. 185 000 RM auf die Stahlkonstruktion, rd. 145 000 RM auf die Unterbauten und rd. 45 000 RM auf die Eisenbeton-Brückentafel entfallen. Der Stahlüberbau kommt, wie in den Ausschreibungsbedingungen vorgeschrieben war, in genieteteter Stahlkonstruktion St 52 und in Berücksichtigung der neueren Anschauungen der plastischen Verformbarkeit statisch unbestimmter Systeme als Durchlaufträger (ohne Gelenke) zur Ausführung. Mit den Bauarbeiten der Rampen- und Straßenbauten ist bereits begonnen, die der Brückenunterbauten folgen im Laufe eines Monats. Der Brückenbau selbst ist bis Mitte Oktober d. J. fertigzustellen.

Abschließend wird noch ergänzt, daß bei der Ausschreibung 1933 die Bildung von Arbeitsgemeinschaften und für den federführenden Haupt-

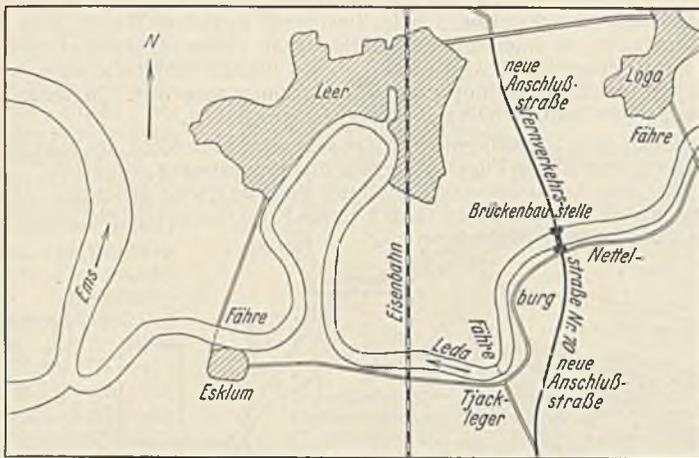


Abb. 5. Lageplanskizze.

unternehmer bei der Stahlbauweise dessen Mitgliedschaft zum Deutschen Stahlbau-Verband, bei der Eisenbetonbauweise dessen Mitgliedschaft zum Deutschen Beton-Verein vorgeschrieben war, und daß diese Bestimmung, durch die die technische und wissenschaftliche Mitwirkung der genannten Verbände zum Nutzen der Bauverwaltung eingeschaltet werden sollte, in den beteiligten Kreisen volles Verständnis und Anerkennung gefunden hat.

Bei völlig neutraler Einstellung zu der Frage, ob Stahl oder Eisenbeton, bleibt für diesen besonderen Brückenbaufall die Feststellung, daß infolge der vorstehend dargelegten Ausschreibungsergebnisse die Eisenbetonbauweise nicht zum Zuge kommen konnte, deswegen mit Bedauern zu machen, weil sich für die norddeutschen Küstenverhältnisse eine derart günstige Aufgabe in gleicher Weise so leicht nicht wieder bieten wird, und weil — und das ist das hierbei im Augenblick Bestimmende — es sich um ein Eisenbetonbauwerk gehandelt haben würde, das mit 69 m bzw. 73 m Stützweite der Mittelöffnung (als den Stützweiten der beiden Eisenbeton-Billigangebote) bei rd. 179 m Gesamtstützweite als die z. Zt. größte Eisenbeton-Balkenbrücke Deutschlands, wenn nicht Europas, hätte angesprochen werden können.

Alle Rechte vorbehalten.

### Strombauten am Mississippi.

Verfasser hatte Gelegenheit, im Sommer 1932 während 10 Wochen an den Strombauten des Mississippi im Memphis-Distrikt praktisch zu arbeiten und dabei die zum Teil neuartigen Arbeitsverfahren gut kennenzulernen.

Der Strom neigt auf der Strecke Cairo (Illinois)—New Orleans besonders stark zur Mäanderbildung; das hohle Ufer weicht bis zu 30 m im Jahr zurück, bei starkem Hochwasser noch mehr und gefährdet da-

dem Prahm zu angeholt. Das Baggergut wird dann in dem Zwischenraum zwischen Uferlinie und Baggerprahm ins Wasser geschoben, wo es der Fluß mit seiner in der Krümmung in der Regel starken Strömung fortträgt. So werden in zwei Elfstundenschichten bis zu 12 000 m<sup>3</sup> Boden bewegt. Dies ist die leistungsfähigste der verschiedenen Baggerarten.

Wo zu befürchten ist, daß der Strom in der Nähe des Ufers das Baggergut nicht fortführen würde, verwendet man einen schwimmenden Schleppschaufelbagger. Hier wird ein 4-m<sup>3</sup>-Kübel durch jedesmaliges Ausschwenken des 35 m langen Auslegers weit über dem Fluß entleert, so daß die Abführung des Baggergutes durch die Strömung gewährleistet ist. Die Leistung der Maschine ist aber nicht höher als 1600 m<sup>3</sup> in 22 Stunden.



Abb. 1. Abgleichen der Überwasserböschung.

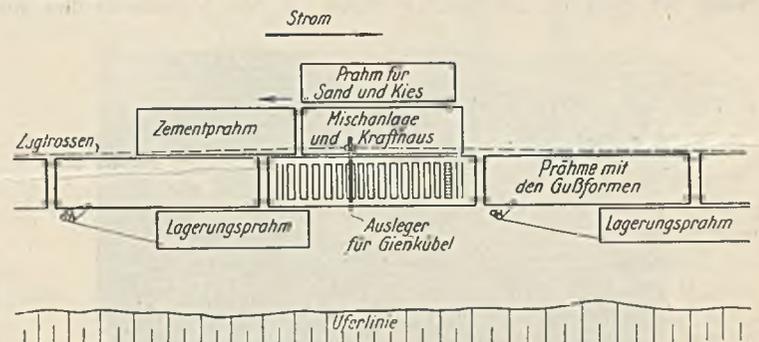


Abb. 3. Herstellung der Betonsteine.

durch die Stromdeiche. Auch für die Hochwasserabführung und die Schifffahrt ist die Veränderung des Bettes sehr unerwünscht. Deshalb sucht man in der Regel ein günstig liegendes Ufer festzuhalten, obwohl die Kosten eines schweren Uferdeckwerkes im Vergleich zu denen einer Rückverlegung des Deiches an der bedrohten Stelle sehr hoch sind. Faschinen- und Steinbau spielen eine verschwindende Rolle; der Beton-

bau mit weitgehender Verwendung maschineller Hilfsmittel herrscht.

Die Uferbefestigung wird in zwei Abschnitten durchgeführt: zuerst unterhalb des Bauwasserstandes, dann darüber. Dem Betonbau geht eine Abflachung und Ein ebnung des zu deckenden Ufers voraus, das in dem sehr blindigen Lehm 8 bis 10 m über MNW fast senkrecht ansteht. Die planmäßige Böschung 1:3 wird durch einen Bagger besonderer Bauart hergestellt (Abb. 1). Er ist auf einem in etwa 10 m Abstand gegen das Ufer festgelegten Prahm aufgestellt; an einem 40 m langen, in der Neigung 1:3 gegen das Ufer vorge-streckten Ausleger werden zwei senkrechte Stangen bewegt, die am unteren Ende ein Schaufelblatt tragen. Schaufelblatt und Stangen drücken sich mit einem Gewicht von 10 t in den Boden und werden nach

Eine Unterwasserabgleichung ist nicht nötig, da das Bett von sich aus schon genügend gleichförmig ist.

Nachdem das Ufer über der Wasserlinie abgebösch ist, wird die Betondecke aufgebracht, und zwar unter Wasser in Gestalt von Betonsteinen, die durch ihre Drahtverbindungen nachgiebig zu einer Art Matte verbunden sind. Die Betonsteine (7,5 × 35 × 120 cm) werden auf dem



Abb. 2. Reihe der Bauprahme mit Gußformen.

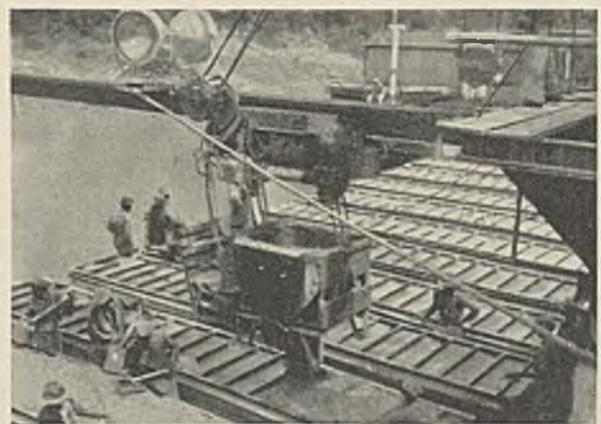


Abb. 4. Gießkübel in Tätigkeit.

glatten Deck von Bauprahmen in Gußformen hergestellt. 20 Steine, mit ihren 3 mm dicken Eiseneinlagen verbunden, bilden einen 7,5 m langen Streifen; jeder Bauprahm trägt 15 bis 18 Formen für solche Steine, 30 Prahme liegen unmittelbar hintereinander nahe dem Ufer (Abb. 2). Die schwimmende Mischanlage bewegt sich längs der Reihe der Prahme stromaufwärts (Abb. 3). Dabei fährt der Gießkübel über jede Form und füllt sie (Abb. 4).

Nach 4 bis 5 Stunden hat sich der Mischprahm an der Kahnreihe entlanggezogen; er wird dann von einem Schlepper ans untere Ende zu einem neuen Guß bugstiert. Der Mischanlage folgen verschiedene Arbeitstrupps zur Nachbehandlung der vollgegossenen Formen: sie werden abgestrichen, die Zwischenräume gesäubert; nach  $1\frac{1}{2}$  Stunden werden die Formen angehoben, nach einer weiteren herausgezogen und gesäubert. Papier wird auf die fast festen Platten gelegt, ebenso die Drahteinlage der neuen Schicht und die Form. Alles geschieht in gleichmäßigem Fortgang.

Zwölf Schichten kommen so übereinander. Mit jeder neuen Lage sinkt der Kahn etwa um deren Höhe ein, was einem gleichförmigen Guß zugute kommt. Die Gußleistung beträgt  $2000\text{ m}^3$  in 24 Stunden.



Abb. 5. Zusammenbau des Sinkstückes.

Aus 25 der beschriebenen Streifen wird eine Matte zusammengesetzt. Zwei auf einem Versenkprahm befindliche Drehkrane legen die Streifen einzeln auf Rollen auf dessen dem Ufer zu geneigten Deck, das unten abgerundet ist, nebeneinander aus; dort werden sie an Drahtseilen befestigt, die zwischen den Streifen liegen. In Abb. 5 geschieht dies mit

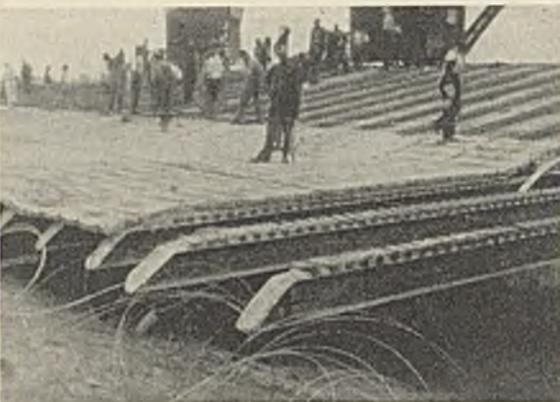


Abb. 6. „Finger“ am Versenkprahm.

Drahtschleifen, die durch Druckluft angezogen wurden. Der Erfolg war jedoch unbefriedigend, so daß neuerdings von Hand angezogene Schraubklemmen verwendet werden. Die fertige Matte läßt man mit den Drahtseilen über die Rollen und die untere Rundung so weit ablaufen, daß man die nächste Matte anschließen kann. Zwölf Matten bilden ein Sinkstück, das etwa 100 m weit vom Ufer in den Fluß hineinreicht.

Um den Anfang des Sinkstückes aufs Trockene auslegen zu können, schieben sich aus der Rundung des Decks Finger vor, die über die Wasserlinie reichen und die Matte vorläufig tragen (Abb. 6). Sie wird nun mit Draht am Ufer festgelegt und sinkt auf den Boden, wenn die

Finger sich zurückziehen. Beim weiteren Ausfahren läuft dann der Versenkprahm in einer seitlichen Führung an einem Halteprahm entlang, der genau eingerichtet wird (Abb. 7). Das nächste Sinkstück wird stromaufwärts gleichlaufend mit 1,5 m Überdeckung ausgelegt. In schärferen Krümmungen werden kurze Paßstücke eingeschoben.

Bei starkem Stromangriff wird das sehr feine Geschlebe des Mississippi selbst aus den engen Fugen zwischen den Betonsteinen ausgespült. Deshalb hat man versuchsweise Kies unter die Sinkstücke gebracht. Außerordentlich hohe Mehrkosten (1,00 \$ je  $\text{m}^3$  Kies) verbieten die ausgiebige Anwendung dieser Maßnahme.

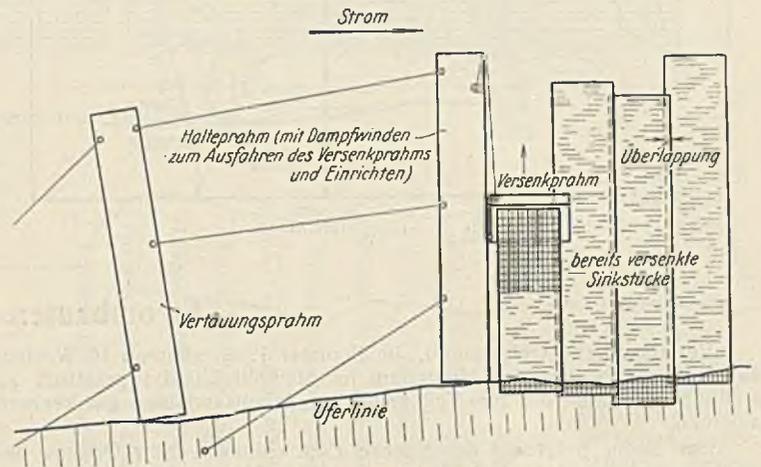


Abb. 7. Versenken der Sinkstücke.

Der letzte Abschnitt der Uferdeckung ist die Betonierung der Böschung 1:3 über Wasser. Die Decke ist 10 cm dick, greift unten über und unter das obere Ende des Sinkstücks und oben mit einem 60 cm tiefen Sporn in das Erdreich hinein (Abb. 8). Mehrere waagerechte, kiesgefüllte Gräben und Löcher in der Decke sorgen für Entwässerung. Dehnungsfugen sind in 10 cm Breite alle 65 m. Von einer schwimmenden Mischanlage wird der Beton mit einem 1- $\text{m}^3$ -Kübel an einem 35 m langen Ausleger verteilt.

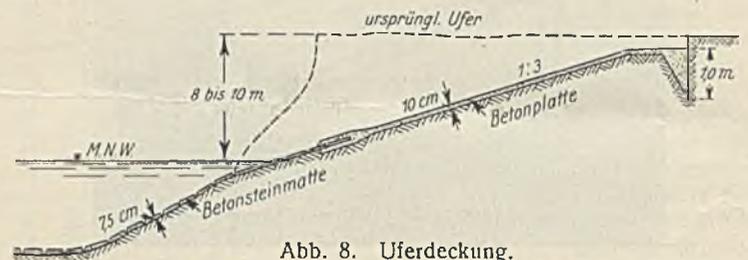


Abb. 8. Uferdeckung.

Der Maschinenpark für diese Standard-Uferbefestigung ist sehr kostspielig. Es kosten: ein Uferbagger 50 000 \$, ein Versenkprahm 140 000 \$, ein Führungsprahm 50 000 \$, ein Vertäuungsprahm 20 000 \$, 50 Kahne für Materialien und die gegossenen Steine 425 000 \$, eine schwimmende Mischanlage 100 000 \$, ein Kiesbagger 50 000 \$, eine Uferbetonierungsanlage 50 000 \$, zwei Schleppdampfer 200 000 \$. Die Gesamtsumme beträgt etwa 1 Mill. \$. Wegen dieser hohen Kosten für größtenteils anderweitig nicht verwendbare Spezialmaschinen hat sich auch bisher kein Unternehmer für diese Arbeiten gefunden. Die Regierung führt sie selbst aus, obgleich es sonst ihr Grundsatz ist, möglichst viel an private Unternehmung zu vergeben. Der Unzugänglichkeit vieler Stellen wegen ist der gesamte Maschinenpark schwimmend.

Die Neubauten der Uferbefestigung sollen 1937 abgeschlossen sein. Das Bauprogramm besteht dann weiterhin in 5% igen Ausbesserungsarbeiten.

Helmut Seifert.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die neue Lagunenbrücke von Venedig.

Von Dipl.-Ing. Dr. W. Wieser, Wien.

Am 21. April d. J. ist die fast 4 km lange Straßenbrücke, die den Hafen und die Stadt Venedig mit dem Festlande verbindet, eröffnet worden.

Die Größe der in zwanzig Monaten fertiggestellten Arbeiten kann am besten an der Kostensumme von 80 Mill. Lire beurteilt werden. Hierin sind enthalten die Kosten des neuen Verkehrsweges (einer Autostraße von 22 m Breite), des Tragwerks der aus 228 Gewölben bestehenden Lagunenbrücke, der Bogenbrücke über den Canal Grande, der Überfahrbrücke über den Hafenbahnhof, der Brücke über den Kanal Scomenzera, der Herstellung eines etwa 400 m langen Wasserweges in der Stadt Venedig, eines Wagenaufstellplatzes von  $40\,000\text{ m}^2$  und verschiedene Nebenleistungen.

In 2 Mill. Arbeitsschichten wurden eingebaut 20 Mill. Ziegel,  $200\,000\text{ m}^3$  Beton,  $45\,000\text{ m}^3$  Quadermauerwerk, 300 000 Stück Eisenbetonpfeile, das Zubringen der Baustoffe besorgten 150 Trabakeln (einmastige

Küstenfahrzeuge). Der größte Arbeiterstand war 4600 Mann. Die Arbeiten wurden am 7. Juli 1931 begonnen und bis zum 21. April 1933 fertiggestellt.

Im Rahmen dieses kurzen Berichtes ist es nicht möglich, die Geschichte dieses alten Bauvorhabens, die bauliche Ausgestaltung und Ausführung der Brücke und anschließenden Straßenverbindungen sowie den Einfluß dieses neuen, wichtigen Verkehrsweges auf die Entwicklung des Hafens und der Außenviertel der Stadt und des rasch aufstrebenden Industrieviertels am Hafen von Marghera zu erörtern, vielmehr müssen wir uns auf eine Beschreibung der Gesamtanlage beschränken.

Wie aus dem Übersichtsplan (Abb. 1) ersichtlich, nimmt der als Autostraße angelegte Verkehrsweg von Mestre seinen Ausgang in gerader Linie nach Süden zur Überfahrbrücke über die Eisenbahnlinie Mestre—Venedig. Von dort führt die Straße neben der Bahn zum Hafen von Marghera. Ein kurzes Zweigstück verbindet sie mit dem neuen Viertel von Mestre und mit den dort zusammenstoßenden Provinzstraßen

nach Padova, Trento, Belluno, Treviso und Portogruaro. Die fast 4 km lange Brückenstrecke wurde neben der bestehenden Eisenbahnbrücke errichtet. Die in Abständen von 12,30 m angeordneten Pfeiler stehen gleichachsig zu den Pfeilern der alten Eisenbahnbrücke und sind von ihnen durch einen Zwischenraum von 2,20 m getrennt; dieser wird durch eine Eisenbetonplatte überdeckt, die den nordseitigen Gehweg trägt. Die Breite der aus Ziegeln hergestellten Gewölbe be-

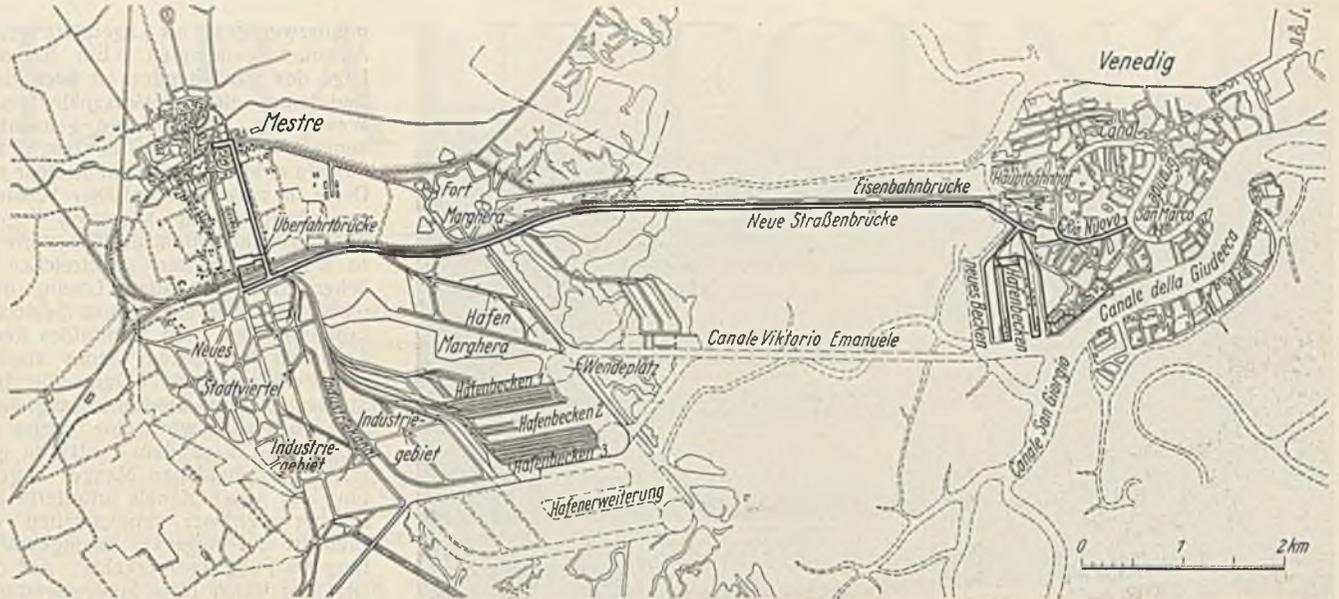


Abb. 1. Lageplan.

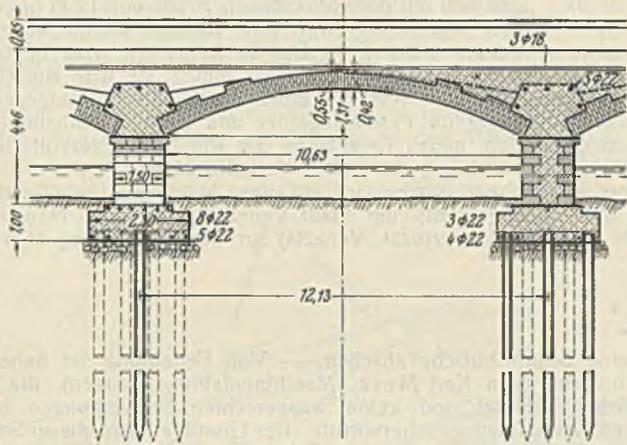


Abb. 2. Längsschnitt eines Gewölbes durch den Pfeilerbogen durch das innere Widerlager.

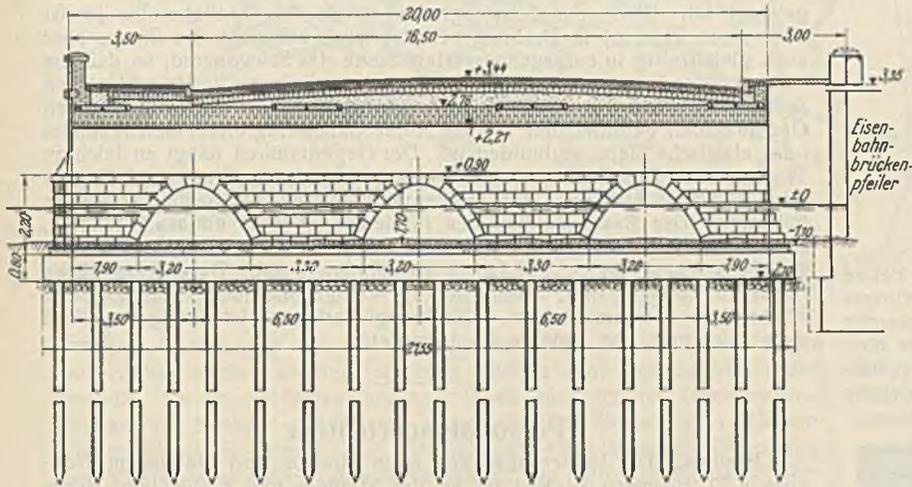


Abb. 3. Querschnitt eines Gewölbes im Scheitel.

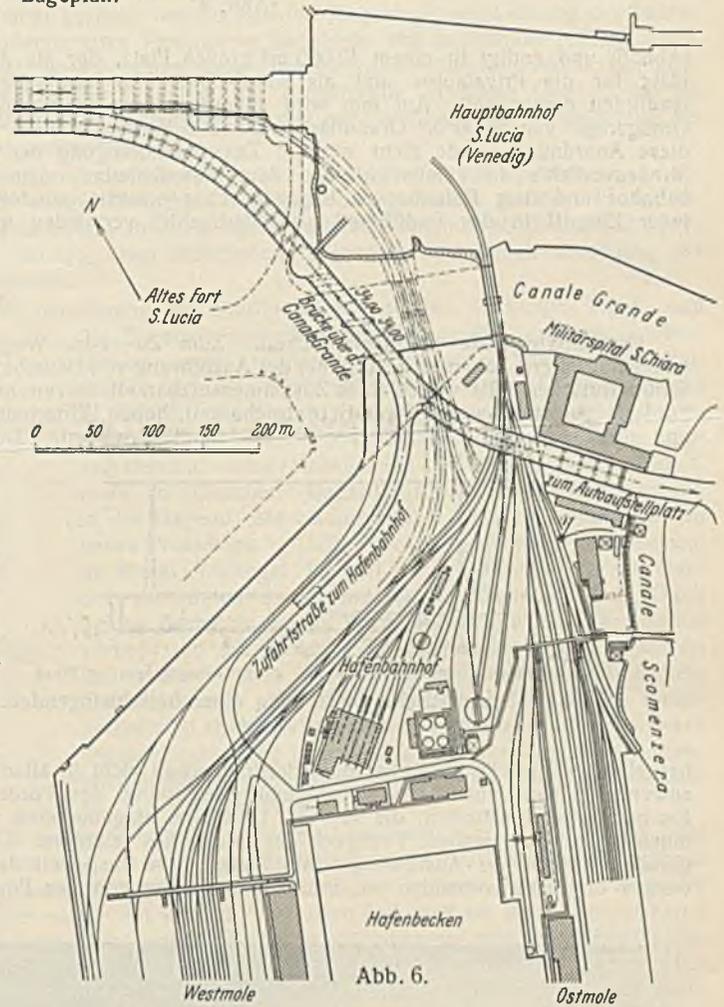


Abb. 6.

trägt 20 m, wovon 16,50 m auf die Fahrbahn und 3,50 m auf den südseitigen Gehweg entfallen; einschließlich des erwähnten Verbindungsstreifens hat die Brücke eine Breite von 22,25 m (Abb. 2 u. 3). An fünf Stellen wird die Brückenstrecke durch Schüttungen unterbrochen, wo die Fahrbahn verbreitert wird. Zwischen jeder dieser Inseln befinden sich sieben Reihen von je fünf Gewölben, die 1,50 m breite Trappfeiler haben; die Gruppenfeiler haben 8,65 m Breite. Insgesamt besitzt die Brücke 228 m Öffnungen von je 10,65 m Lichtweite (Abb. 4 u. 5). Knapp vor dem Hauptbahnhof biegt die Brücke nach Süden aus, überdeckt das alte Fort S. Lucia und kreuzt den Canal Grande mit einem Bogentragwerk von zwei Öffnungen zu je 34 m Lichtweite. Unmittelbar hinter diesem Tragwerk zweigt die zum Hafen führende Straßenrampe ab. Die nach der Stadt führende Straße kreuzt die Gleisanlagen des Hafenbahnhofes auf vier Eisenbetontragwerken von 20 m Lichtweite, den Canal Somenzera mit einem Ziegelgewölbe von ebenfalls 20 m Lichtweite



Abb. 5.

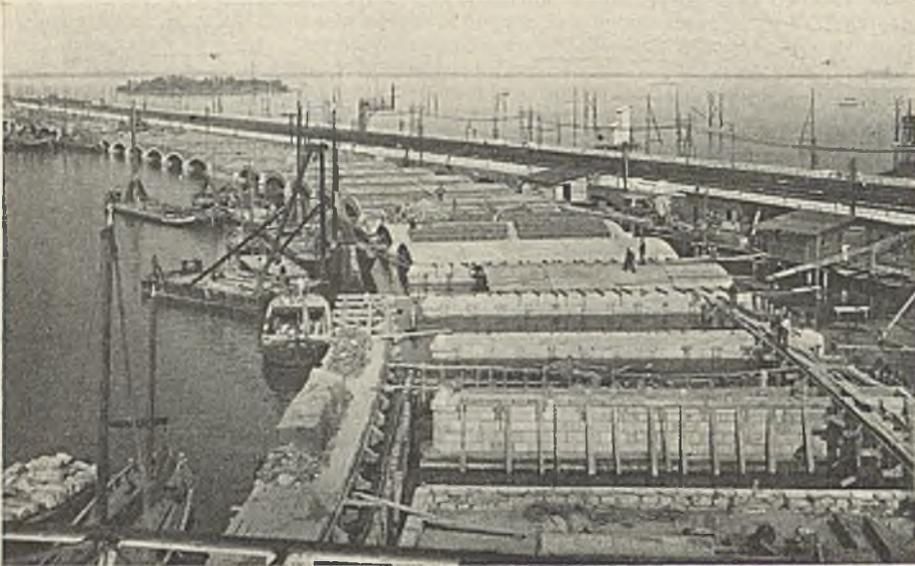


Abb. 4.

(Abb. 6) und endigt in einem 40 000 m<sup>2</sup> großen Platz, der als Aufstellplatz für die Privatautos und als Autobahnhof für sämtliche Überlandlinien dienen soll. Auf ihm wird außerdem eine mehrgeschossige Großgarage von 9000 m<sup>2</sup> Grundfläche für 1800 Wagen erbaut. Durch diese Anordnung wurde nicht nur die Zusammendrängung des ganzen Straßenverkehrs an einem zwischen dem Hauptbahnhof, dem Hafenhof und dem Hafenbecken liegenden Orte erreicht, sondern auch jeder Eingriff in das traditionell alte Stadtgebiet vermieden und nur

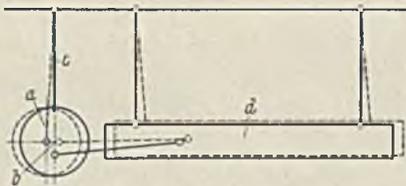
minderwertiges, als Lagerplatz verwendetes Gelände in Anspruch genommen. Ein besonderer Vorzug dieser Lage des Straßenendes ist noch der, daß von dort mit Benutzung alter Nebenkanäle ein bloß 700 m langer Wasserweg — Rio Nuovo genannt — angelegt werden konnte, der die 2400 m lange S-Schleife des Canal Grande abschneidend, unmittelbar zum Markusplatz führt. Diese in verkehrstechnischer Hinsicht glänzende Lösung ermöglicht auf dem kürzesten Wege vom Kern der Stadt die Eisenbahnstation, die Seeschiffe und den Autobahnhof in wenigen Minuten zu erreichen. Auch in städtebaulicher Hinsicht ist diese Lösung der Verkehrsfrage eine recht glückliche, da sie den berechtigten Wünschen nach Erhaltung des alten Stadtbildes Rechnung trägt und der baulichen Entwicklung eines abgelegenen Stadtviertels zum Vorteil gereicht. Durch die Anlage einer gleislosen Straßenbahn und die Einrichtung eines Motorbootverkehrs am Rio Nuovo wird eine rasche und billige Verkehrsmöglichkeit nach dem Festlande geschaffen und einem schwer empfundenen Mangel abgeholfen. Die Herstellung des neuen Kanals erforderte außer der Beseitigung etlicher wertloser Baulichkeiten die Erbauung neuer Brücken und Stege zur uneingeschränkten Aufrechterhaltung des Fußgängerverkehrs. Auf der neuen Strecke besitzt der Kanal 18 m Spiegelbreite, auf der alten mußte man sich mit der vorhandenen Breite von 12 m begnügen, weil andernfalls wertvolle Bauten hätten abgetragen werden müssen. — Die Zentralgarage wird beim Vollausbau in vier Geschossen 1800 Autos Platz bieten, sie wird zunächst für 900 Autos ausgeführt. Die Kosten werden mit 5 Mill. Lire angegeben.

Straßenherstellung im Freihafengebiet und beim Hafenhof und Landeplätze an den neuen Kalanlagen am Rio Nuovo vervollständigen die großzügige Ausführung der neuen Verkehrsanlagen.

Diese Mitteilungen stützen sich auf einen bisher nicht veröffentlichten Bericht des Chefingenieurs der Stadt Venedig, Dr.-Ing. E. Miozzi, der auch die Bilder (Foto Ferruzzi, Venezia) zur Veröffentlichung überließ.

## Vermischtes.

**Freischwingende Schüttelrutschen.** Zum Zu- oder Wegbringen von Schüttgütern haben sich auch bei der Ausführung von Bauarbeiten die Schüttelrutschen teils wegen ihrer Zusammensetzbarkeit zu verschiedenen Förderlängen, teils wegen ihrer Betriebsicherheit, hohen Wirtschaftlichkeit und ihres geringen Platzbedarfes als vorteilhaft erwiesen. Trotz der



a Schwungrad, b Schwungradwelle, c Aufhängungsangen, d Rinne.

Abb. 1. Schematische Darstellung einer freischwingenden Schüttelrutsche.

betrieblichen Vorteile sind aber die Schüttelrutschen nicht in allen Fällen anwendbar, weil durch die schwingende Bewegung des Fördertroges Erschütterungen auftreten, die von der Unterlage aufgenommen werden müssen und eine gewisse Festigkeit des Bauwerkes erfordern. Da aber gerade während der Ausführung eines Baues diese Festigkeit des Bauwerkes oft nicht vorhanden ist, mußte man häufig von der Förderung

durch eine Schüttelrutsche absehen. — Von Bedeutung ist daher eine Schüttelrutsche (von Karl Merz, Maschinenfabrik, Tiengen), die völlig ausgeglichen arbeitet und keine waagerechten Schwingungen in den tragenden Unterstützungen hervorruft. Der Grundgedanke dieser Schüttelrutsche liegt darin, daß von einem Schwungrad *a* (Abb. 1), das sich um die Welle *b* dreht, die Rinne *d* durch Schubstangen in schwingende Bewegungen versetzt wird und die Welle *b* durch Zangen *c* pendelnd aufgehängt ist. Wenn das Schwungrad *a* durch den Antriebmotor (meist über einen Riemen) in Drehung versetzt wird, schwingt die Rinne, aber auch gleichzeitig in entgegengesetztem Sinne das Schwungrad, so daß die waagerechten Schwingkräfte sich gegenseitig aufheben. In der praktischen Ausführung (Abb. 2) wird die Aufhängung des Antriebes durch einen Gegenrahmen gebildet, der mit der Rinne durch Tragrollen, Gelenkpendel oder elastische Stäbe verbunden ist. Der Gegenrahmen hängt an leichten Tragböcken. Die Größen der Bewegungslängen von Rinne und Gegenrahmen richten sich nach den Größenverhältnissen, die beide zueinander haben. — Der Zusammenbau des Förderers ist sehr einfach. Leichte, schmale Rinnen werden aus Teilstücken von je 6 m Länge, schwere Rinnen aus Teilstücken von je 3 m Länge zusammengesetzt. Da die Teilstücke leicht zu kuppeln sind, lassen sich in wenigen Stunden leistungsfähige Förderwege zusammenbauen. Der Energieverbrauch ist gering und liegt weit unter dem von anderen Fördermitteln. R.—

## Personalmeldungen.

**Bayern.** Der Regierungsbaurat beim Straßen- und Flußbauamt Neuburg a. D. Hermann Pickel ist an das Straßen- und Flußbauamt Nürnberg berufen worden.

Der mit Titel und Rang eines Regierungsoberbaurats ausgestattete Bauamtsdirektor und Vorstand der Sektion für Wildbachverbauungen in Kempten Theodor Deuerling ist zum Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Kempten ernannt worden.

**Preußen.** Der Regierungsbaurat (W.) Treplin ist vom Wasserbauamt in Kiel an das Hafenbauamt in Pillau als Vorstand und der Regierungsbaumeister (W.) Friedrich Baumeister vom Wasserbauamt in Elbing ist an das Wasserbauamt in Kiel versetzt worden.

Der nichtbeamtete außerordentliche Professor Oberingenieur Dr.-Ing. Otto Birkenstock ist zum ordentlichen Professor in der Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule Berlin ernannt worden.

**INHALT:** Der Stempelkoptunnel der Nebenbahn Eisenberg (Pfalz)—Erlenbach. — Grundwassersperren. — Zur Ausschreibung der Ledabrücke bei Leer (Nettelburg). — Strombauten am Mississippi. — Die neue Lagunenbrücke von Venedig. — Vermischtes: Freischwingende Schüttelrutschen. — Personalmeldungen.

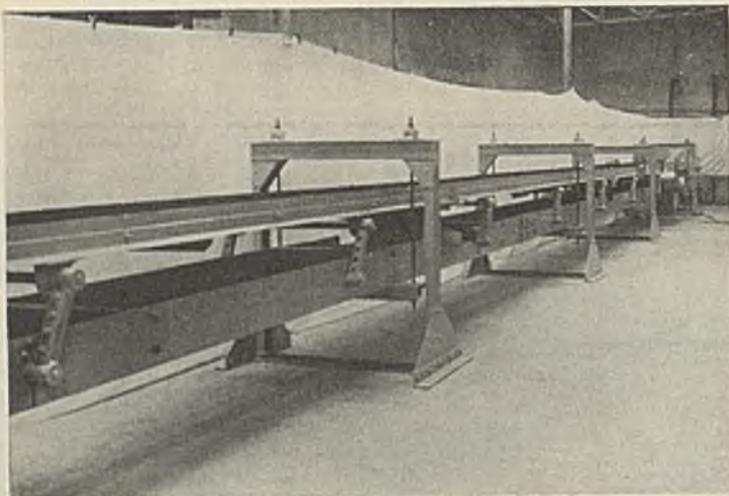


Abb. 2. Ansicht einer freischwingenden Schüttelrutsche. Aufhängung durch einen Gegenrahmen; der Gegenrahmen hängt an Tragböcken.