

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 23. Mai 1930

Heft 22

Alle Rechte vorbehalten

Die erste geschweißte Eisenbahnbrücke für Vollbahnbetrieb.

Von Schaper.

Die in der Abhandlung „Schweißen von Stahlbauten“ in der Bautechn. 1930, H. 6, mitgeteilte Absicht der Deutschen Reichsbahn, eine vollständig geschweißte, 10 m weit gestützte Stahlbrücke mit vollwandigen Hauptträgern und mit versenkter Fahrbahn zu erproben, ist inzwischen verwirklicht worden.

I. Bauliche Durchbildung (Abb. 1).

Man ging von dem Grundsatz aus, nur Schweißverbindungen zu verwenden, alle Nietverbindungen zu vermeiden und die Zahl der Schweißnähte nach Möglichkeit zu beschränken, um die Kosten herabzudrücken. Die Hauptträger sind aus einem Stegblech 860 · 15 und zwei Gurtblechen

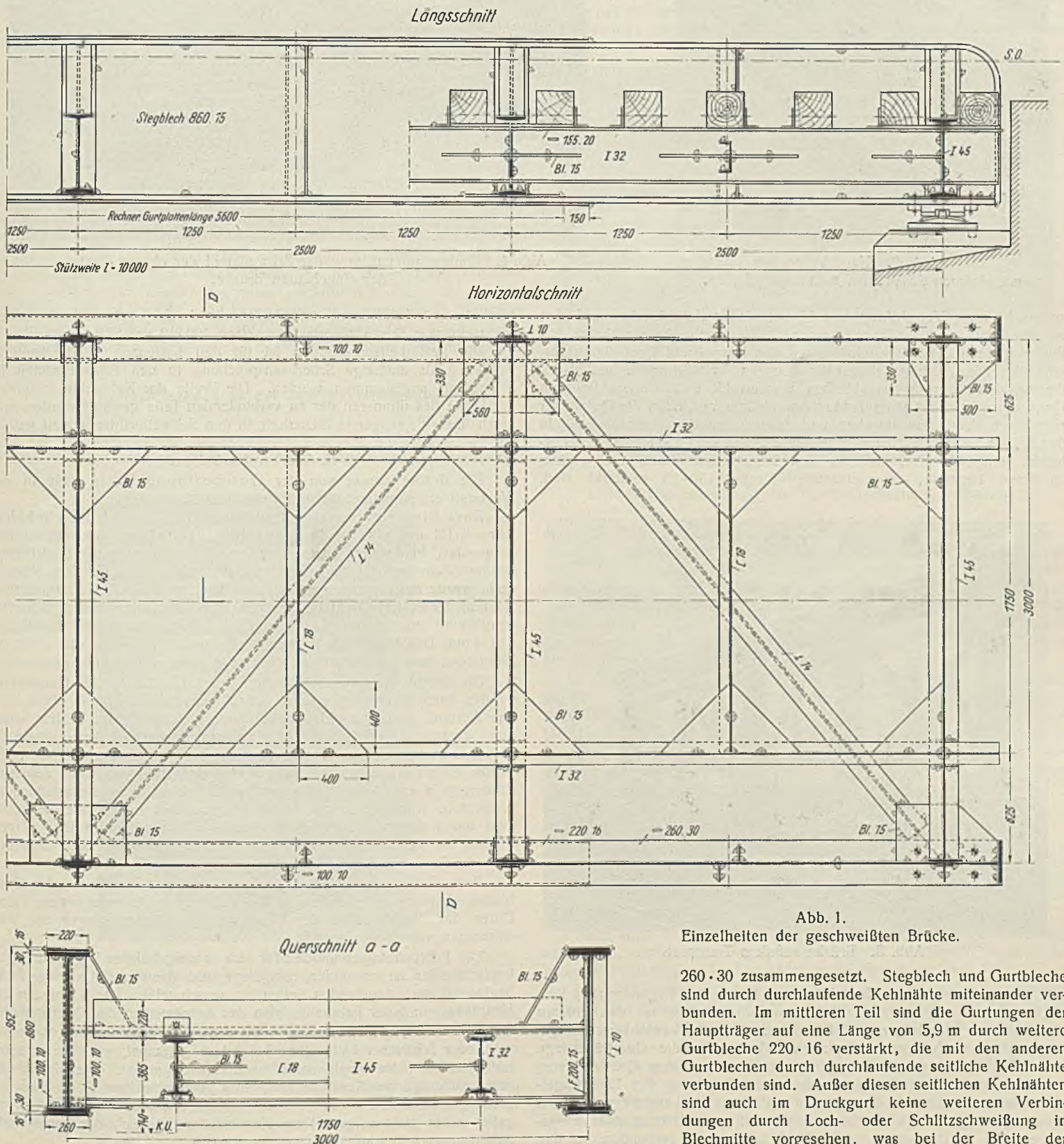


Abb. 1.
Einzelheiten der geschweißten Brücke.

260 · 30 zusammengesetzt. Stegblech und Gurtbleche sind durch durchlaufende Kehlnähte miteinander verbunden. Im mittleren Teil sind die Gurtungen der Hauptträger auf eine Länge von 5,9 m durch weitere Gurtbleche 220 · 16 verstärkt, die mit den anderen Gurtblechen durch durchlaufende seitliche Kehlnähte verbunden sind. Außer diesen seitlichen Kehlnähten sind auch im Druckgurt keine weiteren Verbindungen durch Loch- oder Schlitzschweißung in Blechmitte vorgesehen, was bei der Breite der

Bleche, die das 13,7fache ihrer Dicke beträgt, unbedenklich ist. Aus Schönheitsgründen ist das Gurtblech 260·30 des Obergurts an den Brückenenden in einer Rundung aus der Waagerechten in die Senkrechte abgebogen und bis zum Untergurt geführt. Die in Abständen von 2,50 m angeordneten Querträger bestehen aus I45; sie liegen einerseits unter Vermittlung der 15 mm dicken Windverbandknotenbleche und

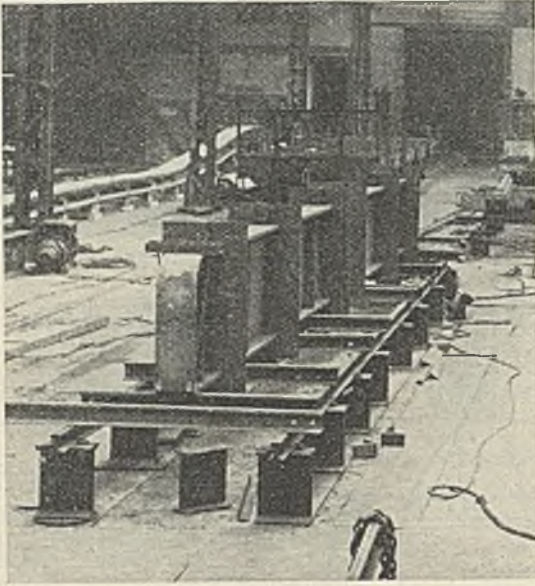


Abb. 2. Hauptträger, mit eisernen Schablonen zusammengehalten.

andererseits unter Vermittlung von 15 mm dicken Futterblechen auf den unteren Gurtungen der Hauptträger auf. Windverbandknotenbleche und Futterbleche sind durch Kehlnähte mit den Haupt- und Querträgern verschweißt. Die Querträger stoßen stumpf gegen Verstärkungsbleche 200·15, die mit den Hauptträgerstegblechen verschweißt sind. Rings um den Querträgerquerschnitt verlaufende Schweißnähte verbinden die Querträger mit diesen Verstärkungsblechen und dadurch mit den Hauptträgern. In den Ecken zwischen Haupt- und Querträgern sind 15 mm dicke Eckbleche eingeschweißt, die an den Innenkanten durch rechtwinklig zu ihnen liegende, angeschweißte Bleche 150·15 verstärkt sind.

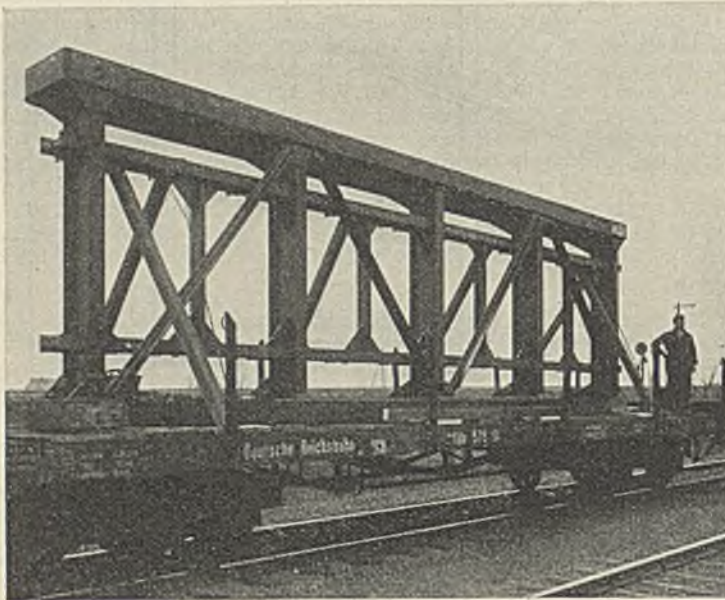


Abb. 3. Brücke auf dem Transport.

Die Fahrhahnträger bestehen aus I32; sie liegen unter Vermittlung von angeschweißten kräftigen Futterstücken auf den unteren Flanschen der Querträger auf. Die oberen Flansche benachbarter Längsträger sind durch Kontinuitätsplatten 155·20, die die Querträgersteg durchdringen und mit den Längsträgerflanschen und dem Querträgersteg verschweißt sind, miteinander verbunden. Rings um den Längsträgerquerschnitt verlaufende Schweißnähte verbinden die Längsträger mit den Querträgerstegen. Die Mitten zweier sich gegenüberliegender Längsträger sind durch angeschweißte \square 18 miteinander verbunden. In den

Ecken zwischen diesen Querverbindungen und den Längsträgern und zwischen den Querträgern und den Längsträgern sind Eckbleche eingeschweißt, durch die ein Schlingerverband in Form eines Rahmenträgers geschaffen wird. Die Windverbandstreben bestehen aus I14; sie sind mit den Knotenblechen durch Kehlnähte verbunden. Die Hauptträger sind an den Anschlußstellen der Querträger auf der Innenseite durch die schon erwähnten angeschweißten Bleche 200·15 und auf der Außenseite durch angeschweißte I10 und in der Mitte zwischen zwei Querträger-

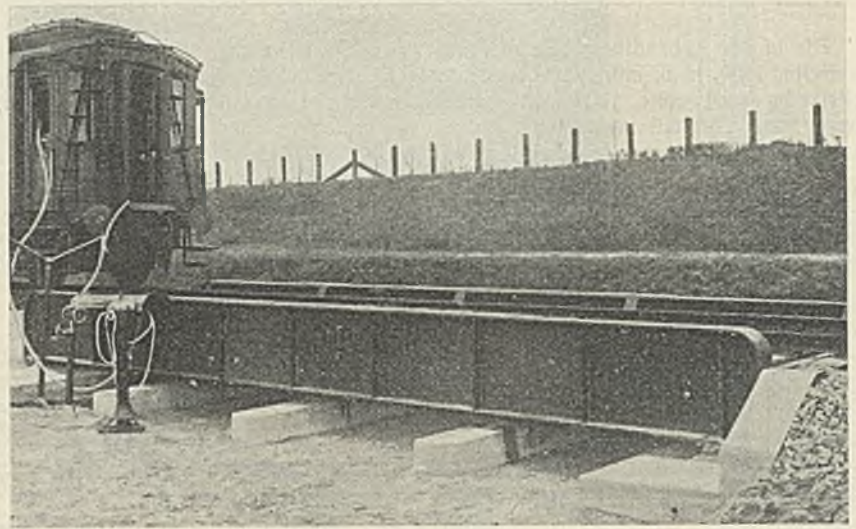


Abb. 4. Röntgenuntersuchung der Schweißnaht der oberen Gurtung der eingebauten Brücke.

anschlüssen auf der Innen- und Außenseite durch je ein angeschweißtes, senkrecht zum Steg stehendes Flacheisen 100·10 versteift worden.

Die Festigkeitsberechnung ist für den Lastzug *N* durchgeführt worden. Als zulässige Scherbeanspruchung in den Schweißnähten ist 800 kg/cm² angenommen worden. Die Breite der Kehlnähte ist gleich der Dicke des dünneren der zu verbindenden Teile gewählt worden, wodurch überall genügende Sicherheit in den Schweißnähten erzielt wurde.

II. Werkstattarbeiten.

Die Brücke wurde von der Gutehoffnungshütte ganz in der Werkstatt zusammengebaut und verschweißt.

Zwei Elektrodensorten, ein Normaldraht nach Reichsbahnvorschrift und ein Sonderdraht der Gutehoffnungshütte wurden verwendet, beide ohne Umhüllung, so daß durchweg mit Gleichstrom (Siemens-Schuckert-Maschinen) geschweißt werden konnte. Der Normaldraht wurde bei lotrechten und den wenigen über Kopf zu schweißenden Nähten, der G.H.H.-Draht bei waagerechten Nähten verwendet. Schweißnahtdicken unter 13 mm Dicke wurden in einer Lage mit Elektroden von 4 mm Durchm., über 13 mm Dicke in zwei Lagen, die erste mit Elektroden von 4 mm Durchm., die zweite von 5 mm Durchm. geschweißt.

Die Stegbleche und die durchgehenden Gurtbleche der Hauptträger wurden durch zweiteilige eiserne Schablonen nach Abb. 2 in etwas über 1 m Abstand zusammengefaßt und dann gleichzeitig an beiden Seiten durch einzelne kurze Schweißnähte zusammengeheftet. Darauf wurde die untere Gurtung, und zwar von der Mitte nach außen geschweißt. Es wurde jeweils ein Feld auf beiden Seiten gleichzeitig zwischen den Aussteifungen in zwei Lagen fertig geschweißt. Um Überkopfschweißung zu vermeiden, wurde dann der Träger gedreht, und nun wurde die obere, jetzt unten liegende Gurtung in derselben Weise geschweißt. Darauf wurden die Versteifungen angeschweißt und schließlich nach Entfernen der Schablonen die Verstärkungsgurtplatten angeschweißt.

Beim Zusammenschweißen der Stegbleche und durchlaufenden Gurtbleche verwarfen sich letztere an ihren Kanten nach innen bis zu 3 mm. Durch das Aufschweißen der Verstärkungsgurtplatten gingen die Verwerfungen auf 1,5 mm zurück.

Die Fahrhahnträger wurden für sich in umgekehrter Lage, um Überkopfschweißen zu vermeiden, ausgelegt und dann auch von der Mitte beginnend nach den beiden Seiten hin verschweißt. Das Verbinden der Hauptträger mit der Fahrhahn, also das Anschweißen der Querträger an die Hauptträger, begann ebenfalls mit dem mittelsten Querträger.

Jeder Schweißer hatte einen besonderen Stempel, mit dem er seine fertiggestellte Schweißnaht sofort kennzeichnen mußte. Die Möglichkeit einer nachträglichen Kontrolle der Arbeit jedes einzelnen Schweißers war damit gewährleistet. — Die Werkstattkosten überschritten nicht die Ausgaben einer gleichen genieteten Konstruktion, obgleich der ungewohnte Arbeitsvorgang besondere Kosten verursachte.

III. Transport und Einbau der Brücke.

Die Brücke, die — wie schon erwähnt — in der Werkstatt ganz zusammengeschnitten wurde, wurde in hochkantiger Lage (Abb. 3) auf einem Eisenbahnwagen zur Einbaustelle in der noch nicht im Betriebe befindlichen Umgehungsbahn bei Münster (Westf.) geschafft. Hier wurde sie auf kräftigen Betonwiderlagern gelagert (Abb. 4). Zwischen den beiden Widerlagern waren noch drei kräftige Betonmauern angeordnet. Die Zwischenräume zwischen diesen und den Hauptträgern der Brücke wurden bis auf einen kleinen Spielraum mit Holz ausgefüllt, um beim etwaigen Bruch der Hauptträger unter den Lokomotivlasten die Hauptträger aufzufangen.

IV. Baustoffuntersuchungen.

Der Baustoff der Brücke — St 37 — wurde in der üblichen Weise den Güteprüfungen unterworfen.

Die Analyse der beiden Elektrodensorten ergab folgende Werte (in %):

	C	Si	Mn	P	S
Für den Normaldraht	0,06	Spuren	0,90	0,01	0,01
Für den G.H.H.-Draht	0,06	Spuren	0,92	0,01	0,03

Probeschweißstäbe wurden aus Blechen 200 × 600 mm von 12 und 25 mm Dicke herausgeschnitten, die an den Längsseiten mit einseitiger x-Naht zusammengeschnitten waren. Die Versuche ergaben bei den quer zur Schweißnaht ausgeschnittenen Zerreißstäben eine mittlere Bruchspannung von 37,5 kg/mm² und eine Dehnung von rd. 9,25%, bei den längs durch die Schweißnaht geschnittenen Zerreißstäben eine mittlere Bruchspannung von 46,1 kg/mm² und eine Dehnung von rd. 4%. Der mittlere Biegewinkel der 12 mm dicken Probeschweißstäbe betrug 63°. Die Dauerfestigkeit wurde dadurch bestimmt, daß aus der Schweißraupe der 25 mm dicken Bleche die zur Dauerprüfung erforderlichen Stäbe in der Nahtichtung herausgeschnitten wurden. Es ergaben sich Werte von 11 kg/mm². Die Dauerfestigkeit betrug also rd. 24% der Zugfestigkeit, was mit Rücksicht auf die vorhandene Kerbwirkung durch die unvermeidlichen Poren in der Schweißraupe wohl als ausreichend bezeichnet werden kann.

V. Untersuchungen an der eingebauten Brücke.

a) Röntgenographische Untersuchungen.

Vor der Belastung der Brücke wurden von den wichtigsten Schweißnähten mit der in den Brückenmeßwagen eingebauten Röntgenanlage

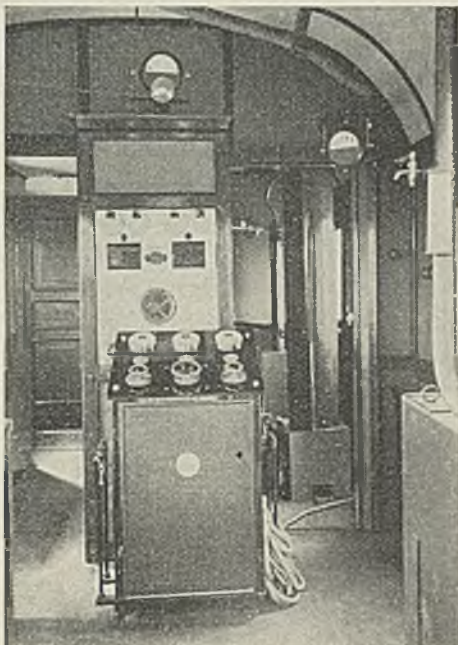


Abb. 5. Schalt- und Transformatorraum der Röntgenanlage im Brückenmeßwagen.

(Abb. 4 u. 5) Röntgenbilder aufgenommen. Diese Bilder ergaben, daß keine Schlackeneinschlüsse oder Risse vorhanden waren und eine genügende Einbrandtiefe vorlag. Die Röntgenanlage besteht aus einem Stromerzeuger (Benzinmotor und Wechselstromgenerator — 220 V), den Hochspannungstransformatoren und Gleichrichterröhren zur Herstellung des hochgespannten Gleichstroms bis zu 220 000 V (Abb. 5) und der eigentlichen, wassergekühlten Röntgenröhre (Abb. 4).

Die Versuche zur laufenden Beobachtung auf einem Leuchtschirm sind begonnen worden; die Apparatur muß dazu noch entsprechend umgebaut werden.

b) Statische Versuche.

Die statische Belastungsprobe wurde durch Auffahren zunächst eines leichten Wagens und dann einer Güterzuglokomotive vorgenommen. Die beobachtete elastische Durchbiegung in Brückenmitte betrug im Höchsfalle 3,95 mm und blieb um etwa 7% hinter der errechneten zurück. Irgendwelche bleibende Durchbiegung konnte nicht festgestellt werden, was im Gegensatz zu der Nachgiebigkeit der Nietverbindungen auf die Unnachgiebigkeit der Schweißnähte zurückzuführen ist. Die Spannungen in der Mitte der Haupt-, Quer- und Längsträger wurden mit Hilfe von Kohlefernmessern und Oszillograph ermittelt. Sie entsprachen den theoretischen Werten.

c) Dynamische Versuche.

Die dynamischen Versuche wurden mit Hilfe der Erschütterungsmaschine durchgeführt (Abb. 6), die mit Hilfe von elektrisch angetriebenen, umlaufenden, exzentrisch gelagerten Schwungmassen lotrechte Kräfte

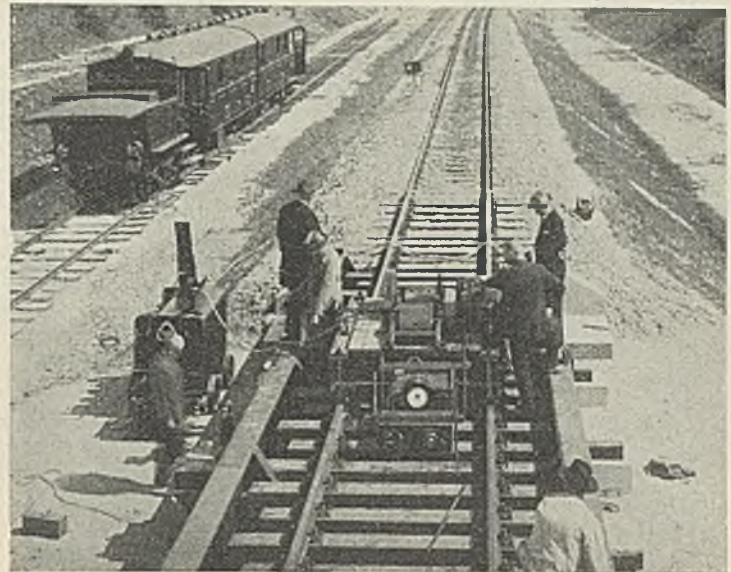


Abb. 6. Dynamische Belastungsprobe durch Erschütterungsmaschine.

erzeugt. Die Brücke wurde zuerst 2 Stunden und 20 Minuten durch die Erschütterungsmaschine erzeugten Zentrifugalkräften von 1,95 t mit einer Frequenz von 13 Hertz (1 Hertz = 1 Schwingung/sek) und danach etwa 2 Stunden und 25 Minuten Zentrifugalkräften von 2,4 t mit einer Frequenz von 14,5 Hertz ausgesetzt. Da die Eigenfrequenz der Brücke dicht oberhalb 15 Hertz liegt, wurde durch die Impulse nicht die Resonanzlage erreicht. Die Gesamtzahl der ausgeübten Impulse beträgt 235 000.

Die Durchbiegungen der Hauptträger nach unten und oben unter den Impulsen betragen ±1 und ±1,2 mm, die mit den obengenannten dynamischen Meßgeräten dauernd überwachten Spannungen in den Hauptträgern ±100 und ±120 kg/cm². Wenn diese Spannungen an und für sich auch nicht hoch erscheinen, so sind sie bei dem schnellen Wechsel der Impulse doch als gewaltige Beanspruchungen der Brücke auf Ermüdung anzusprechen. Wie bei den statischen Belastungen konnten auch hier keinerlei bleibende Formänderungen festgestellt werden.

d) Betriebsbelastung.

Schließlich wurde die Brücke der Beanspruchung durch eine schnellfahrende Schnellzuglokomotive (S 10) ausgesetzt. Es wurden 40 Fahrten mit 40 km/h, 20 mit 50 km/h und 20 mit 70 km/h durchgeführt. Auch diesen Belastungen zeigte sich die Brücke in allen Teilen voll gewachsen.

Nach allen diesen Beanspruchungen wurden die wichtigsten Schweißnähte noch einmal röntgenographisch untersucht. Es konnten auch hierbei keinerlei Fehlstellen oder Lockerungen festgestellt werden.

Die beschriebenen Untersuchungen haben die Brauchbarkeit sorgfältig geschweißter Konstruktion zu Eisenbahnbrücken erwiesen. Die Brücke soll nun in eine Hauptbahnstrecke eingebaut und im Betriebe erprobt werden.

Zum Bau geschweißter Eisenbahnfachwerkbrücken wird die Deutsche Reichsbahn erst übergehen, wenn der von ihr ins Leben gerufene Ausschuß die Richtlinien für die Ausbildung und Herstellung geschweißter Brücken fertiggestellt haben wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bodenseefähre Konstanz—Meersburg.

Von Stadt-Oberbaurat Theodor Lutz, Konstanz.

(Fortsetzung aus Heft 20.)

Die Herstellung der Eisenbetonpfähle und der Eisenbetonspundbohlen geschah an Ort und Stelle und das Einrammen mit einer schweren, auf einem im See erstellten Arbeitsgerüst fahrbar und nach allen Richtungen drehbar eingerichteten Dampf-ramme mit einem Bär-gewicht von 2,5 t.

In den Abb. 13 bis 19 sind der Reihe nach dargestellt: das Rammgerüst, die Ramme bei der Arbeit, die Eisenbetonspundwand während der Bauausführung und die fertige Hafensemole von der Innen- und Außenseite, sowie von der Einfahrt aus gesehen. Abb. 20 bis 23 zeigen die Gerippe der Eisenbewehrung der Pfähle und Spundbohlen, die Herstellungsweise der

letzteren, die Schalung und Bewehrung der Eisenbetonplatte und der Brüstung, während Abb. 24 den Blick auf die Baustelle aus einem Flugzeug nach dem Stande der Arbeiten Mitte Oktober 1928 wiedergibt.

Das innere, das eigentliche „Fährbett“ bildende Leitwerk ist in Meersburg in der gleichen Weise ausgebildet wie bei der Landestelle auf

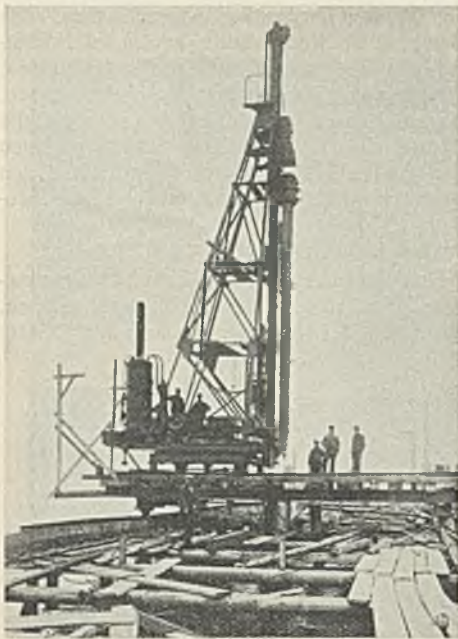


Abb. 14.
Dampf-ramme mit Eisenbetonpfahl.

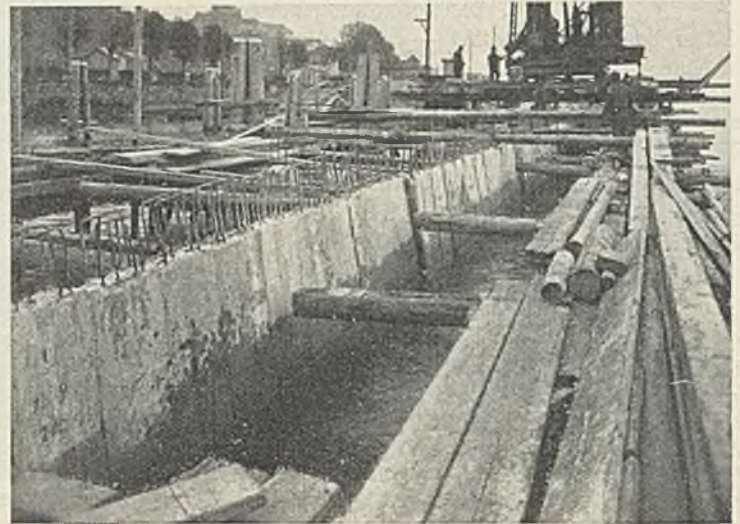


Abb. 16. Die Eisenbetonspundwand während der Ausführung (Außenansicht).



Abb. 13. Rammgerüst für die Eisenbetonmole.



Abb. 17. Innenansicht der Eisenbetonmole.

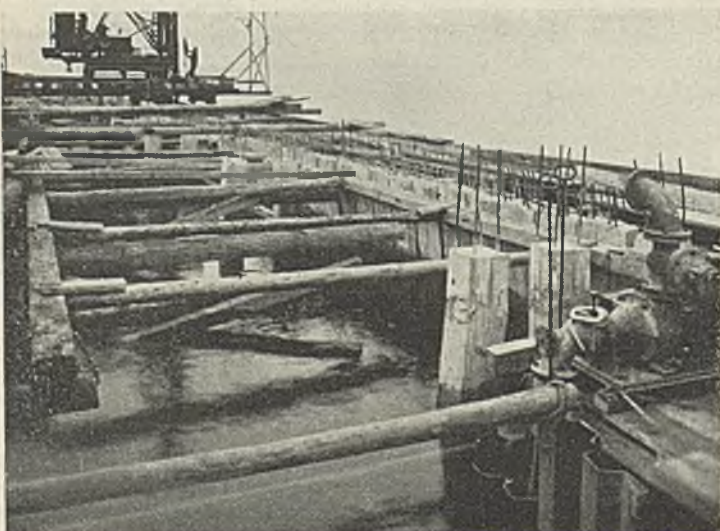


Abb. 15.
Die Eisenbetonspundwand während der Ausführung (Innenansicht).



Abb. 19.
Ansicht der Eisenbetonmole mit Molenkopf.



Abb. 18. Außenansicht der Eisenbetonmole.

Flächeninhalt dem See abgewonnen. Die 1:1,5 geneigten Böschungen sind durch Betonpflaster, das in Feldern von 3/3 m hergestellt wurde, und der Böschungfuß durch einen Bruchsteinwurf gegen Wellenangriff gesichert (Abb. 26 u. 27). Das Auffüllgut (rd. 10 200 m³) wurde teils aus der Verbreiterung der den Verkehr aus der Westrichtung zur Fähre vermittelnden, dem Ufer entlang ziehenden Landstraße, teils aus der Zufahrt- rinne gewonnen und soweit es nicht ausreichte, mit Motorlastschiffen herbeigeschafft. Die Förderung des Baggergutes aus der Rinne in die Auffüllstellen geschah in Verbindung mit einem elektrisch betriebenen Förderbande und einer Feldbahn (Abb. 28, 29, 30 u. 40). Eine an das (sein Entstehen der Fähre verdankende) Restaurant zum „Fährhaus“ verpachtete, ebenfalls durch Auffüllung von Seegelande gewonnene Aussichts- und Wirtschaftsterrasse, die durch eine 4,40 m hohe, auf den Molassefelsen gegründete Betonmauer gegen den See abgeschlossen ist, 15 Beleuchtungsmaste aus Eisenbeton, eine Gehweganlage für Fuß-

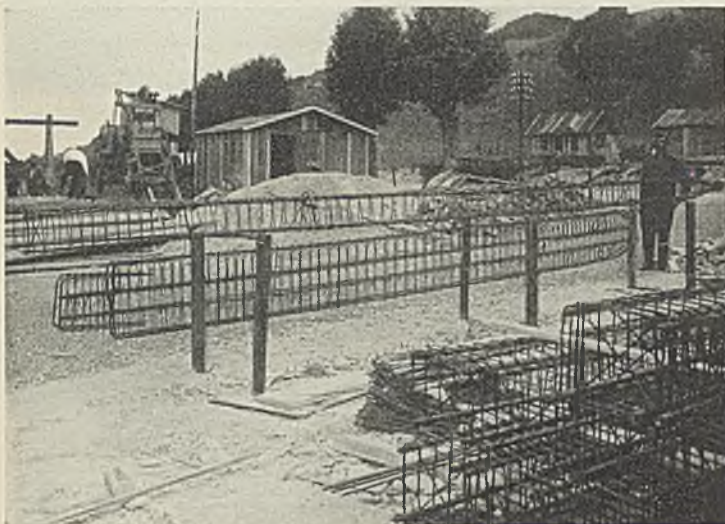


Abb. 20. Eisengerippe der Pfahl- und Spundbohlenbewehrung.



Abb. 21. Herstellung der Pfähle und Spundbohlen für die Eisenbetonmole.



Abb. 22. Herstellung der Schalung für die Eisenbetonplatte der Mole.

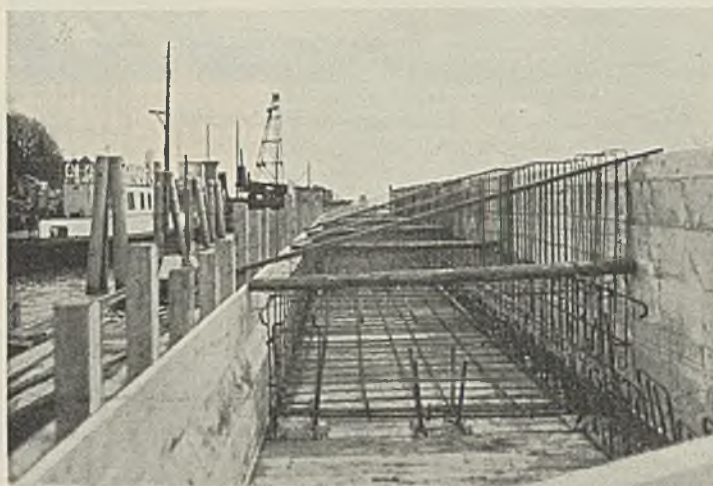


Abb. 23. Schalung und Eisenbewehrung der Platte und Brüstung der Eisenbetonmole.

Konstanzer Seite. Um die Abdrängung des Fährschiffes beim Einfahren in den Hafen, sei es durch Wind oder andere Ursachen, aus der Fahrinne zu vermeiden, schließen sich zu beiden Seiten der Rinne an das innere Leitwerk weitere, in Abständen von 10 m stehende Dalben als äußeres Leitwerk an. Die längs der Hafenummauer stehenden Dalben schützen zugleich die Eisenbetonkonstruktion vor Schiffstößen und sind aus dem gleichen Grunde um den Molenkopf herumgezogen (Abb. 25a u. 25b).

Die Aufstellplätze mit den zweispurigen Zu- und Abfahrtstraßen wurden durch hochwasserfreie Anschüttung eines dreieckförmigen, gegen den See abgeboßchten Verkehrsplatzes von rd. 3000 m²



Abb. 24. Blick auf die Baustelle (Fliegeraufnahme).



Abb. 25a. Hafenanlage Meersburg. Herstellung des inneren Leitwerks. Einbohren und Rammen der Holzpfähle.

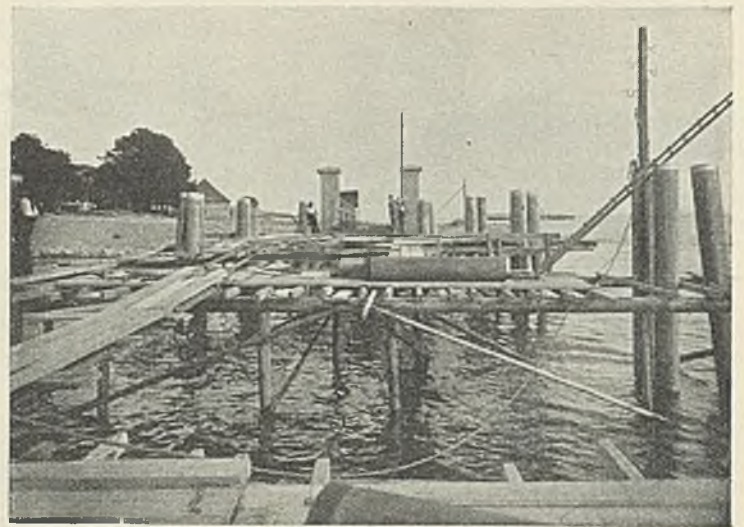


Abb. 25b. Herstellung des Leitwerks.



Abb. 26. Betonieren der Uferböschung.



Abb. 27. Die fertig betonierte-Uferböschung.



Abb. 28. Auffüllung des Verkehrsplatzes (11. Mai 1928).



Abb. 29. Auffüllung des Verkehrsplatzes (Ende Mai 1928).

gänger, die die Fähre benutzen, ein am Übergang des Verkehrsplatzes zur Hafenanlage angelegter, rondellartig in den See vorspringender Ausichts- und Ruheplatz, mehrere Ruhebänke und eine schattenspendende Platanenpflanzung vervollständigen die Hafenanlage in Meersburg.

4. Die Landebrücken (Abb. 31a bis Abb. 31c).

Entwurf und Konstruktion der beweglichen Landebrücken bildeten mangels geeigneter Vorbilder eine neue, nicht ganz einfach zu lösende eigenartige Aufgabe. Weder der unter mehreren Brückenbauanstalten ausgeschriebene Wettbewerb förderte brauchbare Vorschläge zutage, noch führten die zur Besichtigung auswärtiger Fähranlagen unternommenen Studienreisen zu dem gewünschten Erfolg. Es mußte deshalb versucht werden, die Aufgabe nach eigenen Ideen zu lösen, und so kam im Zusammenarbeiten des Verfassers mit der Firma A. Beierle, Eisen-



Abb. 30. Einwalzen der Zufahrtstraße.

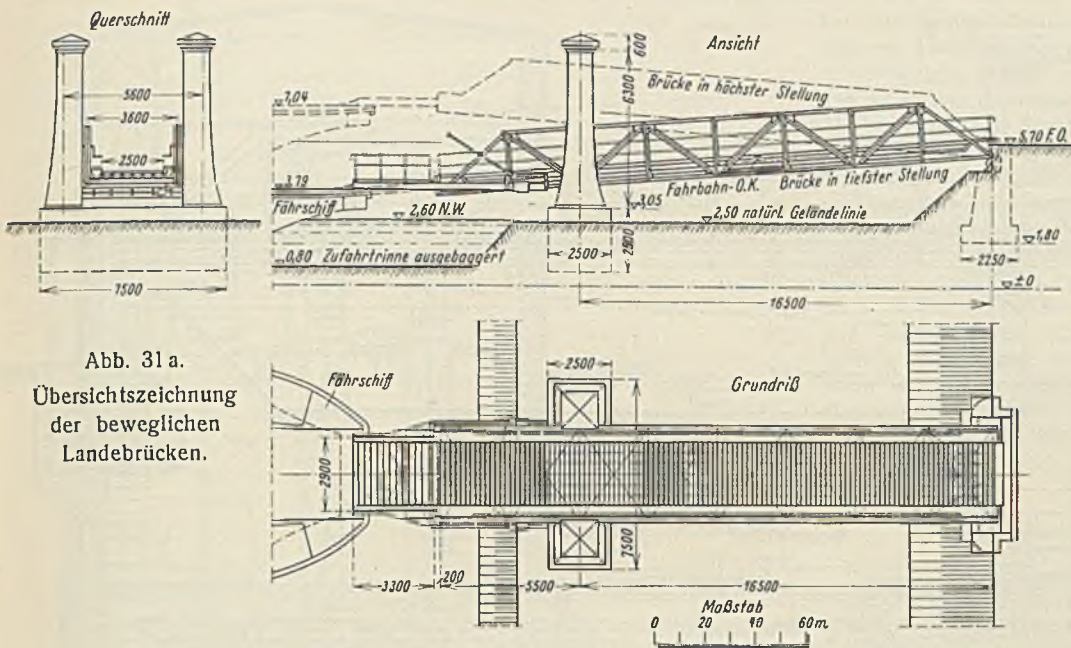


Abb. 31 a.
Übersichtszeichnung
der beweglichen
Landebücken.

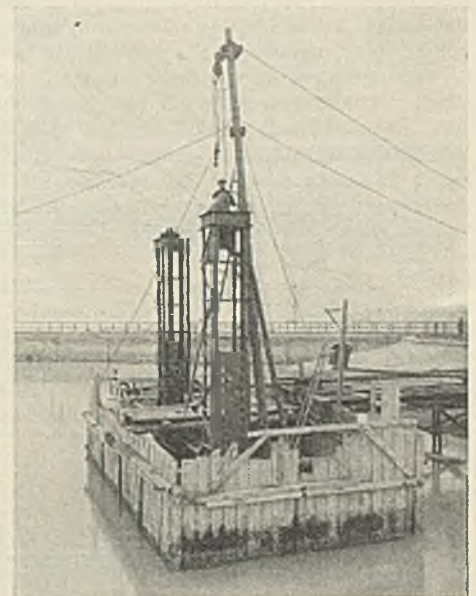


Abb. 32a. Montage der Fachwerkständer
für die Hebevorrichtung der Landebücke
in Konstanz-Staad.

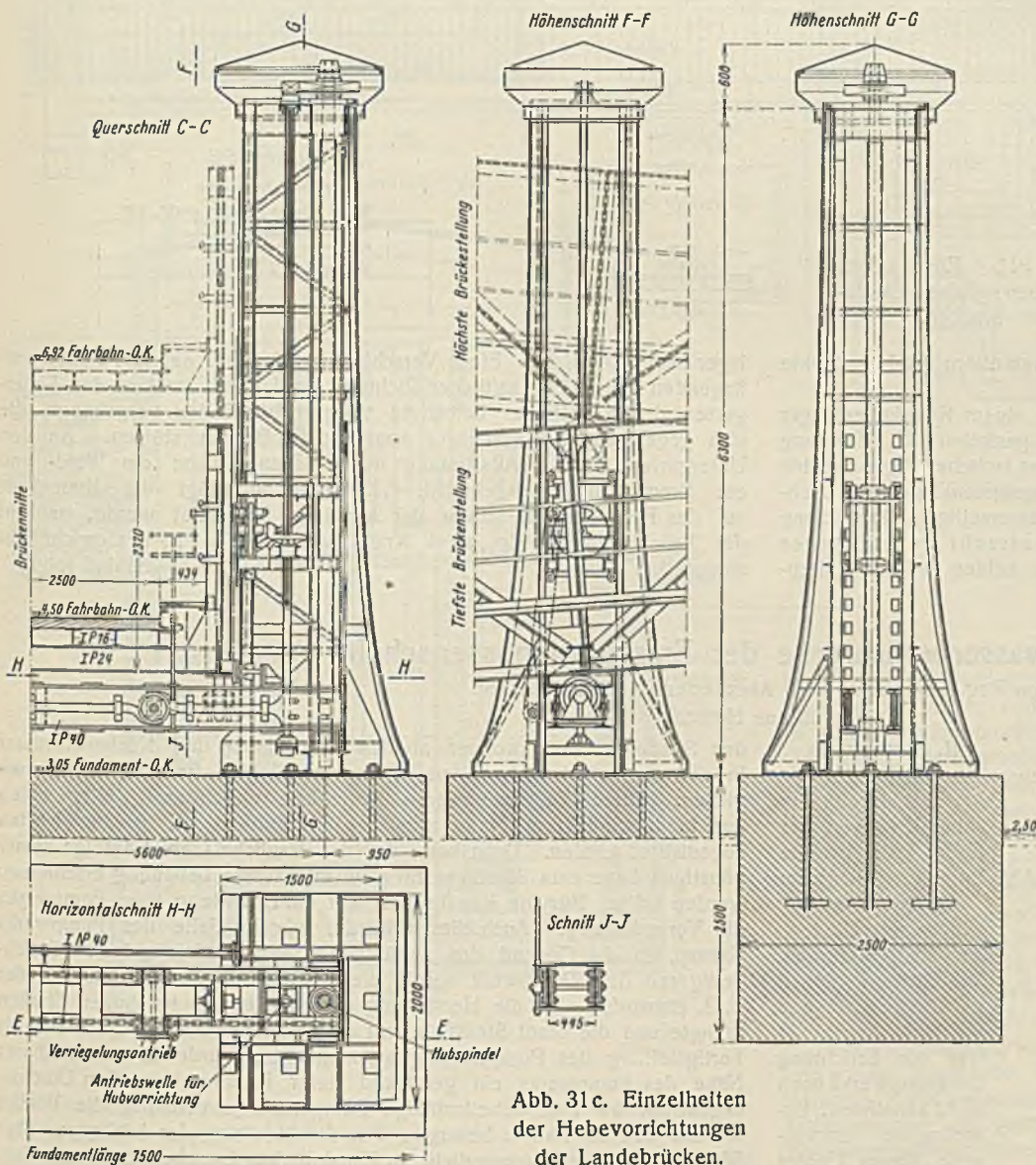


Abb. 31c. Einzelheiten
der Hebevorrichtungen
der Landebücken.

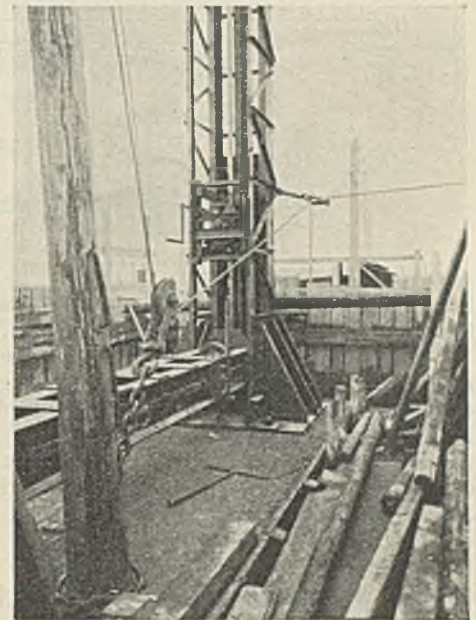


Abb. 32b. Fuß eines Fachwerkständers der
Hebevorrichtung für die Landebücke in
Konstanz-Staad mit Auflagerträger und Antriebs-
vorrichtung während der Montage.

und Metallkonstruktionswerke in Freiburg i. Br., der im folgenden beschriebene Entwurf zustande, der allen Bedingungen zu entsprechen schien, die an die Fährbrücken zu stellen waren, und deshalb der Ausführung der in St 37 von der genannten Firma gelieferten Brücken in beiden Fährhäfen zugrunde gelegt wurde.

Jede Landebücke besteht aus zwei Teilen: der eigentlichen Zufahrtbrücke vom Lande zum Fährschiff mit dem Landwiderlager und der Hebevorrichtung mit dem zugehörigen Fundament. Für die

zwei Brückenhauptträger wurden trapezförmige, einarmige Fachwerk-Auslegerträger von 22,00 m Länge und 16,50 m Stützweite gewählt. Die Kragform der Träger erwies sich deshalb als die beste, weil sie — abgesehen von ihren statischen Vorzügen — ein Abrücken des seeseitigen, von der Hubvorrichtung gebildeten Brückenaufagers vom Brückenende gestattete und damit die Hubvorrichtung nicht der unmittelbaren Gefahr einer Beschädigung durch etwaige Schiffstöße aussetzte. Die Höhe der in 3,60 m Abstand liegenden Hauptträger beträgt 2,32 m, die Feldweite 2,75 m, die Breite der von den

Tragwänden durch zwei erhöhte, 0,45 m breite Schrammborde getrennten einspurigen Fahrbahn 2,50 m. Für die in den Knotenpunktebenen im Untergurt der Fachwerke liegenden Querträger und für die auf diese aufgelegten Längsträger wurden zwecks möglicher Verminderung der Konstruktionshöhe der Fahrbahnplatte breitflanschtige I-Träger gewählt. Auf die Längsträger ist der aus 10 cm starken Kiefernbohlen bestehende Fahrbahnbelag so aufgeschraubt, daß eine Auswechslung der Bohlen jederzeit leicht möglich ist. Es wurden deshalb zur Befestigung der

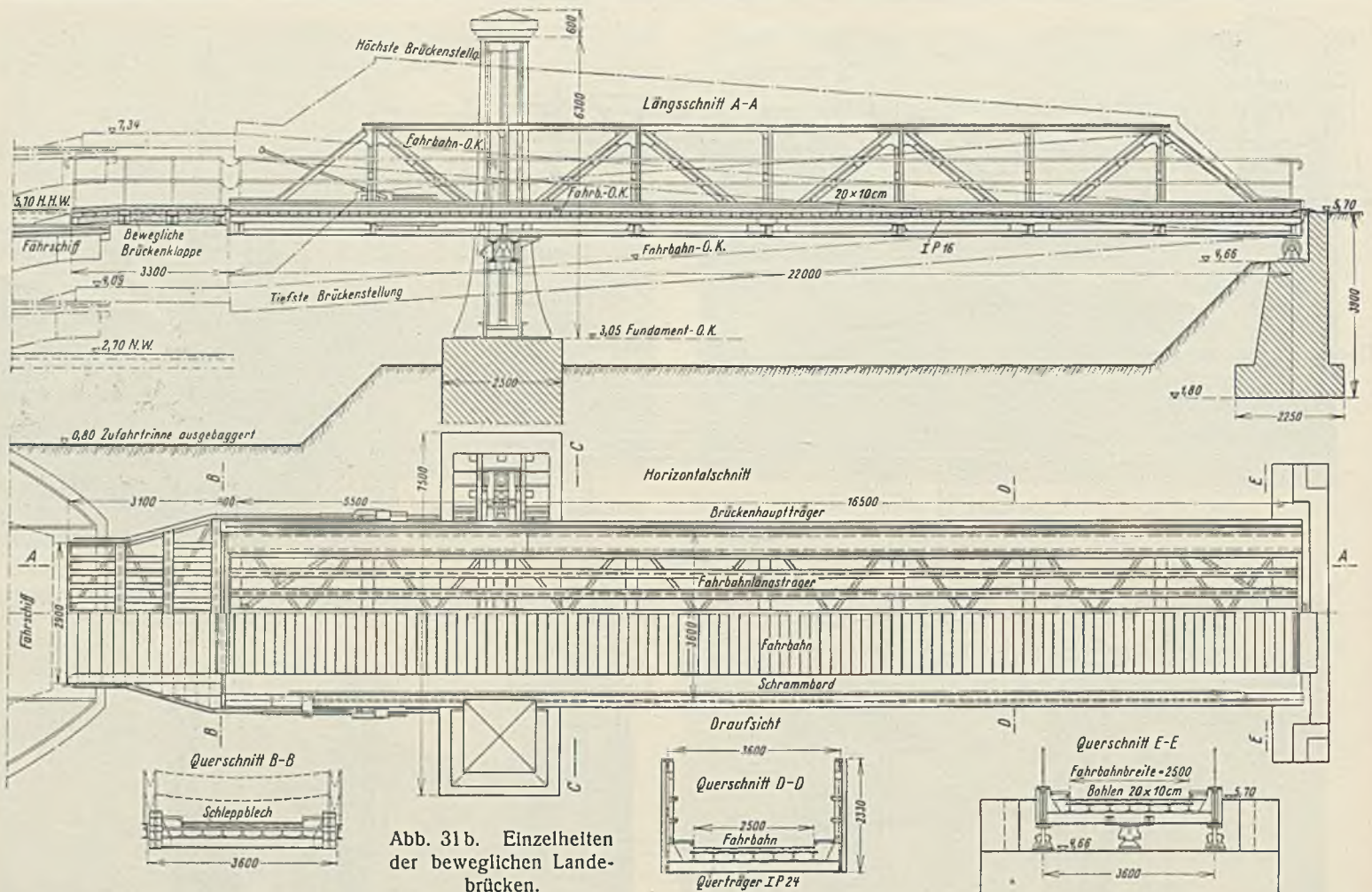


Abb. 31b. Einzelheiten der beweglichen Landebriicken.

Bohlen verzinkte Schraubenbolzen mit Messingmuttern und verzinkte Unterlagscheiben mit Federringen verwendet.

Die Brücke ist auf vier Rollenlagern und einem Kugelenklager gelagert. Zwei Rollenlager am Landwiderlager gestatten die Bewegung der Brücke um die Lagerwaagerechte, während das zwischen diesen beiden Rollenlagern am Landwiderlager verankerte Kugelenklager als Dreh- und Auflagerfestpunkt der Brücke dient. Die wasserseitige Unterstutzung der Brücke bildet ein durch das Hebewerk lotrecht verstellbarer Auflagertrager aus zwei I 40, auf dem die beiden anderen Rollen-

lager sitzen (Abb. 32). Einer Verschiebung der frei auf den Rollen aufliegenden Brücke in seitlicher Richtung wird durch zwei an den Untergeruten der Haupttrager befestigte waagerechte Rollen vorgebeugt, die sich gegen am Auflagertrager angebrachte Backen stutzen. An den Untergeruten ist zur Aussteifung der Brückenfahrbahn ein Wind- und ein Bremsverband angebracht. Letzterer überträgt die Bremskraft auf das Festlager, die unter der Annahme berechnet wurde, daß auf der Brücke gleichzeitig zwei Kraftwagen von je 15 t Gewicht abstoppen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Abwasserpumpwerke der Emschergenossenschaft.

Von Reg.-Baumeister a. D. Alexander Ramshorn, Essen.

(Schluß aus Heft 20.)

II. Pumpwerk Sterkrade.

Das zweite im Jahre 1929 von der E.G. fertiggestellte Pumpwerk liegt im Stadtgebiet „Schwarze Heide“ der Stadt Sterkrade. Das Einzugsgebiet ist rd. 110 ha groß und weitläufig bebaut; es war vor Errichtung des Pumpwerks noch nicht kanalisiert. Ursprünglich entwässerte dieses Gebiet zum Teil südlich nach der Emscher, zum Teil nördlich nach dem Mühlenbach (Abbild. 16). Der unter diesem Gebiet um-

den Straßen; die Bewohner mußten ihre Haus- und Küchenabwässer in die oberirdisch neben den Straßen angelegten flachen Abzurrinnen gießen. Diese Zustände waren hygienisch unhaltbar. Keller waren nur in beschränktem Maße möglich, sie mußten mit großen Kosten abgedichtet werden. Dazu kam, daß das fragliche Gebiet infolge seiner günstigen Lage zum Stadtkern für eine intensivere Bebauung erschlossen werden sollte. Für die Kanalisation war die Errichtung eines Pumpwerks die Vorbedingung. Auch dieses wurde, wie im Falle des Pumpwerks Karnap, in die Gegend des zukünftigen Senkungstiefs gelegt. Gleichzeitig mit dem Pumpwerk wurde die Kanalisation des Gebiets von der E.G. entworfen. Da die Herstellung der Kanalisation in einigen Straßen drängte und die Stadt Sterkrade mit dem Bau der Kanäle nicht erst bis Fertigstellung des Pumpwerks warten konnte, wurde in unmittelbarer Nähe des Pumpwerks ein genügend tiefer Brunnen von 3 m Durchm. abgesenkt, wo eine behelfsmäßige Pumpenanlage vorläufig die Vorflut für den Bau der Kanäle besorgte. Für die Ableitung des hochgepumpten Wassers war bereits vorsorglich ein Kanal bis zur Emscher verlegt worden, der auch später dem endgültigen Pumpwerk zur Abführung dient. Das behelfsmäßige Pumpwerk war bereits einige Monate in Betrieb, bevor mit der Ausschachtung der Baugrube für das endgültige Pumpwerk begonnen wurde. Dies hatte den Vorteil, daß der Grundwasserstand, der ursprünglich 1 m unter Gelände stand, bis auf 4,5 m abgesunken war. Bis zu dieser Tiefe konnte also die Baugrube im Trockenen ausgehoben werden. Zur Sicherung des weiteren Aushubes wurde dann, ähnlich wie im Falle Karnap, eine Larssenspundwand Profil Nr. 2 geschlagen. Eine weitere böschungsmäßige Anlage der Baugrube verbot sich auch durch

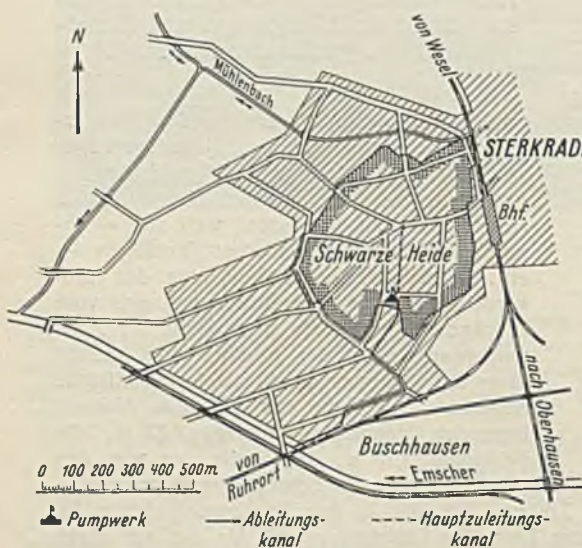


Abb. 16. Übersichtslageplan.

gehende Bergbau veränderte durch seine Folgeerscheinungen die Höhenlage des Gebiets so ungünstig, daß eine Kanalisation unmöglich war. Bei den geringsten Regenfällen stand das Wasser in

bei einer Temperatur von etwa $+5^\circ$ hergestellt und die normenmäßige Zeit von 7 oder 28 Tagen bei dieser Temperatur gelagert hatten, bedeutend zurückblieben gegenüber den bei höheren Temperaturen hergestellten und gelagerten Probekörpern. Die Spundwand war so angelegt, daß sie gewissermaßen die Außenschalung für das Betonbauwerk bildete. Nachdem ein Ausgleichbeton mit Putz auf die Sohle gebracht worden war, wurden die Innenseiten der Spundwand mit einem Drahtgeflecht versehen und ebenfalls glatt geputzt. Auf diese glatten Flächen wurde eine aus drei Schichten bestehende Dichtung aufgeklebt und diese wiederum durch einen Putz vor Beschädigung beim Flechten der Eisen geschützt. Dann wurde die Sohle betoniert und nach Erhärten dieser die mittlere Versteifung der Spundwand herausgenommen. Es blieb nur noch die besonders verstärkte Versteifung am Kopfe der Spund-

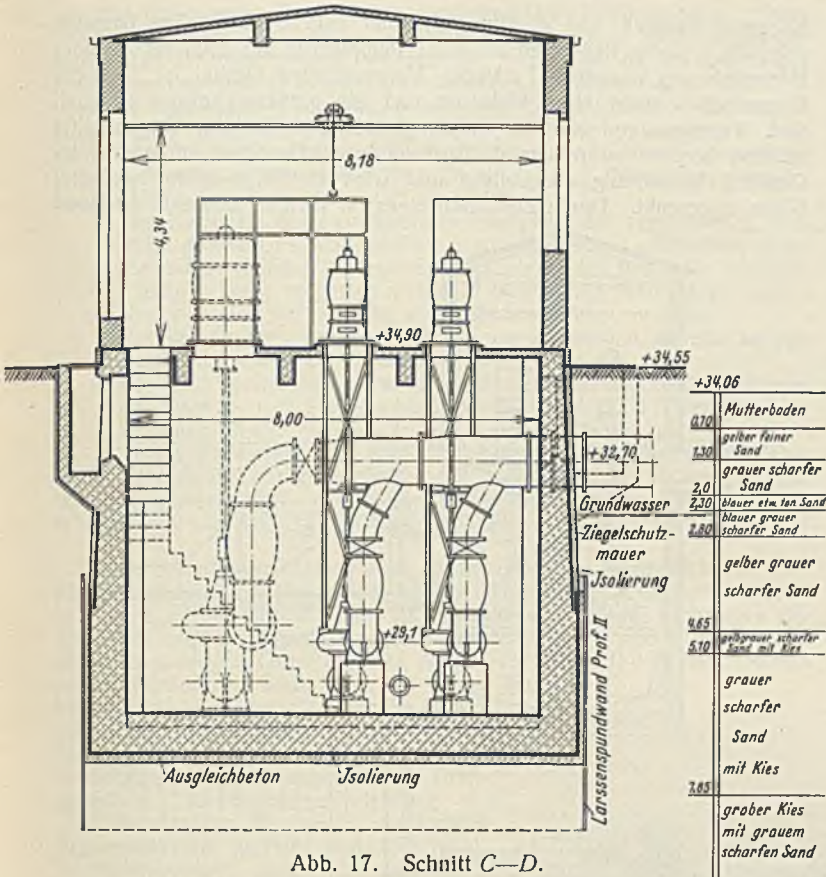


Abb. 17. Schnitt C—D.

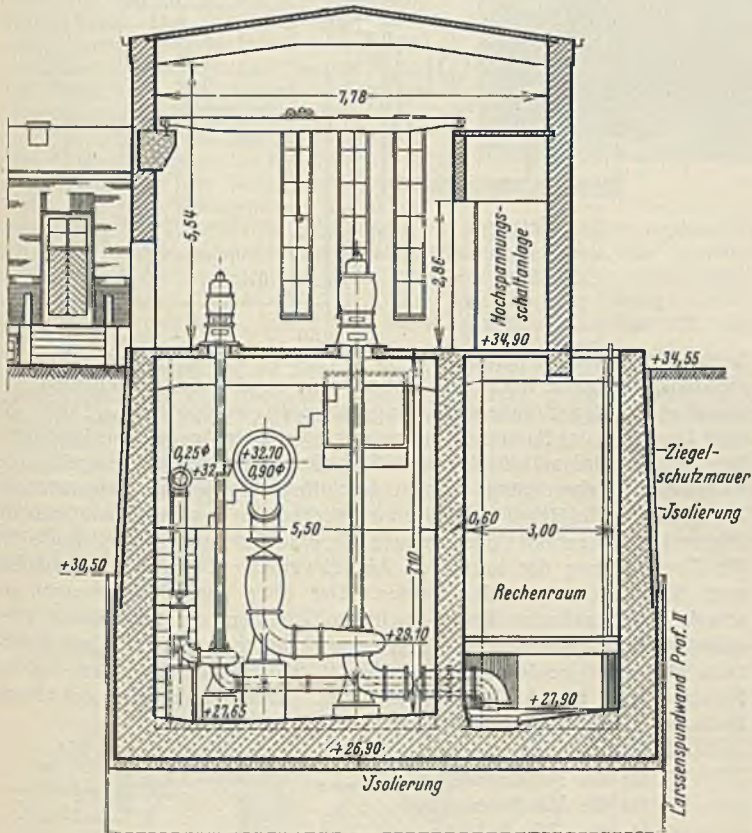


Abb. 18. Schnitt A—B.

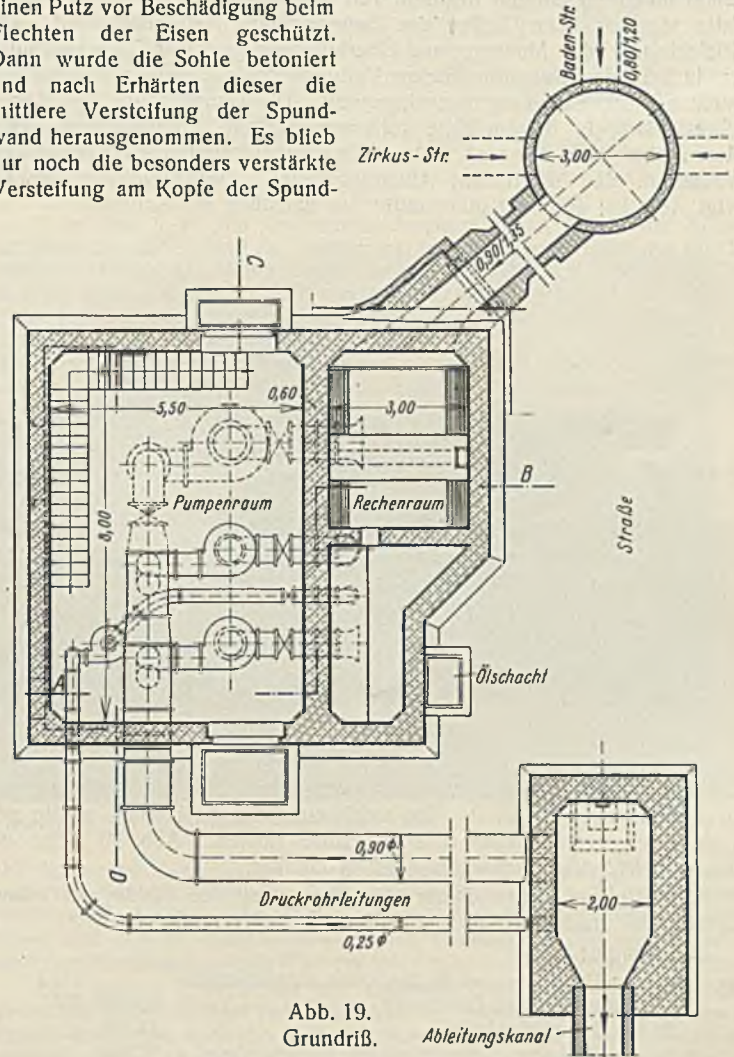


Abb. 19. Grundriß.

wand bestehen. Die Wände wurden dann in fortlaufender Gießarbeit bis Unterkante der Versteifung fertiggestellt. Nach Erhärtung dieses Bauteils konnten die Steifen entfernt und die weitere Schalung gesetzt werden. In einem ununterbrochenen Guß wurde schließlich das Bauwerk bis Geländehöhe fertiggestellt. Die Umfassungswände haben also nur eine Gießfuge, die noch unter Spundwandoberkante liegt. Der Anschluß des frischen Betons an den alten geschah in bekannter Weise; Undichtigkeiten sind nicht aufgetreten.

Die Einzelheiten gehen aus Abb. 17 bis 19 hervor. Als Abänderung gegenüber der Bauart Karnap ist bemerkenswert, daß ein Teil des Pumpensumpfes durch die Maschinenhalle überbaut ist. Der außerhalb der Umfassungswände an der Straße gelegene Teil des Pumpensumpfes ist geruchsicher überdeckt. Nach Fertigstellung des Bauwerks und Montage der Pumpen wurde zwischen dem behelfsmäßigen und dem neuen Pumpwerk eine Verbindung durch ein Kanalprofil hergestellt.

Die Pumpen sind auch hier wie beim Pumpwerk Karnap tief gelagert und werden unmittelbar mit stehenden Drehstrommotoren gekuppelt durch lotrechte Zwischenwellen angetrieben. Es sind stehende Niederdruckkreispumpen mit gußeisernem Gehäuse und Laufrädern aus Bronze. Eisenkonstruktionsrahmen stützen Pumpe und Motor gegeneinander ab und tragen die Zwischenlager der Wellen. Die Inbetriebsetzung geschieht selbsttätig durch Schwimmer. Pumpen und Motoren wurden auch hier von den Maffel-Schwartzkopff-Werken geliefert.

Die umstehende Zusammenstellung bringt einen Überblick über die eingebauten Maschinen. — Zur Zeit leistet also das Pumpwerk $1,1 \text{ m}^3/\text{sek}$, im Endausbau $2,1 \text{ m}^3/\text{sek}$. Die beiden in die Maschinenhalle eingebauten Transformatorräume sind von außen zugänglich und besitzen Ölschächte. Der mit 5000 V ankommende Strom wird durch Transformatoren auf die Betriebsspannung von 380 V umgespannt.

die Nähe der Häuser. In Höhe der Gründungssohle stand scharfer, festgelagerter Kies an, wie das Bohrprofil bei Abb. 17 zeigt. Die Trockenhaltung der Baugrube geschah durch einen in einer seitlichen Aussparung der Spundwand angelegten Pumpensumpf. Zur Trockenlegung der Sohle wurde eine Anzahl von Dränen, in Kies eingepackt, zum Pumpensumpf geführt. Damit sie beim Betonieren nicht verschlammten, wurden sie mit Dachpappe abgedeckt. Im übrigen geschah die Bauausführung genau so wie beim Pumpwerk Karnap. Auch hier wurde der Lieferkies durch Zusatz grober Bestandteile so aufgebessert, daß er in seiner Zusammensetzung etwa der Herrmann-Kurve entsprach. Die Biegedruckversuche ergaben dann auch ähnliche gute Ergebnisse wie in Karnap. Von Interesse ist vielleicht, daß die Festigkeiten derjenigen Probekörper, die

Nr.	Leistung sek/l	Förderhöhe m	Motorstärke PS	Wellenlänge	Bemerkung
1	100	4,5	10	5,5	} 380 V Erweiterung
2	500	4,0	40	5,0	
3	500	4,0	40	5,0	
4	1000	—	—	—	

Die Mauerrohre, d. h. der in der Zwischenwand zwischen Pumpensumpf und Pumpenraum liegende Teil der Saugrohre, wurden in diesem Falle sämtlich beim Gießen der Zwischenwand fest einbetoniert. Zur Erleichterung der Montage und Überbrückung geringer Zwischenräume wurde bei jedem Saugrohr an einer Verbindungsstelle eine Gummidichtung durch Flanschverbindung fest eingepreßt. Die Durchführung der Mauerrohre gelang in diesem Falle vollkommen dicht. Zwei schmiedeiserne Muffenrohre von 250 und 900 mm Durchm. fördern das hochgepumpte Wasser in den städtischen Ableitungskanal. Das Einleitungsbauwerk zeigt Abb. 19; es bildet gleichzeitig das Endstück des Kanals.

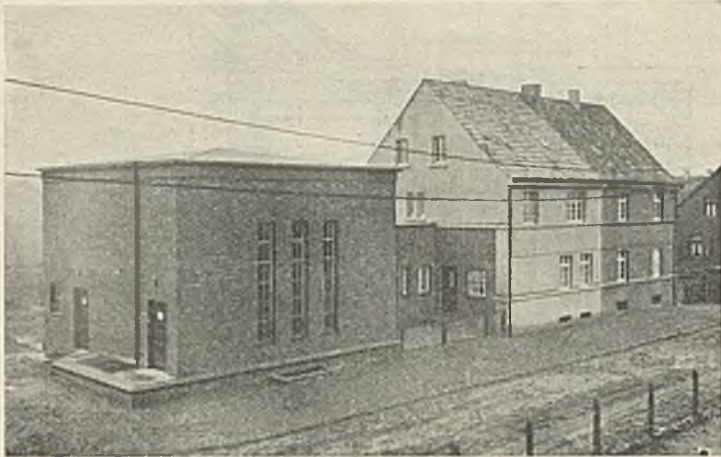


Abb. 20. Ansicht des Pumpwerks Sterkrade von Norden.

Zugleich mit dem Pumpwerk wurde auch hier ein Wohnhaus mit zwei Wohnungen errichtet. Die architektonische Ausbildung mußte sich nach einem vorhandenen älteren Hause richten. Abb. 20 zeigt die Vorderansicht des Pumpwerks nebst Wohnhaus.

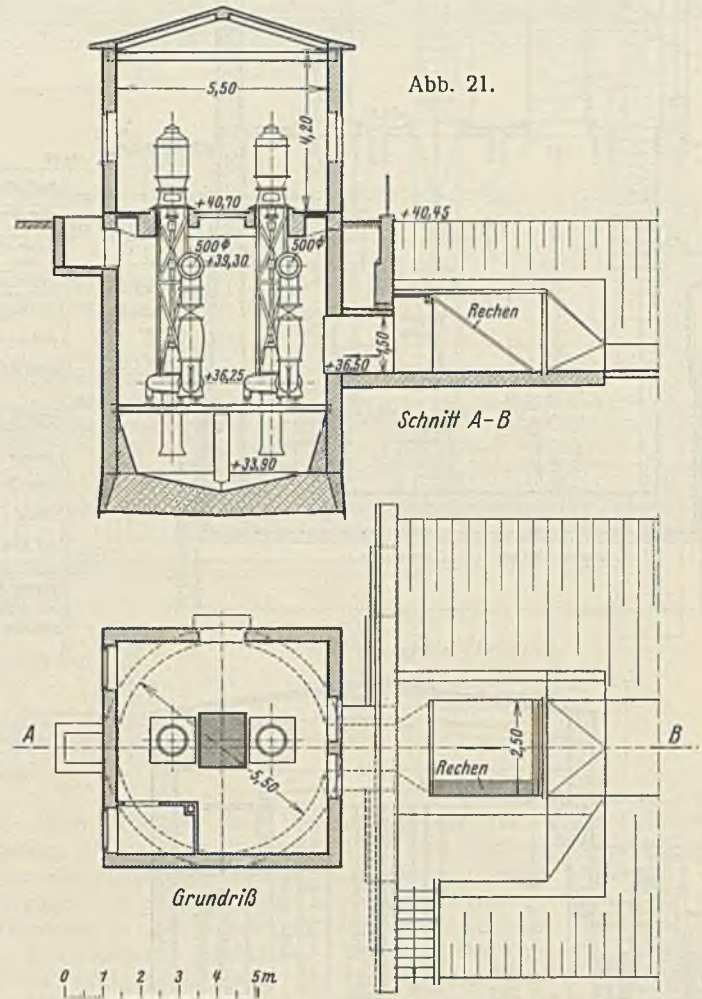
Die Tiefbauarbeiten führte die Firma Gottfried Hallinger, Gelsenkirchen, die Hochbauarbeiten die Firma Buß, Sterkrade, aus.

Es kostete:

- | | |
|--|--------------------|
| 1. der Pumpen- und Rechenraum einschließlich
Gründung und Isolierung | 66 000 RM |
| 2. die Maschinenhalle | 15 000 „ |
| 3. das Wohnhaus einschließlich Zwischenbau | 25 000 „ |
| 4. die maschinelle Anlage einschließlich Strom-
zuführung und einschließlich Druckrohre | 59 000 „ |
| | <u>165 000 RM.</u> |

Nicht immer ist es erforderlich, Pumpwerke für große sekundliche Leistungen vorzusehen, wie die beiden vorstehend beschriebenen. Nach Möglichkeit wird versucht, vor den Pumpwerken Aufstaumöglichkeiten zu schaffen, um die Spitze des Zuflusses aufzunehmen. Liegt das Pumpwerk im bebauten Stadtgebiet, wie z. B. in Sterkrade, verbietet sich die Anlage eines Staubeckens ganz von selbst; ebenso wenn die Zuflüsse zum Pumpwerk tief unter der Erdoberfläche ankommen, das Rückhaltebecken also außerordentlich tief eingeschnitten sein müßte. Günstiger liegen die Verhältnisse, wenn der Zufluß zum Pumpwerk in einem offenen Graben stattfindet. Hier kann sehr oft bis zu einem gewissen Grade ein Aufstau zugelassen und die Höchstleistung der Pumpen entsprechend verringert werden. Ein Beispiel hierfür zeigt Abb. 21. Es handelt sich hier um ein Pumpwerk von 50 l/sek Trockenwetter und 1300 l/sek höchstem Zufluß. Durch Ausnutzung der Aufstaumöglichkeit im offenen Zuleitungskanal kann die Höchstpumpenleistung auf 700 l/sek, also fast auf die Hälfte des Höchstzuflusses herabgedrückt werden. Bei Berechnung dieses

ist ein Sturzregen von 20 Minuten Dauer angenommen. Das Bauwerk zeigt die typische Regelform kleinerer Pumpwerke der E.G. bis zu einer Höchstleistung von etwa 1 m³/sek. Voraussetzung hierbei ist, daß der Normalzufluß nicht allzu klein ist und ein größerer Aufstau eintreten darf. Pumpensumpf und Pumpenraum bilden eine Einheit. Vorgesaltet ist eine bequem zu reinigende Rechenanlage. Der Pumpenraum ist im Grundriß kreisförmig ausgebildet und wird als Brunnen in bekannter Weise abgesenkt. Durch Einspülen eines im vorigen Abschnitt beschrie-



benen Sicherheitspumpensumpfes in der Mitte des Brunnens gelingt es meistens, die Sohle trocken zu bekommen, so daß der Sohlenbeton einwandfrei an den Brunnenkranz angeschlossen werden kann. Durch die tiefe Lagerung der Pumpe erübrigen sich besondere Ansaugvorrichtungen. Der Betrieb wird selbsttätig durch Schwimmerübertragung geregelt. Die einzelnen Betriebsvorgänge werden durch Registrierapparate aufgezeichnet. Der Brunnen wird durch eine Eisenbetondecke von quadratischem Grundriß überdeckt; sie enthält Aussparungen für eine Montageöffnung, sowie für die Durchführung der lotrechten Antriebswellen. Der Antrieb geschieht auch hier durch stehende Motoren. Der über dem Pumpensumpf geschaffene quadratische Raum reicht vollkommen zur Aufstellung aller erforderlichen Apparate aus; wenn nötig, kann noch ein Transformatorraum eingebaut werden. Das in Abb. 21 dargestellte Pumpwerk soll im Frühjahr 1930 zur Ausführung kommen. Die Kosten sind auf Grund ähnlicher Ausführungen berechnet. Sie betragen:

- | | |
|--|-------------------|
| 1. für den Pumpenbrunnen einschl. Rechenanlage | 18 000 RM |
| 2. für das Maschinenhaus | 5 000 „ |
| 3. für die Maschinenanlage | 43 500 „ |
| 4. für eine 120 m lange, aus zwei Rohren von
je 500 mm Durchm. bestehende Druckrohr-
leitung einschl. Verlegen | 15 500 „ |
| | <u>82 000 RM.</u> |

Vermischtes.

Technische Hochschule Berlin. Der Privatdozent in der Fakultät für Bauwesen Dr.-Ing. Georg Müller ist zum nichtbeamteten a. o. Professor ernannt worden.

Ehrung. Unser geschätzter Mitarbeiter Herr Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden, Dezerent für den Straßenbau des Freistaates Sachsen, ist von der American Association of Road Builders in Washington zu ihrem Honorary Representative ernannt worden.

Preußischer Ministerial-Erlass betr. Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine aus Mauerwerk und Eisenbeton. (Vom 26. März 1930).

Der Deutsche Normenausschuß hat im Benehmen mit Wissenschaft, Industrie und Behörden neue Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine (DIN 1056) nebst Ausführungsbestimmungen (DIN 1058) aufgestellt. Unter Aufhebung aller bisher für die Berechnung von Schornsteinen ergangenen Anweisungen bestimmen

wir, daß diese neuen Berechnungsgrundlagen (DIN 1056) bei der Prüfung von Baugesuchen allgemeiner Art sowie von Gesuchen auf Erteilung der besonderen Genehmigungen, welcher die in den §§ 16, 24 und 25 der Reichsgewerbeordnung bezeichneten Anlagen bedürfen, ab 1. Mai d. J. in jedem Falle anzuwenden sind, ferner daß bei der Abnahme der danach ausgeführten Anlagen die Erfüllung der Ausführungsbestimmungen nach DIN 1058 unter Berücksichtigung der nachstehend zu § 5 a. a. O. gemachten Einschränkungen nachzuprüfen ist. Dabei ist der Beachtung folgender Punkte besondere Aufmerksamkeit zu widmen:

1. Der Nachweis der ausreichenden Festigkeit der verwendeten Baustoffe gemäß DIN 1056 §§ 3 bis 5 ist als erbracht anzusehen, wenn die entsprechenden Zeugnisse vom Lieferer der Baustoffe in glaubwürdiger Form vorgelegt werden. Besonderer Wert ist auf diesen Nachweis bei Verwendung von Kalksandsteinen zu legen.
2. Kalksandsteine sollten nicht verwendet werden, wo eine baldige Zerstörung durch die Rauchgase zu erwarten ist.
3. Die durch Fuchsöffnungen u. dgl. bedingten Querschnittschwächungen des Sockels und Schaftes sind gemäß DIN 1056 § 9 besonders zu berücksichtigen.

In den DIN-Blättern sind nur die Berechnungsgrundlagen, nicht aber die Berechnungsart geregelt worden. Es muß daher den Bauherren bzw. Bauunternehmern überlassen bleiben, eine den anerkannten Regeln der Wissenschaft und Technik entsprechende Berechnungsart zu wählen.

Eine Absetzeinrichtung zum Einbringen von Tonschichten. Der Absetzer, der bei der Bauarbeitsgemeinschaft Staubecken Ottmachau (O. S.) in Betrieb, von der Fried. Krupp AG. gebaut ist und zum Einbringen der Tonabdichtung des Staudammes auf der Wasserseite dient, wird durch einen 45 m langen Gitterträger (s. Abb.) gebildet, auf dem ein 750 mm breites Förderband läuft. Auf der einen Seite (rechts im Bilde) stützt sich der Gitterträger auf ein zweiachsiges, angetriebenes Laufgestell, auf der anderen Seite auf ein vierachsiges, ebenfalls angetriebenes Drehgestell mit Drehscheibeneinrichtung ab. Zum Beladen des Bandes ist ein kleines Becherwerk mit Bechern von 75 l Inhalt im Maschinenhaus (links) eingebaut, das durch eine Winde gehoben und gesenkt werden kann. Der Ton wird vom Förderbande durch einen von Hand verstell- und verfahrbaren Abstreifer nach beiden Seiten des Bandes in eine Aufgabeschurre gegeben (rechts im Bilde), die an dem Untergurt des Trägers läuft und gleichzeitig mit dem Abstreifer durch eine Handwinde verstellbar ist. An der Aufgabeschurre befinden sich zwei Schüttrinnen, die nebeneinander in der Fahrtrichtung des Gerüsts liegen (im Bilde waagrecht unter der Aufgabeschurre), durch Handwinden gehoben oder gesenkt werden und durch Umsetzen auch nach der entgegengesetzten Seite arbeiten können. Damit an allen Stellen des vorgeschriebenen Profils geschüttet werden kann, lassen sich die Rinnen durch Anschrauben oder Abnehmen der einzelnen Teile verlängern oder verkürzen.

Der Gitterträger ist an beiden Enden gelenkig gelagert, damit die ganze Einrichtung sich unebenem Gelände anpassen und unter Steigungen bis 16° arbeiten kann. Zwecks Beförderung des Absetzers auf nur einem Gleisstrang wird der Gitterträger auf der Drehscheibe des einen Fahrwerkes um 90° geschwenkt. Zum Zubringen des Tones an das Becherwerk dienen Kippwagen, die in einen vom Absetzer selbst hergestellten Graben entleeren. Für den Antrieb der Anlage sind vorhanden: ein Motor am Becherwerk von 24 kW, ein Motor am Förderband von 31,5 kW und zwei Fahrmotoren von 7 und 15 kW. — g.

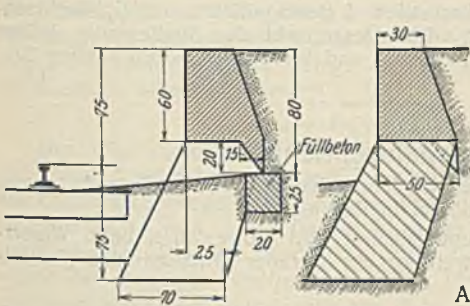


Abb. 1.

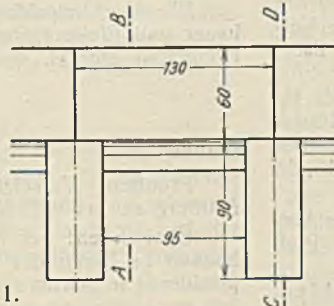


Abb. 2.

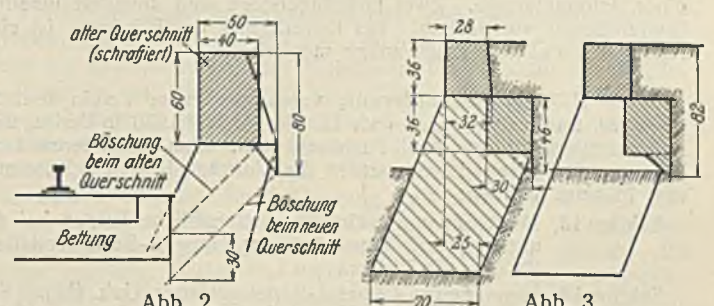


Abb. 3.

Über Rampen- und Bahnsteigmauern.¹⁾ Bahnsteigmauern auf Einzelpfeilern enthalten auch nach der verbesserten Anordnung der Abb. 1 nur 0,4 m³ unbewehrten Beton f. 1 lfd. m, lassen sich daher für 9 bis 10 RM f. 1 lfd. m herstellen und sind sonach ungewöhnlich billig. Es empfiehlt sich, solche Konstruktionen nicht von vornherein zu verwerfen, sondern durch Verbesserungen ihre Brauchbarkeit, soweit nötig, zu erhöhen.

¹⁾ Vgl. den gleichnamigen Aufsatz des Verfassers in Bautechn. 1928, Heft 48, S. 710.

Um das von Reichsbahnoberrat Honemann bei ähnlichen Konstruktionen beobachtete Durchrutschen der Hinterfüllung zu verhüten²⁾, schlage ich folgende Maßnahmen vor.

1. Zur Hinterfüllung verwende man nicht losen Sand oder Kies, sondern Bodenarten mit einer größeren Kohäsion, z. B. die beim Reinigen der Steinschlagbettung gewonnenen Rückstände.

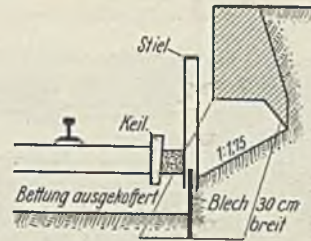


Abb. 4.



Abb. 5.

2. In Abb. 1 ist der Querschnitt insofern gegen Abb. 4 auf S. 711 der Bautechn. 1928, Heft 48, verbessert, als der Querschnitt des durchgehenden Teiles der Mauer unten um 10 cm verbreitert und außerdem noch mit einer dreieckigen Nase versehen ist. Eine statische Untersuchung ergab hinreichende Standfestigkeit gegen Erddruck. Bei Erneuerung der Gleisbettung wird man, da die Auskoffertung nur wenige Stunden dauert, die Ausschachtung bei geeignetem Füllstoff mit fast senkrechten Wänden ausführen können. Es sei aber zur Sicherheit angenommen, daß sich dabei eine Böschung 1:1 einstellen wird. Dann rückt gemäß Abb. 2



Absetzer beim Einbringen einer Tonschicht.

bei der neuen Konstruktion die Böschungfläche um 30 cm weiter nach unten als bei der früheren. Zur weiteren Sicherung kann man gemäß Abb. 1 unter der Nase den Boden einen Spatenstich breit und tief ausheben und den so entstehenden kleinen Graben mit den vorgenannten Bettungsrückständen oder mit einem ganz mageren Füllbeton ausfüllen.

Eine andere Konstruktion mit Auflösung des oberen durchgehenden Teiles der Mauer in zwei Teile zeigt Abb. 3. Konstruktionen nach diesem Prinzip kann man auch bei Rampenmauern anwenden. Diese Bauart ist sparsam, weil auch der auf dem unteren Teil der Mauer lagernde Boden dem waagerechten Erddruck entgegenwirkt und dadurch an Mauerwerk gespart wird.

3. Falls bei Bettungserneuerung ein Nachstürzen der Hinterfüllung zu befürchten ist, kann eine Absteifung der Hinterfüllung mit einfachen Mitteln ausgeführt werden. Nach Abb. 4 kommt z. B. in Frage, nach dem Vorbilde des Spatens ausgebildete, unten angeschärfte Bleche mit

Stiel durch einige Hammerschläge auf den Stiel in den Boden einzutreiben und sie gegen die Bahnschwellen abzustützen.

4. Bei Abb. 5, die eine niedrige Bahnsteigmauer darstellt, wird das Durchrutschen des Bodens durch eine in der Werkstatt plattgedrückte alte eiserne Bahnschwelle verhindert, die hochkant hinter die Pfeiler gestellt ist. Dieses Mittel kann auch bei höheren Mauern angewendet werden. Salzwedel. Fahrl, Reichsbahnrat.

²⁾ Vgl. Über Rampen- und Bahnsteigmauern, Bautechn. 1929, Heft 47, S. 729.



Abb. 1.

Bau einer Hängebrücke in Argentinien. In Eng. News-Rec. vom 5. Dezember 1929 wird über eine bemerkenswerte Hängebrücke in Argentinien berichtet, die die Verbindung zwischen Necochea und Loberia (Buenos Aires) über den Rio Quiquen Grande herstellt.

Die Brücke besteht aus einem über drei Öffnungen von 60, 150 und 60 m durchlaufenden, vollwandigen Versteifungsträger, der an Kabeln aufgehängt ist und auf einem der Mittelpfeiler sein festes Lager hat. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, sind die vollwandigen Kabeltürme oben durch einen Windverband rahmenartig zusammengeschlossen. Die Versteifungs-



Abb. 2.

träger sind, wie Abb. 2 zeigt, durch die Fußenden der Türme hindurchgeführt. Die gleiche Abbildung veranschaulicht ferner die Montage einer Seitenöffnung auf besonderen Hilfsstützen. Die Türme und der Mittelteil des Versteifungsbalkens wurden aus einzelnen etwa 16 t schweren Vollwandstücken zusammengefügt, die vom Schiff mittels Förderkabel an ihren Bestimmungsort gefördert wurden.¹⁾ Der Versteifungsträger ist im Mittel 2,50 m, über den Stützen 3,75 m hoch und besteht aus zwei, innen und außen durch Rippen versteiften Stehblechen und einer Kopfplatte. Die Enden sind gegen negative Auflagerkräfte gesichert.

Die Tragkabel bestehen aus 16 Strähnen mit je 169 Stahldrähten von 4,4 mm Durchm., die in sieben konzentrischen Lagen um die Strähnenachse gewunden sind.

Die Tragkabelachsen liegen 8,80 m voneinander entfernt. Die für den Straßenverkehr bestimmte Brücke besitzt eine Holzpflasterung auf einer Betonunterlage. Zwei Fußgängerstege sind zunächst innerhalb der Binderebenen vorgesehen. Bei Erweiterung der Fahrbahn ist eine Verlegung der Fußwege nach außen möglich. Zs.

Die II. Weltkraftkonferenz, veranstaltet vom Verein deutscher Ingenieure, findet in der Zeit vom 15. bis 25. Juni 1930 in Berlin, und zwar fast durchweg in den Kroll-Festsälen statt. Von besonderem fachlichen Interesse für unsere Leser werden die Vorträge in den Sektionen 13, 14 und 15 sein, nämlich:

Sektion 13, Methodik und technisch-wirtschaftliche Fragen bei der Ausnutzung von Wasserkraften; General-Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. D. Thoma,

Sektion 14, Staumauern; General-Berichterstatter Geh. Baurat Soldan,

Sektion 15, Wirtschaftliche Fragen der Großkraftspeicherung; General-Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. R. Haas.

Am 26. Juni beginnen die offiziellen Kongreßreisen.

Jahresbericht 1929 der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China).²⁾ Der vorliegende Bericht der bekanntlich als „Technische Fakultät“ der Staatlichen Tung-chi-Universität von der chinesischen

¹⁾ Für die Turmmontage dienten ferner noch auf den Pfeilern aufgestellte Richtbäume, wie aus Abb. 3 ersichtlich ist.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 44, S. 699.

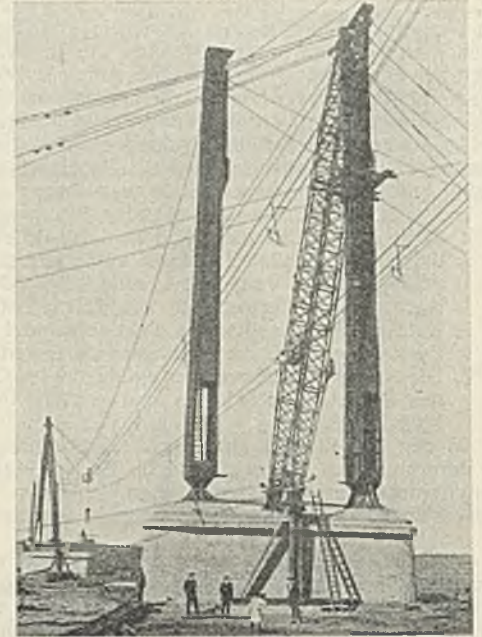


Abb. 3.

Regierung unterhaltenen Technischen Hochschule umfaßt die Zeit vom 1. Januar bis 31. Dezember 1929. Die Technische Hochschule setzt ein Studium von zehn Semestern voraus und untersteht dem chinesischen Direktor der Universität (zur Zeit Prof. Dipl.-Ing. Schuhua Hu), der in Unterrichtsangelegenheiten von einem deutschen Dekan (im Berichtsjahre Prof. Dipl.-Ing. G. Slotnarin) unterstützt wird; auch die Fachdozenten sind Deutsche, die Vortragsprache ist deutsch. Der Anstalt ist eine Mittelschule mit sechsjährigem Lehrplan, der dem einer deutschen Oberrealschule folgt, und mit deutschem Schulleiter angegliedert.

Übrigens hat der chinesische Direktor seine Diplomprüfung an der Technischen Hochschule Berlin abgelegt; er ist zugleich Direktor des Staatlichen Stahlwerks Schanghai und wird deshalb von einem ständigen Generalsekretär, Dipl.-Ing. Beue Tann, unterstützt, der an der Technischen Hochschule Dresden studiert hat und darauf in der deutschen elektrotechnischen Industrie tätig war.

Prof. Dr.-Ing. Berrer, der 6 Jahre lang den Lehrstuhl für Baustatik und Eisenbetonbau inne hatte, ist inzwischen (April 1930) ausgeschieden, um eine Professur an der Technischen Hochschule Breslau zu übernehmen.

Das Berichtsjahr ist ruhig verlaufen. Größere Aufwendungen sind für Erweiterungsbauten der Lehrgebäude (Neubau für die Abteilung für chemische Materialprüfung, Erweiterungsbau für das elektrotechnische Laboratorium) gemacht worden. Leider konnte der geplante Neubau einer Mittelschule und eines Alumnates für 300 Schüler wegen Mangels an Mitteln nicht verwirklicht werden. Von den zahlreichen namhaften deutschen Besuchern der Anstalt hielten dort u. a. Generalsekretär Dr. Linde, Prof. Schlesinger und Prof. Franzius beachtenswerte Vorträge technischen Inhalts.

Die Technische Hochschule Dresden hat sich nunmehr den übrigen deutschen Hochschulen darin angeschlossen, daß den Absolventen der Technischen Hochschule Woosung, die die deutsche Diplomprüfung ablegen oder zum Doktor-Ingenieur promoviert werden wollen, die Ablegung der Diplom-Vorprüfung erlassen worden ist.

Die Abschlußprüfung bestanden 4 Bauingenieure und 6 Maschinenbauer und Elektrotechniker. Die Gesamtzahl der Studierenden beider Fakultäten einschl. der Mittelschule und Werkmeisterschule betrug 621. Ls.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Rutz von Marburg an das Polizeipräsidium in Berlin.

Überwiesen: der Regierungsbaurat (W.) Mösenthin beim Wasserbauamt in Berlin der Verwaltung der Berliner Wasserstraßen (Polizeipräsidium) in Berlin.

INHALT: Die erste geschweißte Eisenbahnbrücke für Vollbahnbetrieb. — Die Bodenseefähre Konstanz — Meersburg. (Fortsetzung.) — Neue Abwasserpumpwerke der Emschergenossenschaft. (Schluß.) — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Ehrung. — Preußischer Ministerial-Erlaß betr. Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine aus Mauerwerk und Eisenbeton. — Absetzrichtung zum Einbringen von Tonschichten. — Über Rumpen- und Bahnstielmauern. — Bau einer Hängebrücke in Argentinien. — II. Weltkraftkonferenz in Berlin. — Jahresbericht 1929 der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China). — Personalnachrichten.