

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau der Wirtschaftsbrücke über die Westoder bei Gartz.

Von Dipl.-Ing. Bruno Müller, z. Zt. Dortmund.

Nach Stettin führen vom Binnenlande her zwei Wasserstraßen: einmal die Oder, die sich im Unterlaufe in die West- und Ostoder teilt, und dann der Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin, der in die Westoder ausläuft. Diese ist unter normalen Wasserverhältnissen gegen die zur Stromoder ausgebaute Ostoder abgeriegelt und weist dann keine Strömung auf. Bei höheren Wasserständen jedoch wird zur Entlastung der Ostoder das in der Nähe der Stadt Fiddichow gelegene Marienhofer Wehr geöffnet, und ein Teil des Hochwassers gelangt durch die Westoder zum Abfluß.

Westoder beseitigt werden. Ferner versprachen sich die beteiligten Besitzer durch den Bau einer bequemen Wegeverbindung zwischen ihren Wiesengrundstücken und ihren Wirtschaftshöfen eine bedeutend intensivere Nutzung ihrer Grünlandflächen. Der Plan eines Brückenbaues mußte jedoch aus manchen Gründen zunächst zurückgestellt werden. Erst in den Jahren 1924/25 wurde er mit Nachdruck wieder aufgegriffen und von dem mit dieser Aufgabe betrauten Magistrat der Stadt Gartz (Oder) durchgeführt.

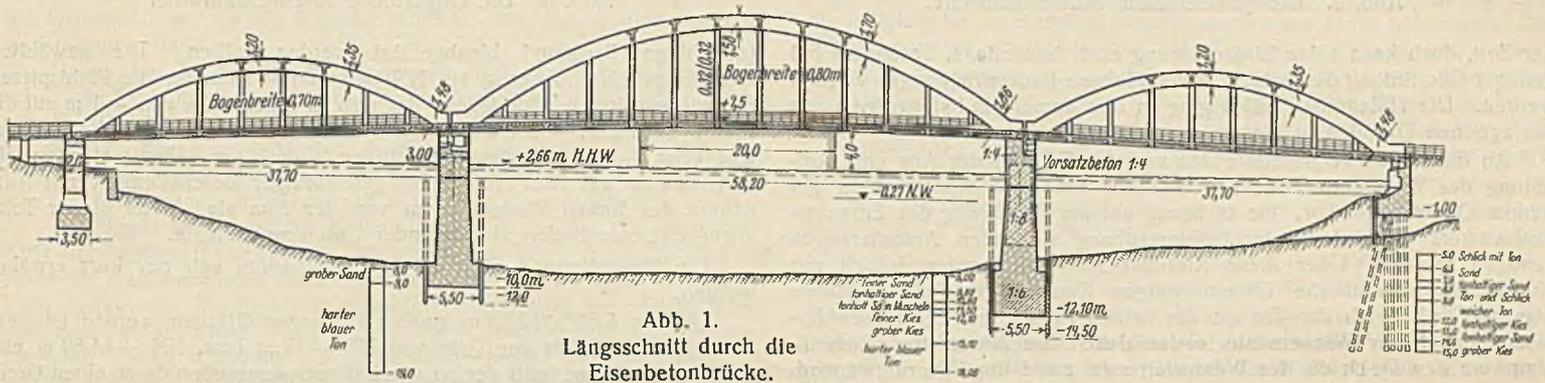


Abb. 1. Längsschnitt durch die Eisenbetonbrücke.

Zwischen der Ost- und Westoder erstrecken sich ausgedehnte, von zahlreichen Wasseradern durchschnittene Grünlandflächen, die durch Deichanlagen umschlossen sind und Polder genannt werden. In landwirtschaftlicher Beziehung dienen die Polder fast ausschließlich der Heugewinnung.

Am westlichen Ufer der Westoder, etwa 25 km oberhalb Stettin, liegt die Kleinstadt Gartz. Ihr gegenüber dehnt sich der sogenannte Polder 11 aus, dessen Wiesenflächen in einer Größe von rd. 1500 ha Einwohnern von Gartz bzw. der Stadt selber gehören.

Die Abfuhr des von diesen Flächen geernteten Heues geschah früher auf dem Wasserwege. Es wurde auf Kähne geladen und dann auf den vielen vorhandenen kleinen Wasserläufen bis an Ladestellen am Westufer der Westoder gefahren. Von hier fand der Weitertransport auf Wagen statt. Mit der Durchführung der Oderregulierung wurde jedoch durch Deichanlagen die Mehrzahl der kleineren Wasserwege von der Westoder abgeschnitten, und zu dieser blieb nur der Wasserweg über einige wenige mit Schleusen versehene Wasseradern bestehen. Wegen der daraus sich ergebenden Transporterschwiernisse wurde von den Beteiligten beschlossen, im Polder 11 ein Wegenetz auszubauen und das Heu in Zukunft auf dem Landwege auf Wagen von der Gewinnungstelle bis an die Westoder zu fahren, auf der vorerst ein Fährbetrieb zum Übersetzen der Fuhrwerke eingerichtet werden sollte. Bald jedoch zeigten sich die Nachteile dieses Fährbetriebes, die besonders stark im Sommer und Herbst in Erscheinung traten, wo sich der Abtransport des gewonnenen Heues erfahrungsgemäß auf einige wenige Tage zusammendrängt.

Man plante deswegen schon vor dem Kriege den Bau einer Wirtschaftsbrücke. Durch diese sollte das lästige, zeitraubende Übersetzen der leeren und beladenen Fuhrwerke über die bei Gartz verhältnismäßig breite

Zur Ausführung gewählt wurde der Entwurf einer Eisenbetonbrücke mit drei Öffnungen, über die sich je ein Zweigelenkbogen mit Zugband spannt, aufgestellt von der Allgemeinen Bau-Aktiengesellschaft (Aba) in Berlin, die auch den Auftrag zur betriebsfertigen Herstellung der gesamten Brückenanlage erhielt (Abb. 1).

Für die Wahl der Brückenbaustelle war maßgebend, daß die Anfahrt von der Stadt auf die verhältnismäßig hoch zu liegende Brückenbahn

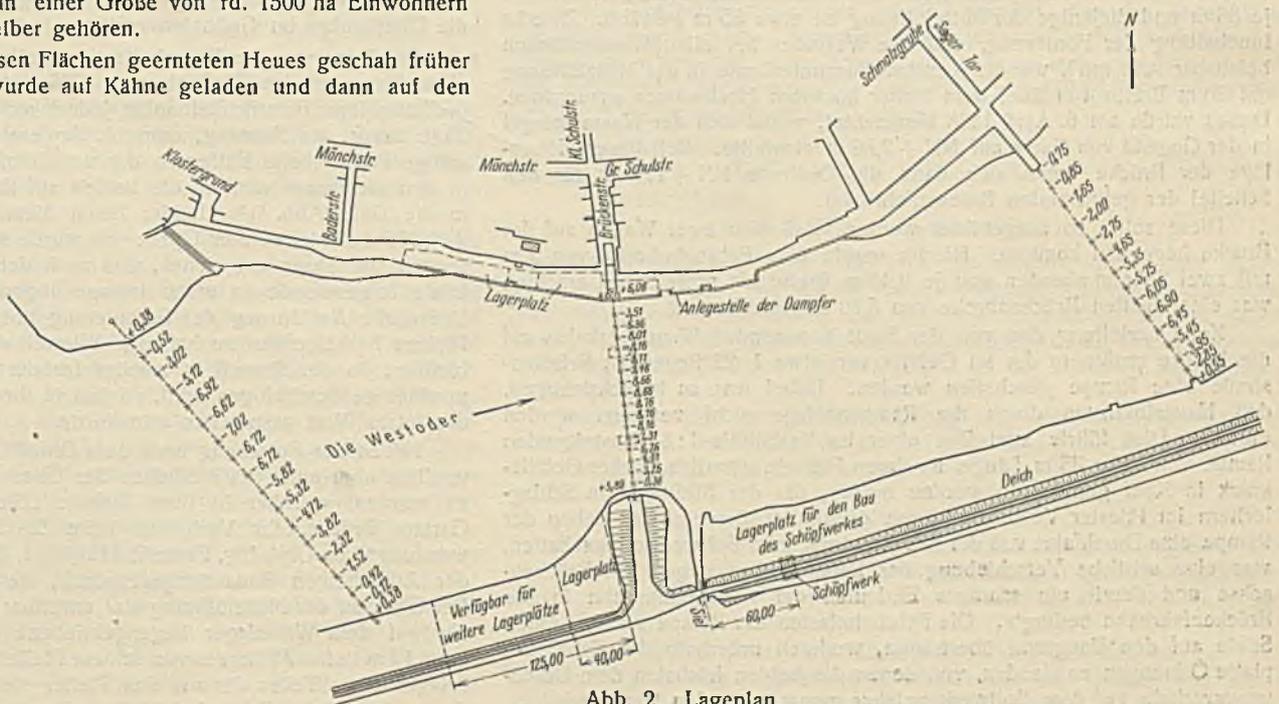


Abb. 2. Lageplan.

möglichst bequem geschaffen wird. Diese Forderung ließ sich bei den gegebenen begrenzten Möglichkeiten noch am besten erfüllen, indem die Brückenachse in die Richtung der Brückenstraße gelegt wurde (Abb. 2). An dieser Stelle, wo jetzt die Westoder bei einer Tiefe von durchschnittlich 8,50 m eine Breite von rd. 160 m aufweist, hatte bereits zur Zeit des Dreißigjährigen Krieges ein wichtiger Oderübergang bestanden in Gestalt einer bei Gartz beginnenden Holzbrücke mit anschließendem Damm durch den jetzigen Polder 11 (Abb. 3). Der Damm verschwand im Laufe

Gartz vor dem dreissigjährigen Kriege.



Abb. 3. Die geschichtliche Brückenbaustelle.

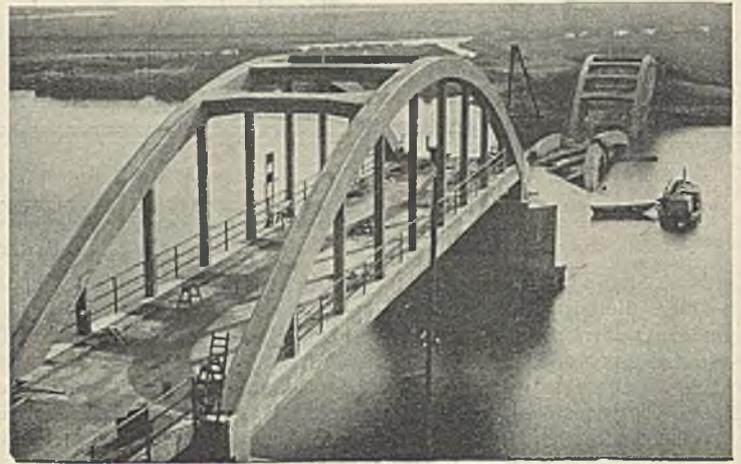


Abb. 4. Die eingestürzte Eisenbetonbrücke.

der Zeit, doch kann seine Linienführung noch heutzutage, besonders bei geringer Überflutung des Polders, durch kleinere Bodenerhöhungen verfolgt werden. Die Holzbrücke selbst ging in den damaligen Kriegswirren aus strategischen Gründen in Flammen auf.

An dieser Brückenbaustelle sah nun der Entwurf der ABA eine Aufteilung des Westoderprofils in drei durch die Brückenunterbauten getrennte Querschnitte vor, die in bezug auf die Abführung des Entwurfshochwassers allen damit in Zusammenhang stehenden Anforderungen genügen mußten. Über diese Abflußverhältnisse konnten jedoch nur eingehende hydraulische Untersuchungen Klarheit verschaffen. Diese ergaben, daß durch den Einbau der beiden Pfeiler und des Landwiderlagers auf der Wiesenseite sowie durch die Anschüttung der Anschlußrampe an den Deich das Westoderprofil zwar um 906 m² verringert wird, daß aber der durch diese Verkleinerung des Profils erzeugte Aufstau bei Entwurfshochwasser nur 1,1 cm beträgt und damit auf die Hochwasserabführung ohne Einfluß ist.

Für die Bemessung der Durchflußöffnungen waren mithin lediglich schiffahrttechnische Belange zu berücksichtigen. Der gesamte Berg- und Talverkehr sollte durch die Mittelöffnung geleitet werden, während für die Gartz anlaufenden Tourendampfer die Schaffung einer bequemen An- bzw. Abfahrt durch die stadtsseitige Öffnung anzustreben war. Dementsprechend wurde die lichte Weite der beiden Seitenöffnungen zu etwa je 36 m und diejenige der Mittelöffnung zu etwa 55 m gewählt. Zwecks Innehaltung der Forderung, daß die Westoder bei allen Wasserständen befahrbar sein muß, war die Konstruktionsunterkante in der Mittelöffnung auf 20 m Breite 4 m über dem bisher höchsten Hochwasser anzuordnen. Dieses wurde am 6. April 1888 beobachtet, wobei sich der Wasserspiegel in der Gegend von Gartz auf NN + 2,66 m einstellte. Bei dieser Höhenlage der Brücke ergab sich dann die Ordinate NN + 7,50 m für den Scheitel der gekrümmten Brückenfahrbahn.

Diese sollte so ausgebildet werden, daß sich zwei Wagen auf der Brücke begegnen konnten. Hierfür wurde eine Fahrbahnbreite von 5 m mit zwei Schrammborden von je 0,40 m Breite als ausreichend erachtet, was einer lichten Brückenbreite von 5,80 m gleichkommt.

Zur Überleitung des von der Stadt kommenden Wagenverkehrs auf die Brücke mußte in der im Gefälle von etwa 1:22 liegenden Brückenstraße eine Rampe geschaffen werden. Dabei war zu berücksichtigen, daß Hauseinfahrten durch die Rampenanlage nicht versperrt werden durften. Dies führte zum Bau einer im Verhältnis 1:33 ansteigenden Rampe von etwa 35 m Länge, an deren Fuß ein ziemlich starker Gefälleknick in Kauf genommen werden mußte, der der Bildung von Schlaglöchern im Pflaster Vorschub leisten dürfte. Außerdem war neben der Rampe eine Durchfahrt von der Brückenstraße zum Bollwerk offenzuhalten, was eine seitliche Verschiebung der Rampenachse gegen die Brückenachse und damit ein schräges Einlaufen der Rampenfahrbahn in die Brückenfahrbahn bedingte. Die Fahrbahnlasten der Rampe wurden durch Stiele auf den Baugrund übertragen, wodurch unterhalb der Fahrbahnplatte Öffnungen entstanden, von denen die beiden höchsten dem Durchgangsverkehr auf dem Bollwerk nutzbar gemacht werden konnten.

Auf der Wiesenseite vermittelte die schon vorher erwähnte Anschlußrampe an den Deich den Übergangsverkehr von den Wiesenwegen auf die Brücke. —

Die zur Festlegung der Gründungstiefe der Brückenunterbauten angestellten Baugrunduntersuchungen ergaben, daß die tragfähigen Bodenschichten auf der Stadtseite wesentlich höher lagen als auf der Polderseite. Dementsprechend wurde für das wiesenseitige Widerlager eine Gründung auf patentierten ABA-Betonpfählen vorgesehen, während die beiden Pfeiler und das stadtsseitige Widerlager unmittelbar bis auf den

tragfähigen Baugrund hinabgeführt werden sollten. Die gewählten Gründungstiefen in bezug auf NN betragen —15 m für die Pfahlspitzen des wiesenseitigen Widerlagers, das sich in einer Höhe von —1 m auf die Pfähle aufsetzte, —12,10 m beim rechten, —10 m beim linken Pfeiler und etwa —4,50 m beim stadtsseitigen Widerlager. Damit standen die Unterbauten auf Kies von meist grobkörniger Beschaffenheit mit Ausnahme des linken Pfeilers, dem von der ABA als „harter blauer Ton“ angesprochener Boden als tragender Untergrund diente.

Die Herstellung der Pfeiler und Überbauten soll nur kurz erwähnt werden.

Um die 5,50 × 13,20 m großen Pfeilergrundflächen wurden Larssenbohlen, Profil II, bis zur Tiefe von NN —12 m bzw. NN —14,50 m eingerammt und innerhalb der so geschaffenen Baugruben durch einen Greifbagger die oberen Bodenschichten bis zum tragfähigen Baugrunde entfernt. Unter Wasser folgte dann mittels eines fahrbaren Schütt-Trichters das Einbringen des Betons nicht nur der Fundamentsockel, sondern auch der aufgehenden Pfeilerschäfte bis etwa zur Wasserspiegelhöhe¹⁾. Die anschließende Ausführung der über Wasser liegenden Pfeilerteile erscheint als Betonierung im Trockenem nicht weiter bemerkenswert.

Bei den als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildeten Überbauten kam hochwertiger Zement und Rundeseisen aus St 48 für die rein auf Zug beanspruchten Bauglieder zur Verwendung, und in vier Monaten wurden die Überbauten im Gußbetonverfahren fertiggestellt.

Damit waren die Bauarbeiten so weit gediehen, daß die Brückeneinweihung auf den 26. September 1926 festgelegt werden konnte. Diese groß angelegte Feierlichkeit sollte jedoch nicht mehr stattfinden, denn acht Tage zuvor, am Sonntag, dem 19. September 1926, stürzte der wiesenseitige Pfeiler beim Entfernen der umschließenden eisernen Spundwände in sich zusammen und riß die beiden auf ihm ruhenden Überbauten mit in die Tiefe (Abb. 4)²⁾. Leider fielen diesem bedauerlichen Unfall auch drei Menschenleben zum Opfer. Es wurde sofort ein gerichtliches Untersuchungsverfahren eingeleitet, und nach dem Ausgange des erst um die letzte Jahreswende in erster Instanz abgeschlossenen Prozesses scheint fehlerhafte Ausführung der Betonierung unter Wasser das Versagen des Pfeilers herbeigeführt zu haben³⁾. Wieweit dies zutrifft, mag dahingestellt bleiben, da der Prozeß in zweiter Instanz nochmals Gericht und Sachverständige beschäftigen wird, so daß in dieser Angelegenheit noch nicht das letzte Wort gesprochen sein dürfte.

Neben der Forschung nach dem Grunde des Pfeilerzusammenbruches verdient aber auch das Verhalten der Überbauten beim Einsturz erwähnt zu werden, worüber in dem Aufsatz „Die Eisenbetonüberbauten der Gartzener Brücke, ihr Verhalten beim Einsturz und ihre weitere Verwendung“ von Dipl.-Ing. Franz R. Habicht, dem damaligen Obergeringieur der Allgemeinen Bauaktiengesellschaft, bereits berichtet worden ist⁴⁾. Der Überbau der Mittelöffnung war unrettbar zu Bruch gegangen, während der auf dem Widerlager liegende seitliche Überbau trotz des etwa 13 m tiefen Absturzes von seinem Pfeilerauflager außer dem Hindurchdringen eines Teiles der um den Pfeiler stehengebliebenen Spundbohlen durch das letzte Fahrbahnfeld keine weiteren Schäden erlitten haben sollte⁵⁾. Bei diesem Befunde wurde von der ABA mit der Möglichkeit

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 3; Nakonz, Unterwasserschüttbeton-Ferner Bautechn. 1930, Heft 8 u. 10; Trier, Die Verwendung von Unterwassergußbeton in Schweden.

²⁾ Bautechn. 1926, Heft 55, S. 846.

³⁾ Vgl. auch B. u. E. 1927, Heft 12, S. 223.

⁴⁾ B. u. E. 1927, Heft 1, S. 19.

⁵⁾ B. u. E. 1927, Heft 2, S. 37.

gerechnet, den Überbau zu heben und instandzusetzen, um ihn bei der Wiederherstellung der Brücke erneut verwenden zu können.

Am 22. September 1926 gab die Staatsanwaltschaft die Unglückstelle frei zwecks Inangriffnahme der Aufräumungsarbeiten. Nach den von dem zuständigen Wasserbauamt angestellten Erhebungen und Vorarbeiten wurde von einer Hebung des kleinen Überbaues im Sinne der Aba abgesehen und an verschiedene Firmen die Beseitigung der zwischen den Widerlagern in und über dem Flußbett liegenden Brückenteile in Auftrag gegeben. Der stehengebliebene stadtseitige Überbau wurde ausgeschwommen, wobei ein erster Versuch infolge Ausknickens einiger Stäbe des auf Kähnen montierten eisernen Transportgerüsts beim Anheben des Bogens mißlang⁶⁾. Dem mit technischen Verbesserungen durchgeführten zweiten Versuche blieb der Erfolg nicht versagt⁷⁾. Der Überbau wurde etwa 1,5 km stromab geschleppt und in einer Uferbucht auf hölzerne Pfahljoche abgesetzt. Die beiden abgestürzten Überbauten wie auch der nicht zusammengebrochene Pfeiler wurden durch Sprengungen in transportfähige Stücke zerlegt, von der Unfallstelle weggefahren und in einem tiefen Oderkolk versenkt. Damit waren die Aufräumungsarbeiten vollendet, und nur die beiden Widerlager mit den Anschlußrampen zeigten noch die Örtlichkeit an, wo die Eisenbetonbrücke ihre Bogen gespannt hatte und spannen sollte.

Durch den Brückeneinsturz geriet die Stadt Gartz in äußerste wirtschaftliche Bedrängnis; hatte doch der Brückenbau die ansehnliche Summe von 350 000 RM verschlungen, abgesehen von den noch aufzubringenden Geldmitteln zur Bezahlung der Aufräumungsarbeiten. Die Allgemeine Bauaktiengesellschaft ging in Konkurs, womit von dieser Seite aus auf einen befriedigenden Schadenersatz nicht mehr zu rechnen war.

Aus dieser katastrophalen Notlage heraus vermochte die Stadt Gartz dank der Rührigkeit ihrer beiden Spitzenvertreter Reich, Staat, Provinz und Kreis für eine großzügige Stützungsaktion zu gewinnen, deren erster sichtbarer Erfolg eine von Pionieren gebaute Pontonbrücke war. Diese wurde erst nach mehrmaliger Verlängerung ihrer ursprünglich vorgesehenen Liegezeit wieder abgebaut, als militärische Gründe dies unbedingt notwendig machten. Staatsseitig bestand nun zunächst der Plan, Gartz durch Einrichtung zweier Kraftfähren zu helfen. Infolge anscheinend ausgezeichneter Verbindungen gelang es der Stadt jedoch, von Preußen 250 000 RM für den Bau einer neuen Brücke zu erlangen. Das Reich verzichtete auf die Erstattung der Kosten für die Wegräumung der zusammengestürzten Brücke in Höhe von 166 000 RM und stellte 60 000 RM aus Mitteln des Oderregulierungsfonds bereit. Mit je 45 000 RM griffen Provinz und Kreis helfend ein, so daß allein aus diesen Stiftungen eine Bausumme von 400 000 RM verfügbar war.

Am 10. September 1927 wurde durch Erlaß des Herrn Ministers für Handel und Gewerbe der Neubau der Wirtschaftsbrücke genehmigt und das Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt/Oder mit der Aufstellung des Bauentwurfs und der Bauausführung beauftragt unter dem ausdrücklichen Vorbehalt, daß Bauherr der neuen Brücke die Stadt Gartz/Oder ist und bleibt. Während also der verunglückte Brückenbau unter Hinzuziehung geeignet erscheinender Berater von der Stadt allein durchgeführt worden war, übernahm jetzt der Staat die technische Erledigung des neuen Bauvorhabens.

Auf wohl zu verstehendes Drängen der Bauherrin hin sollte die Brücke möglichst schon bis zum Beginn der Heuernte 1928 betriebsfertig sein. Wenn sich auch von vornherein übersehen ließ, daß die Innehaltung einer derartig kurzen Ausführungsfrist ohne erheblichen Mehrkostenaufwand nicht möglich war, so mußte doch im Interesse der Stadt Gartz auf schnellste Fertigstellung des Bauwerkes durch Einbeziehung der Wintermonate 1928/29 in die Bauzeit hingewirkt werden. Bei dieser Sachlage schied der Bau einer zweiten Eisenbetonbrücke wegen der bei der Betonierung zu erwartenden Frostgefahr aus, und als Baustoff für die Überbauten wurde Eisen gewählt, dessen von Witterungseinflüssen unabhängiger Einbau die fristgemäße Durchführung des festgelegten Bauprogramms ohne zeitraubende und kostspielige Unterbrechungen gewährleistete.

Dem Wunsche der Stadt Gartz entsprechend wurde die neue Brücke zwecks Erzielung von Kostenersparnissen durch Wiederbenutzung der beim Einsturz erhalten gebliebenen Widerlager und Anschlußbauwerke auf der einmal gewählten Baustelle errichtet. Zunächst wurden hier im Winter 1927/28 im Auftrage des Staates eingehende Bodenuntersuchungen angestellt. Bei den dazu erforderlichen Bohrungen, von denen eine verhältnismäßig große Anzahl wegen im Boden befindlicher, nicht zu beseitigender Hindernisse vor Erreichung einer brauchbaren Tiefe beendet und an benachbarten Stellen neu begonnen werden mußten, kamen Rohre von 20 cm lichter Weite mit den dazu passenden Bohrgeräten zur Verwendung. Die gewonnenen Bodenproben wurden der Preussischen Geologischen Landesanstalt in Berlin eingesandt, wo ihre Bezeichnung nach den Untersuchungsergebnissen dieses Institutes unter Berücksichtigung der durch die Bauleitung gemachten Beobachtungen stattfand. Mit Aus-

nahme einer tieferen, in diluvialen Kies endigenden Bohrung am wiesenseitigen Widerlager wurde bei allen übrigen Bohrlöchern als unterste Bodenschicht zum Diluvium gehöriger, sehr fester Geschiebemergel festgestellt, der von der Aba als „harter blauer Ton“ angesprochen worden war. Über dem Geschiebemergel, dessen Oberkante von einer mittleren Ordinate von NN — 6,40 m am stadtseitigen Widerlager bis auf etwa NN — 12,50 m in Flußmitte abfiel, während er auf der Wiesenseite bei einer für die vorliegenden Zwecke ausreichenden größten Bohrtiefe von NN — 15,50 m überhaupt nicht mehr angetroffen wurde, lagerten über einigen wenigen diluvialen meist alluviale, zum Teil von Schlick durchsetzte Sandschichten von feiner bis kiesiger Beschaffenheit und ebenso wechselnder Mächtigkeit. Neben dieser Erschließung des Baugrundes in geologischer Beziehung ging besonders mit Rücksicht auf die mutmaßlichen Ursachen des Brückeneinsturzes eine sorgfältige Suche nach vielleicht vorhandenen betonschädlichen Bestandteilen einher, indem zahlreiche, aus verschiedenen Tiefen der einzelnen Bohrlöcher stammende Wasser- und Bodenproben der staatlichen Untersuchungsstelle bei der Streckenbauleitung Groß-Wusterwitz zur Analyse überwiesen wurden. Es ergab sich fast durchweg nur eine sehr geringe Aggressivität auf Beton, die lediglich bei vereinzelt Grundwasserproben etwas höher war. Diese Wasser konnten aber auch nur bei längerer Einwirkung und steter Erneuerung einen sehr porösen Beton von Bauteilen kleinerer Abmessungen angreifen und waren einem einigermaßen dichten Beton ungefährlich. Zusammenfassend darf demnach wohl gesagt werden, daß die Bodenuntersuchungen für die Herstellung der Unterbauten durchaus günstige Ergebnisse zeitigten.

Bei den Aufräumungsarbeiten waren die Pfeiler der eingestürzten Brücke bis in Höhe der Flußsohle abgetragen worden, so daß die Pfeilerstümpfe noch im Boden steckten. Daraus ergaben sich drei Möglichkeiten für die Aufstellung des Entwurfes, der ebenfalls den an die Eisenbetonbrücke gestellten und bereits erwähnten Bedingungen zu genügen hatte. Einmal konnte die Westoder nur mit einer Öffnung überbrückt werden, was aber den Abbruch der bestehenden und Neubau von stärkeren Widerlagern bedingt hätte und unzumutbar gewesen wäre. Dann war es möglich, eine Brücke mit zwei gleich großen Öffnungen zu bauen. Abgesehen von einer voraussichtlich notwendigen Verstärkung der beiden Widerlager erschien dieser Vorschlag auch insofern bedenklich, als der in der Mitte des Flußlaufes zu errichtende Pfeiler ebenso eine Gefahr für die Schifffahrt wie diese für ihn selbst durch Schiffstöße gebildet hätte. Schließlich blieb als günstigste Lösung die Aufteilung des Westoderprofils in drei Öffnungen bestehen. Im Vergleich mit der verunglückten Eisenbetonbrücke mußte die neue Mittelöffnung wegen der im Boden verbliebenen Pfeilerstümpfe größer gewählt werden, was der Durchgangsschifffahrt zugute kam. Eine Gegenüberstellung der lichten Weiten der eingestürzten und der neuen Brücke — gemessen in Hochwasserlinie auf NN + 2,66 m — ergibt bei einer Lichtweite von 134,25 m zwischen den beiden Widerlagern folgendes Ergebnis:

Eingestürzte Brücke:

$$36,52 + 55,20 + 36,52 = 128,24 \text{ m}$$

Neue Brücke:

$$28,38 + 72,30 + 28,38 = 129,06 \text{ m.}$$

Demgemäß gestalteten sich auch die Abflußverhältnisse noch etwas günstiger als früher. Nur den zwischen Stettin und Schwedt verkehrenden Tourendampfern entstand bei der neuen Brückenanlage für die vorher bequemere An- bzw. Abfahrt eine Beeinträchtigung durch die sich zwangsläufig ergebende geringere Durchfahrhöhe in der kleineren stadtseitigen Öffnung.

Nachdem über die Breitenaufteilung des Westoderprofils Klarheit herrschte, konnte der Umfang der in zwei getrennten Losen zu vergebenden Brückenbauarbeiten übersehen werden.

Los I: Unterbauten.

Die Brücke lagerte sich auf zwei neu herzustellende Strompfeiler und die von der eingestürzten Eisenbetonbrücke erhalten gebliebenen Widerlager, von denen das wiesenseitige wieder instandgesetzt werden mußte (Abb. 5 u. 6).

Für die Strompfeiler wurde Druckluftgündung gewählt, um die der Gründung sich entgegenstellenden Hindernisse in Gestalt von alten Pfählen, Steinen, Betonbrocken usw. leicht beseitigen zu können, ferner auch wegen der nach den Bohrungen zu erwartenden schwierigen Untergrundverhältnisse und der vorhandenen großen Wassertiefe.

Auf Grund der angestellten Baugrunduntersuchungen war der stadtseitige Pfeiler auf NN — 11,50 m in den Geschiebemergel hinein abzusenken, während der wiesenseitige Pfeiler wegen der hier zu tiefen Lage des Geschiebemergels nur bis zur Tiefe NN — 13 m gegründet werden sollte, wo er dann mit der Sohle auf tragfähigem Sand stand. Gegen diese nach bestem Wissen gewählten Gründungstiefen konnten sich jedoch erfahrungsgemäß bei der Bauausführung Bedenken ergeben, die eine anderweitige Festsetzung der Gründungstiefen nach Maßgabe der

⁶⁾ B. u. E. 1927, Heft 3, S. 53.

⁷⁾ B. u. E. 1927, Heft 6, S. 126.

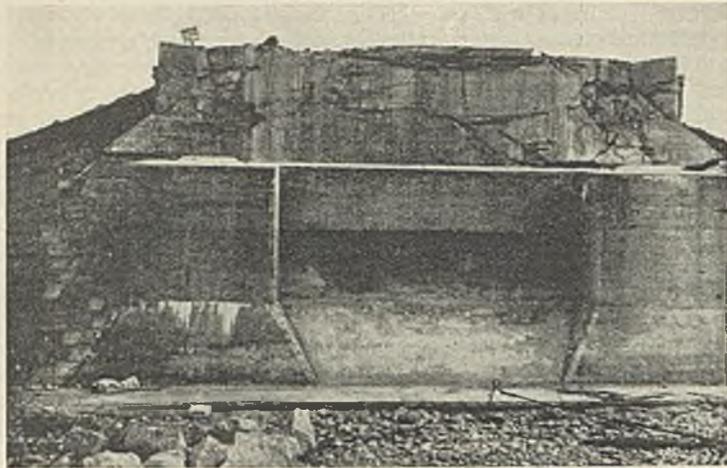


Abb. 5. Beschädigtes Widerlager von vorn.

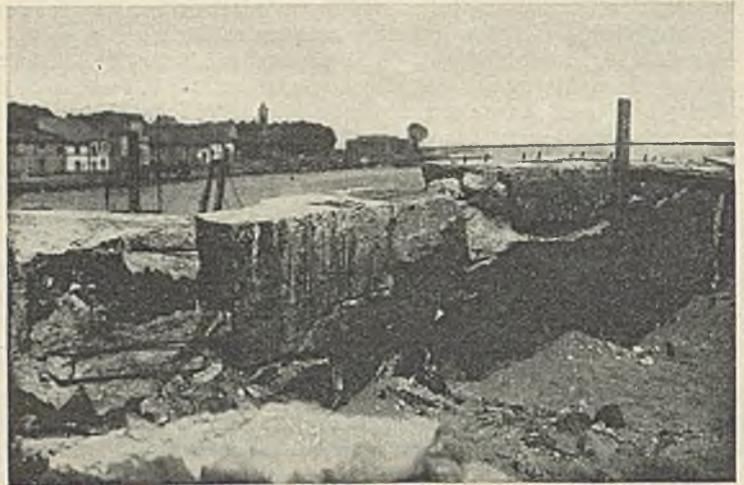
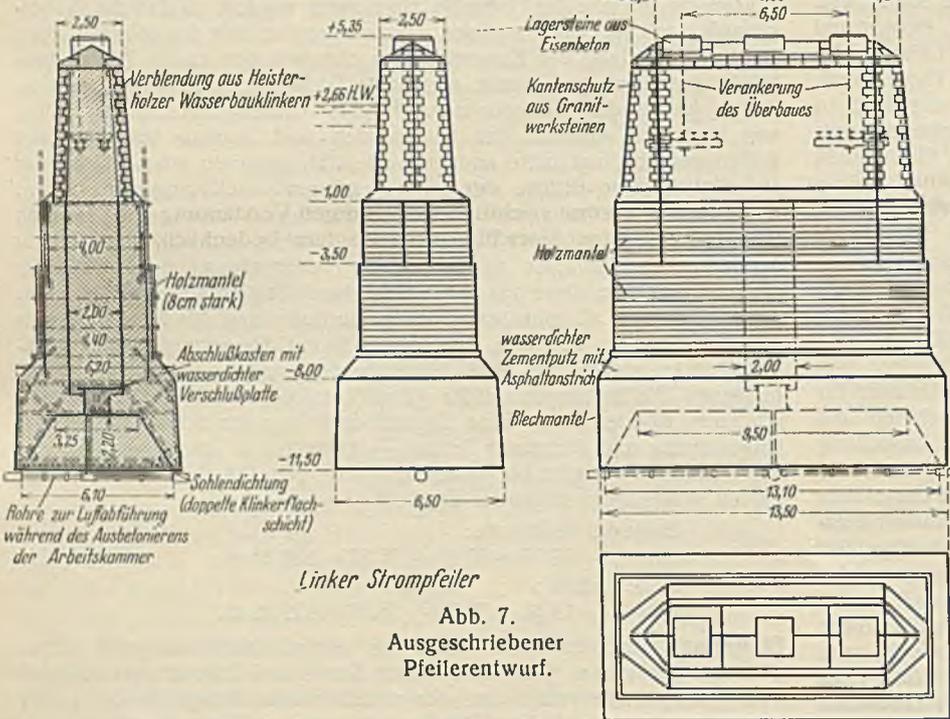


Abb. 6. Beschädigtes Widerlager von hinten.

in Wirklichkeit aufgefundenen Bodenschichten notwendig erscheinen ließen. Damit diese Festsetzung rechtzeitig getroffen werden konnte, wurde vorgesehen, von der Arbeitskammer aus in jedem Senkkasten zwei Probebohrungen von je 2 m Tiefe anzustellen, sobald die Schneide 1 m über der Entwurfstiefe angelangt war.

In Abb. 7 ist der vom Neubauamt für Brückenbauten Schwedt/Oder aufgestellte Pfeilerentwurf dargestellt. Wegen der kurzen Fristen der Bauausführung enthielt er Maßnahmen besonders mit dem Blech- und Holzmantel, die die schnellste praktisch durchführbare Absenkung ohne Entmischungsfahr für den jungen Beton durch Berührung mit dem Flußwasser gewährleisten sollten. Leider scheiterte die Ausführung dieses Entwurfes an der Finanzfrage, worauf noch zurückgekommen wird.



Linker Strompfeiler

Abb. 7. Ausgeschriebener Pfeilerentwurf.

Los II: Überbau.

Es würde zu weit führen, die vom Neubauamt und auch von Firmen entworfenen Brückensysteme aufzuführen und zu besprechen; hier soll nur von dem auserwählten Entwurf des Neubauamtes die Rede sein (Abb. 8).

Das Brückensystem wurde so gewählt, daß die Standsicherheit des Überbaues auch dann gewahrt bleiben soll, wenn die beiden Widerlager jedes für sich oder gleichzeitig infolge von Unterspülung od. dgl. sich setzen oder sich verschieben sollten. Die Belastung der beiden Widerlager bei der neuen Brücke ergab sich nur als ein Bruchteil der Belastung durch das Eigengewicht der eingestürzten Eisenbetonbrücke. Deshalb konnte von Sicherungsmaßnahmen an den vorhandenen Widerlagern trotz ihrer zweifelhaften Gründung abgesehen werden.

Die Auflagerentfernung der neuen Brücke beträgt 6,50 m, entsprechend der Lage der vorhandenen Auflagersteine auf den Widerlagern.

Das Hauptssystem über der Mittelöffnung bildet ein Zweigelenkbogen von $14 \cdot 5,35 = 74,90$ m Spannweite mit leicht gekrümmtem Zugband und ausgekragten Seitenarmen von je 5,09 m Länge. Die Seitenöffnungen sind im Regelzustande (bei standfesten Widerlagern) eingehängte Balken von je $5 \cdot 5,09 = 25,45$ m Stützweite, während sie im Ausnahmezustande (bei versackten Widerlagern) frei auskragende Arme sein sollten. Auf letztere statische Wirkungsweise mußte jedoch aus später noch näher zu erläuternden Gründen verzichtet werden.

Die Belastungsannahmen (5-t-Wagen und 6-t-Wiesenwalze mit Menschengedränge von 350 bzw. 400 kg/m²) liegen unter denen der Regelklasse III nach DIN 1072, so daß die Brücke in die Klasse IV (ohne Regellasten) einzureihen ist.

Auch in bezug auf die Breitenaufteilung entspricht die Brücke nicht der DIN 1071. Sie liegt vielmehr mit 5 m Fahrbahnbreite und zwei Schrammborden von je 0,40 m Breite zwischen Norm II und III. Die Breitenaufteilung konnte nicht geändert werden, weil diese auf Wunsch der Stadt Gartz wie bei der eingestürzten Eisenbetonbrücke beizubehalten war.

Die Fahrbahn steigt von den Widerlagern zur Mitte zunächst über den Seitenöffnungen im Gefälle von etwa 1:30; über der Mittelöffnung ist die Krümmung parabolisch und schließt tangential an das angegebene Gefälle der Seitenöffnungen an.

Das Quergefälle der dachförmigen Fahrbahn beträgt 1:100.

Wie die Hauptträger, auf deren Innenseite ein 1,20 m hohes eisernes Brückengeländer entlangläuft, waren auch die Quer- und Längsträger in St 37 auszuführen. Für den

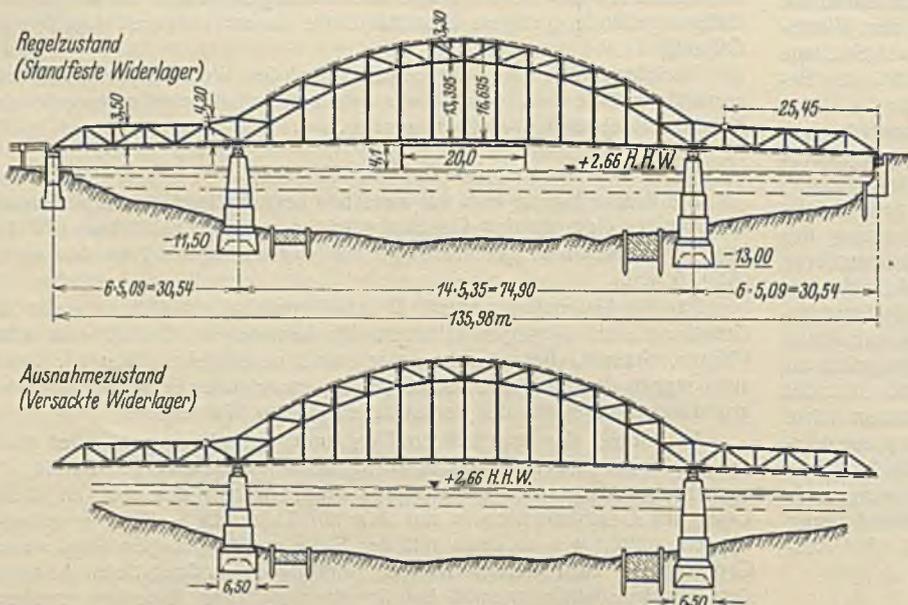


Abb. 8. Ausgeschriebenes Brückensystem.

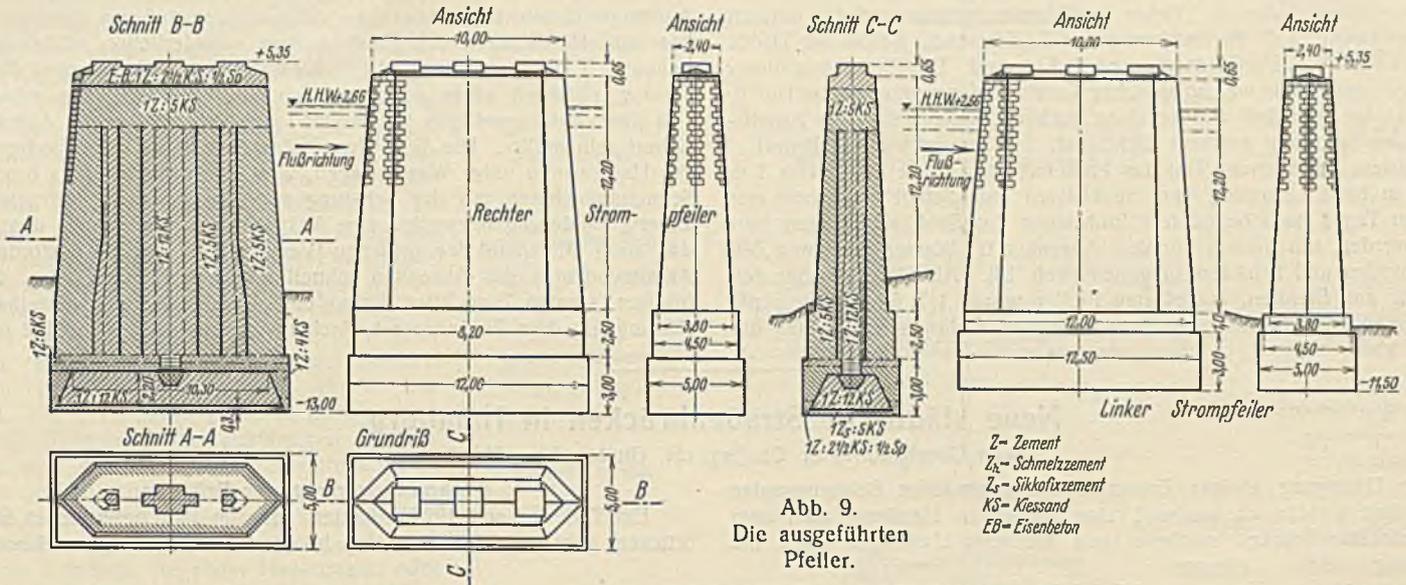


Abb. 9. Die ausgeführten Pfeiler.

Fall der Widerlagersenkung mußten die Endquerträger und -anschlüsse der Seitenöffnungen so stark ausgebildet werden, daß sich die Seitenöffnungen unter Krafteinsetz an den Endquerträgern leicht wieder in die Normallage zurückbringen ließen.

Da mit ungleichmäßigem Setzen der Unterbauten zu rechnen war, wurden sämtliche Brückenlager als Kugelkipplager konstruiert unter Verwendung von Stahlbügel für die Lagerkörper und Schmiedestahl für die Kugelstücke und Rollen. Die feste Auflagerung der Überbauten wurde auf dem stadtsseitigen Pfeiler vorgesehen, weil dieser den besten Baugrund hat. An den übrigen drei Stützpunkten ruhte die Brücke auf Rollenlagern. Die festen und beweglichen Lager auf den Pfeilern erhielten die gleiche Bauhöhe, um sie gegebenenfalls aus irgendwelchen Gründen zur Erzielung einer Verbesserung vertauschen zu können.

Des guten Aussehens wegen wurden alle Pfosten (Ständer) der Überbauten lotrecht und nicht senkrecht zu dem bogenförmig gekrümmten Untergurte bzw. Zugband angeordnet. Zwischen den einzelnen Knotenpunkten verliefen alle Stäbe geradlinig.

Die Verdingungsunterlagen, zu denen vorstehende Entwurfserläuterungen als ein Teil der „besonderen technischen Bedingungen“ gehörten, waren Ende Februar 1928 fertiggestellt, und es folgte dann eine beschränkte Ausschreibung unter fünf Tiefbauunternehmen und sechs Brückenbauanstalten. Für Los I, Unterbauten, war die Firma Beuchelt & Co. in Grünberg (Schlesien) mit 238 022 RM die Mindestfordernde und für Los II, Überbau, die Firma J. Gollnow & Sohn in Stettin mit 238 702 RM. Die für den Brückenbau verfügbaren Mittel von 400 000 RM wären hiermit und mit den Kosten für die Bauleitung wesentlich überschritten worden, ohne daß die Stadt Gartz als Bauherrin in der Lage gewesen wäre, den in derartiger Höhe fehlenden Mehrbetrag aufzubringen. Da Verhandlungen mit den aufgeforderten Firmen wegen Herabsetzung der Baukosten zu keinem Erfolge führten, wurde die beschränkte Ausschreibung aufgehoben und eine Vereinfachung des Bauvorhabens zur Erzielung von Ersparnissen vorgenommen. Diese ließen sich besonders bei den Pfeilern durch folgende Maßnahmen erreichen (vgl. Abb. 7):

1. Das mit 40 t veranschlagte Gewicht der eisernen Senkkastengerüste konnte in Bauart Beuchelt & Co. auf etwa 17,5 t verringert werden, wobei die den Senkkasten umhüllenden Blechmütel fortfielen.
2. Zugunsten aus Schmelzzementbeton billiger herzustellender Verschlüßpfropfen, die die gleiche Wirkungsweise versprachen, wie die Abschlußkasten mit wasserdichter Verschlüßplatte aus St 37 in der Decke der beiden Senkkasten, wurde auf diese ebenso verzichtet, wie auf etwa 15 t Eiseneinlagen für die kreuzweise Bewehrung der Pfeileraußenflächen gegen Schiffstoß und Wellenschlag, was sich auf Grund rechnerischer Nachprüfungen unter Würdigung der in dieser Beziehung an unbewehrten, sonst aber gleichwertigen Pfeilern gemachten günstigen Erfahrungen als zulässig ergab.
3. Mit Fortfall der zum schnellen Absenken vorgesehenen Senkkasten-Blechmütel wurden auch die wasserdicht herzustellenden Holz-mütel der Pfeilerschäfte hinfällig.
4. Von dem Einbau der flußeisernen Luftabführungsrohre wurde Abstand genommen, da die zur Angebotabgabe aufgeforderten Tiefbauunternehmen auch ohne die Rohre eine billigere, aber dennoch einwandfreie Ausbetonierung der Arbeitskammern gewährleisteten.
5. Die aus Schichten von Sikkofixzementbeton und Heisterholzer Wasserbaulinkern zusammengesetzte Sohlendichtung erfuhr durch

Fortfall der Klinkerflachschichten eine verbilligende Vereinfachung, und schließlich mußte

6. auf jedes architektonische Beiwerk in Gestalt der Klinker- und Granitverblendung der oberen Pfeilerteile Verzicht geleistet werden. Nur den Pfeilerkanten nach oberstrom wurde eine Einfassung mit Granitwerksteinen zum Schutze gegen Treibels zugestanden.

Trotz dieser Sparmaßnahmen verblieb jedoch immer noch ein Fehlbetrag von 50 000 bis 60 000 RM, zu dessen Aufbringung sich schließlich die Stadt Gartz durch Beschlüsse ihrer Körperschaften bereit erklärte, so daß die Finanzierung des Brückenbaues mit 450 000 bis 460 000 RM gesichert war.

Zur Vermeidung von Zeitverlust, den eine erneute Ausschreibung mit sich gebracht hätte, wurde unter vereinfachten Leistungen Los I, Unterbauten, für rd. 164 000 RM an Beuchelt & Co und Los II, Überbau, für rd. 220 000 RM an J. Gollnow & Sohn freihändig vergeben.

Abb. 9 zeigt die gegen Abb. 7 wesentlich einfacheren Strompfeiler. Beide Pfeiler gleichen sich im oberen und im unteren Teile. Die verschiedene Gründungstiefe wurde durch die Höhe des unter NN — 7,50 m liegenden Teiles des Pfeilerschaftes ausgeglichen.

Bei 2,20 m Innenhöhe der mit einer Einsteigöffnung in Deckenmitte versehenen Arbeitskammer war der Senkkasten außen 12,5 m lang, 5 m breit und 3 m hoch. Er wurde aus möglichst wasser- und luftdichtem Beton mit einem tragenden Eisengerippe hergestellt.

Die Fußpunkte der dreieckförmigen Binder des zu vernietenden Eisengerippes erhielten Stabverbindungen, die sowohl zugfest als auch knick-sicher auszubilden waren. Diese sogenannten Zugbänder aus zwei mit den Flanschen einander zugekehrten □-Eisen, deren Knicksicherheit bei der Ausführung dadurch zweckmäßig erhöht wurde, daß der zwischen ihnen liegende Hohlraum sofort nach dem Vernieten ausbetoniert wurde, lagen so hoch, daß die glatte Durchführung der Sohlendichtung unter ihnen gewährleistet blieb. Bei Berechnung der Eisenkonstruktion des Senkkastens, die alle vorkommenden Zugspannungen aufzunehmen hatte, wurden alle beim Absenken möglichen Vorkommnisse berücksichtigt.

Die einzelnen Teile des Senkkastens wurden wie folgt hergestellt: 80 cm Beton unmittelbar über der Schneide: 1 T. Portlandzement : 2 1/2 T.

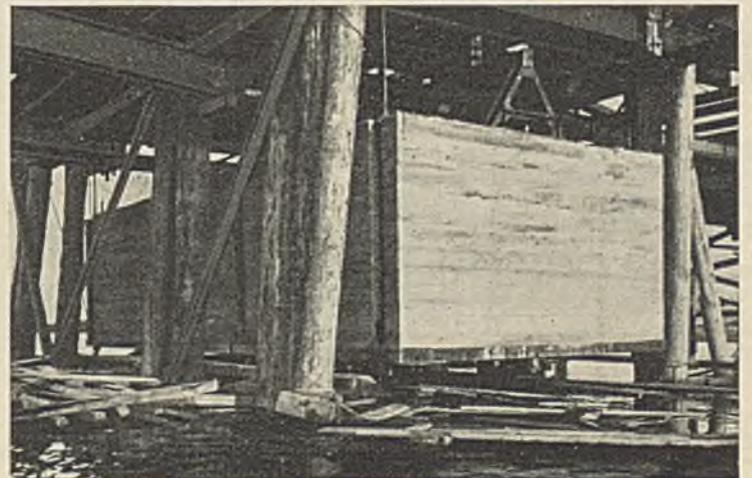


Abb. 10. Über Wasser erhärtender Senkkasten.

Kiessand: $\frac{1}{2}$ T. Granitplitt. Beton der Wände darüber und der unteren 40 cm der Decke: 1 T. Portlandzement: 4 T. Kiessand. Beton der Decke im oberen Teil: 1 T. Portlandzement: 6 T. Kiessand. Das Einbringen dieser Mischungen geschah in weichplastischer Konsistenzform unter gutem Durchrühren. Unter Druckluft wurden dann noch die Innenflächen der Arbeitskammer zur Erzielung größerer Dichtigkeit mit Zement eingeschlämmt.

Von dem aufgehenden Teil des Pfeilerschafftes durfte der untere 1 m bzw. 2,5 m hohe Übergang vom Senkkasten zum Schaft frühestens erst nach zehn Tagen nach beendetem Einbringen des Senkkastenbetons hergestellt werden, um diesem vor dem Absenken ins Wasser genügend Zeit zum Abbinden und Erhärten zu geben (Abb. 10). Als Mischung für den Beton der aufgehenden, aufgelösten Pfeiler wurde 1 T. Portlandzement: 5 T. Kiessand und als Mischung für den Füllbeton der zur Entlastung der

Aufhängespindeln beim Absenken vorgesehenen äußeren Hohlräume und des zum Hinabführen des Einsteigrohres erforderlichen mittleren Hohlraumes 1 T. Portlandzement: 12 T. Kiessand verwendet, wobei die Betonierung zwischen einer normalen Schalung geschah, die mindestens 1 m über den jeweiligen Wasserstand reichen und gegen Auftrieb gesichert sein mußte. Die Teile des Pfeilerschafftes, die nach Fertigstellung der Unterbauten unter Wasser lagen, wurden wegen Fortfalls besonderer Schutzmaßnahmen mit der Schalung abgesenkt. Diese vertraglich verankerte Forderung bezweckte eine Abkürzung der Bauzeit in dem Sinne, daß nach Maßgabe der örtlichen Verhältnisse und der erforderlichen Arbeitsvorgänge das Absenken schnell stattfinden konnte, ohne für den frischen, wenige Tage alten Beton eine Gefahr durch unmittelbare Berührung mit dem Flußwasser befürchten zu müssen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Neue städtische Straßenbrücken in Hamburg.

Von Oberbaudirektor Dr.-Ing. ehr. Gustav Leo, Hamburg.

Nach Darlegung einiger Zusammenhänge zwischen Bebauungsplan und Brücken werden nachstehend eine Anzahl in Hamburg nach dem Kriege erbauter Brücken mittleren und kleineren Umfanges sowie die Verstärkung einer älteren Brücke behandelt.

Bebauungsplan und Brücken.

Die Notwendigkeit, neue städtische Gebiete technisch und wirtschaftlich zweckmäßig zu erschließen, zwingt dazu, der Anordnung von Brücken, den kostspieligsten Teilen der Erschließungen, ein besonderes Augenmerk zu schenken.

Abb. 1a zeigt eine früher im Bebauungsplan vorgesehene Erschließung einer Marschfläche Hamburgs mit ungünstig angeordneten Brücken über Flußschiffahrtskanäle, Abb. 1b die Umgestaltung des Bebauungsplanes; bei ihr wurden zwei Brücken erspart und eine der Brücken über den Rückerskanal und der über sie hinwegführende Straßenzug verkehrstechnisch günstiger angeordnet. Abb. 2a gibt gleichfalls den Ausschnitt eines früheren Bebauungsplanentwurfes einer Marschfläche, Abb. 2b die bei Bearbeitung der Brücken vorgenommene Umgestaltung; sie gestattete, durch stärkere Zusammenfassung der Hauptverkehrswege vier Brücken zu ersparen und eine der Brücken durch rechtwinklige Kreuzung des Billekanals billiger auszuführen.

Gesamtanordnung der Brücken.

Ein Teil der seit 1926 erbauten oder im Bau befindlichen Straßenbrücken geht aus der hier abgedruckten Tabelle mit den Hauptmaßen

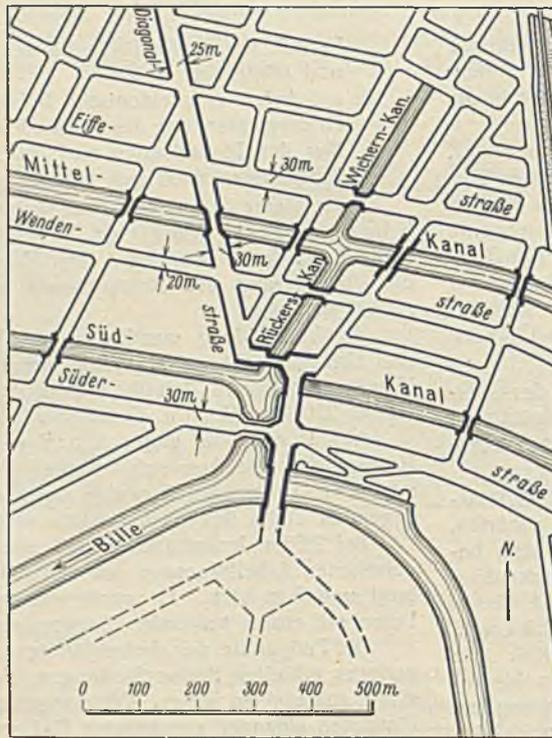


Abb. 1a.

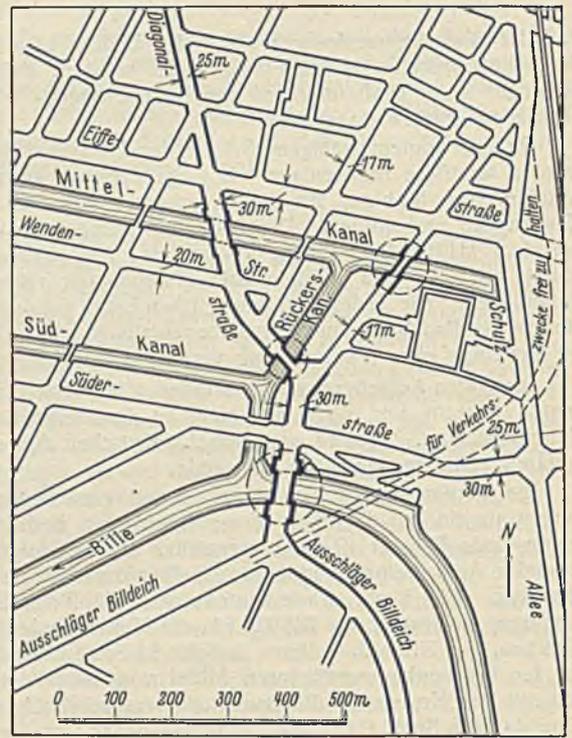


Abb. 1b.

und Gewichten hervor, während die Brückensysteme schematisch in Abb. 3 (I bis XVI) zusammengestellt sind.

Gemeinsam ist fast allen dargestellten neueren Brücken die geringe

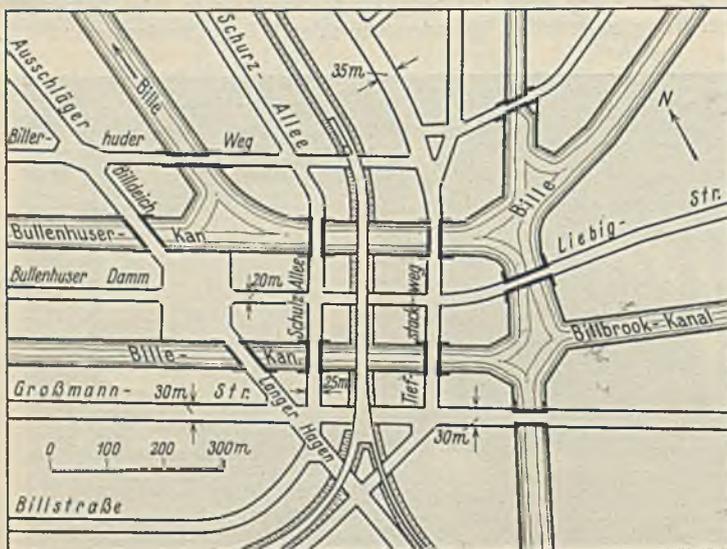


Abb. 2a.

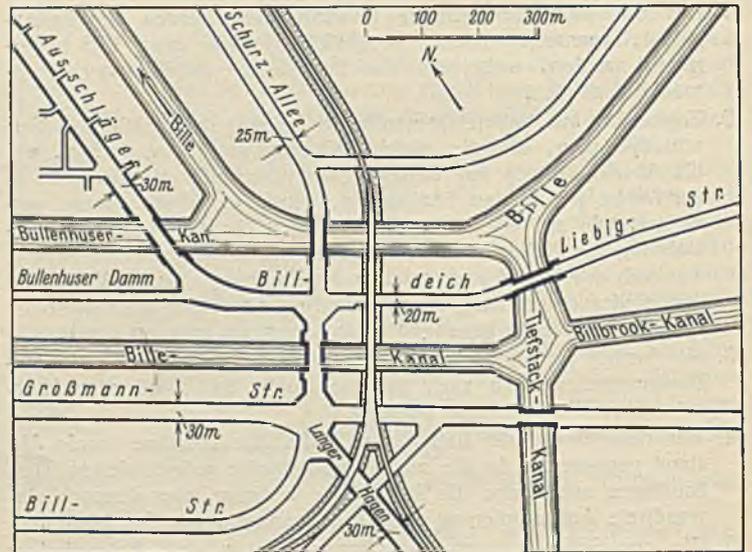


Abb. 2b.

verfügbare Konstruktionshöhe und, soweit überhaupt Zwischenpfeiler zulässig waren, die Anordnung nur eines solchen Pfeilers. Früher war die Anordnung zweier Zwischenpfeiler und dreier Öffnungen üblich. Die Mittelöffnung diente dem Hauptschiffsverkehr, die beiden Seitenöffnungen dem Nebenverkehr und der Bewegung der an den Lagerplätzen auf beiden Kanalufeln ent- und beladenen Flußschiffe. Es hatte sich gezeigt, daß die klare Teilung des Schiffsverkehrs in zwei entgegengesetzt gerichtete Fahrspuren mit größeren Öffnungen, wie im Straßenverkehr, günstiger als die Dreiteilung ist.

Aus Gründen der Sparsamkeit sind bzw. werden einige der Brücken nur in der für den Verkehr zunächst erforderlichen Breite aus geführt. Die Querschnitte (Abb. 4 a bis d) zeigen die vorläufigen und die zukünftigen Straßenprofile; man erkennt, wie die zukünftigen Verbreiterungen durch spätere neue oder vergrößerte, konsolenartige Auskragungen für Fuß- und Radfahrwege, durch Anfügung weiterer, unter der Fahrbahn liegender Hauptträger, oder durch Auseinanderziehung der Brücken und Einfügung eines weiteren Fahrbahnstreifens (Elb- und Billhorner Brücke) offengehalten sind.

Auch an Brückenflügeln wurde in der Weise gespart, daß sie behelfsmäßig als verankerte Spundwände in Eisen oder Eisenbeton ausgeführt wurden, während der endgültige Anschluß an die zukünftigen Ufermauern der angrenzenden Grundstücke der Zukunft überlassen bleibt.

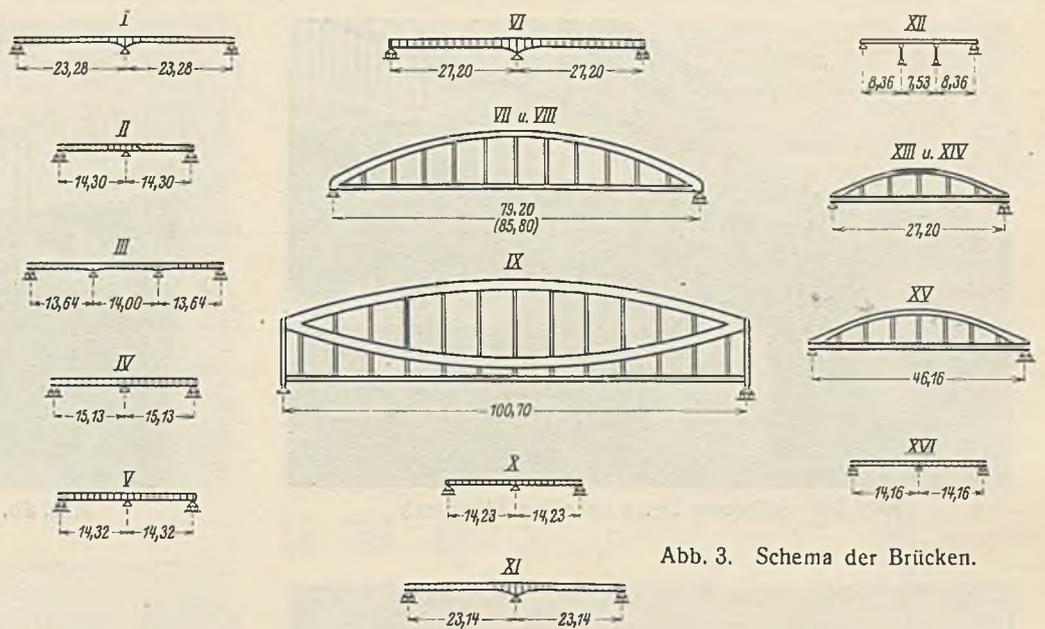


Abb. 3. Schema der Brücken.

Besonderer Wert ist aus wirtschaftlichen Gründen darauf gelegt, Quer- und Längsträger als Walzträger auszubilden und die Leitungen — statt sie durch genietete Querträger hindurchzustecken — zwischen Fahrbahnquerträger und Hauptträgerunterkante unterzubringen.

Zu bemerken ist noch die Anwendung von Punktklipplagern statt

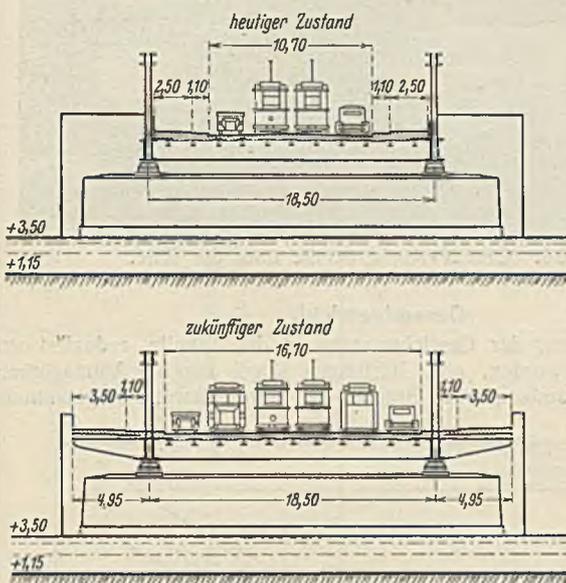


Abb. 4a. (Brücken XIII u. XIV.)

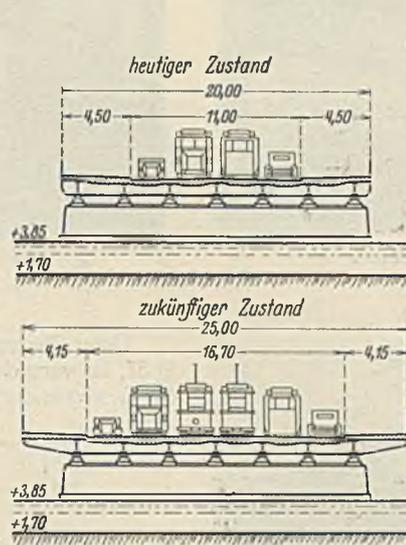


Abb. 4b. (Brücke II.)

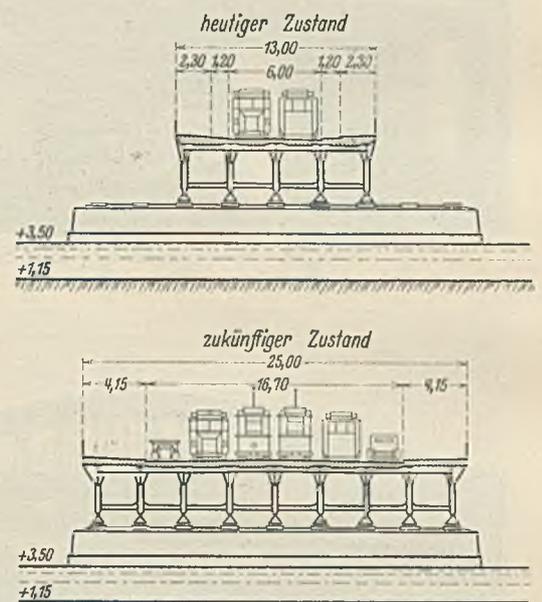


Abb. 4c. (Brücke VI)

Konstruktion.
An Stelle der früher bevorzugten Gerberträger wurden in den letzten Jahren zur Erzielung größerer Stetigkeit durchlaufende Träger für die Balkenbrücken angewendet. Bei größeren Stützweiten sind Langersche Träger mit stetig gekrümmtem Obergurt gewählt; sie erwiesen sich als konstruktiv einfach und als ästhetisch befriedigend. Eine Ausnahme bilden die Billhorner Brücken (VII und VIII) über den Oberhafenkanal. Die Konstruktionshöhe reicht bei ihnen nicht zur Unterbringung der Versteifungsträger unter der Fahrbahn aus, und ihr Hervortreten über die Fahrbahn wurde hier nicht als erwünscht angesehen. Daher ist bei dieser Brücke das System des Zweigelenkbogens mit Zugband ausgeführt.

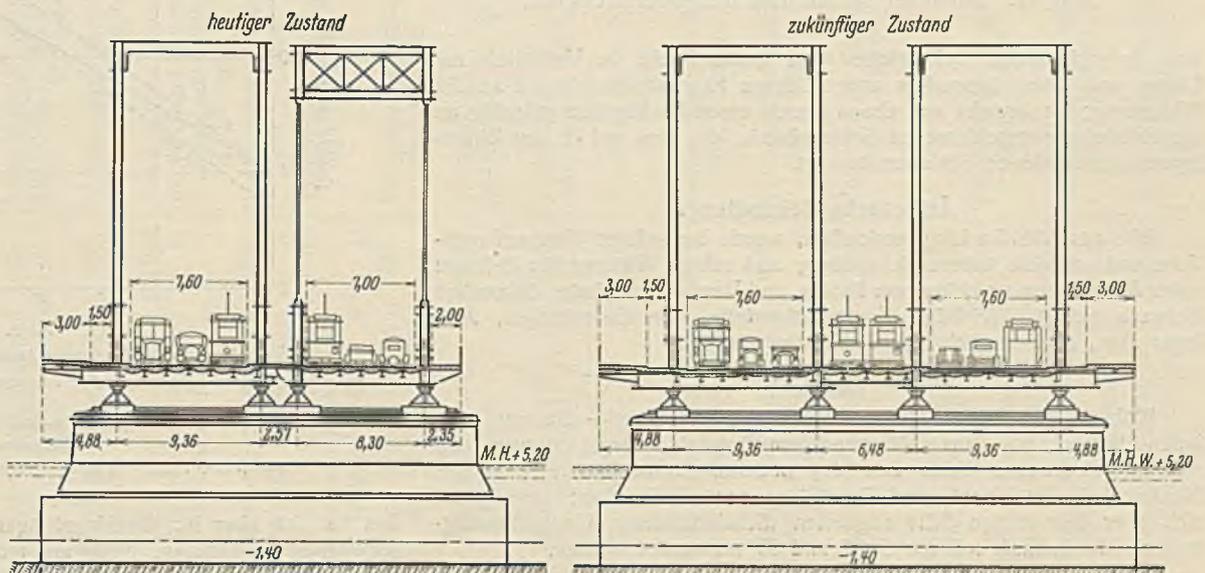


Abb. 4d. Elbbrücken (Brücken IX).

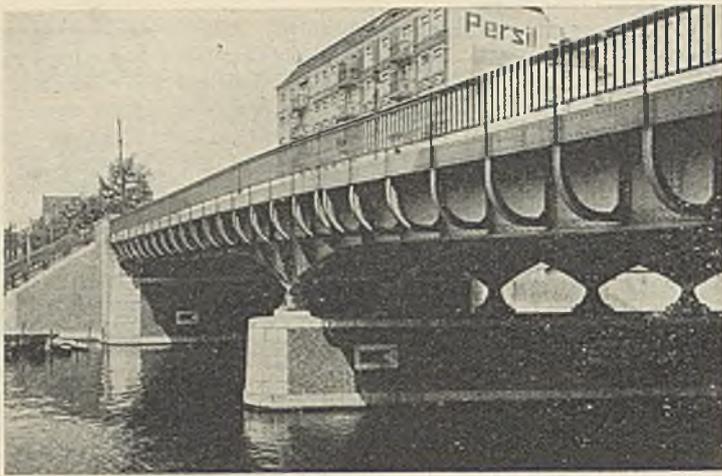


Abb. 5a. Billhorner Deich über den Billekanal.

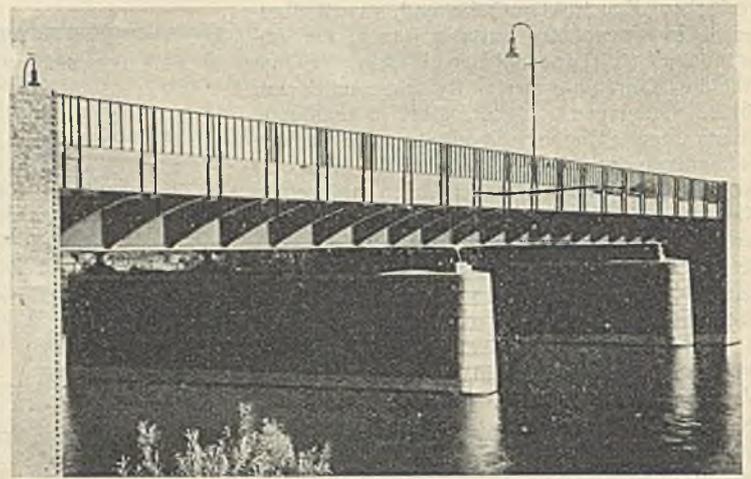


Abb. 5b. Rückersweg über den Mittelkanal.



Abb. 5c. Borstelmannsweg über Südkanal.

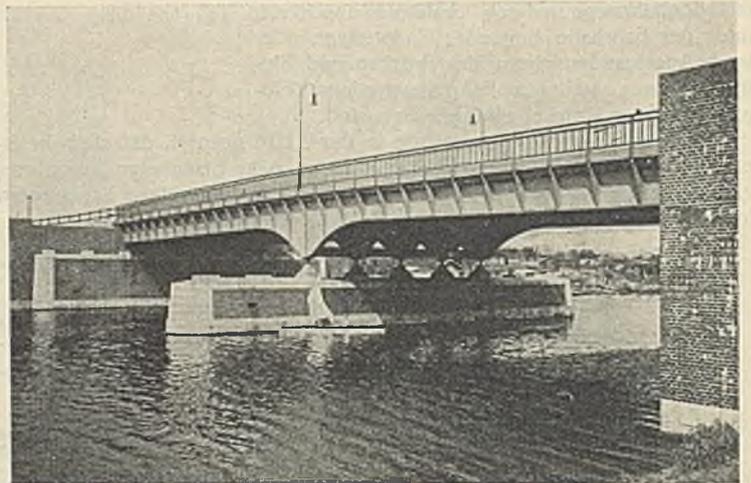


Abb. 5d. Gustav-Kunst-Straße über die Bille.



Abb. 5e. Billhorner Brücke über den Oberhafenkanal.

von Linienskipplagern bei Brücken von großer Breite im Verhältnis zur Länge und eines besonders ausgebildeten Fahrbahnanchlusses an die Widerlager; er besteht aus einem durch einen Bleistreifen gelenkig an die Fahrbahn angeschlossenen Schleppblech, das sich auf in den Widerlagern einbetonierten Schienen bewegt.

Ästhetische Behandlung.

Wie aus Abb. 5a bis g ersichtlich, wurde besonderer Wert auf sachliche und schlichte äußere Behandlung und ruhige Wirkung der Brücken unter Anwendung geschlossener Profile und Verzicht auf jedes dekorative Belwerk gelegt. Wichtige Konstruktionsteile, wie Gelenkfugen, Auflager usw., sind deutlich zum Ausdruck gebracht.

Baustoff.

Während die doppelstöckige Brücke über die Elbe — die sog. Freihafen-Elbbrücke¹⁾ — aus „höherwertigem Flußstahl“ hergestellt war, ging das Ingenieurwesen beim Bau der neueren Straßenbrücke über die Norderelbe²⁾ für Haupt- und Querträger zum St 37 über; es ergaben sich aber hier einige Schwierigkeiten (Schalenbildung, Ungleichmäßigkeiten). In Zukunft soll nur St 37 und 52 verwendet werden.

¹⁾ Bautechn. 1924, Heft 20. — ²⁾ Bautechn. 1928, IV. Vierteljahrsheft.

Gesamtgewicht.

Unter Benutzung der Gewichtszahlen in der Tabelle, reduziert auf St 37, ist versucht worden, eine bestimmte Regel für die Abhängigkeit der Gewichte der hamburgischen Brücken von der Stützweite zu gewinnen.

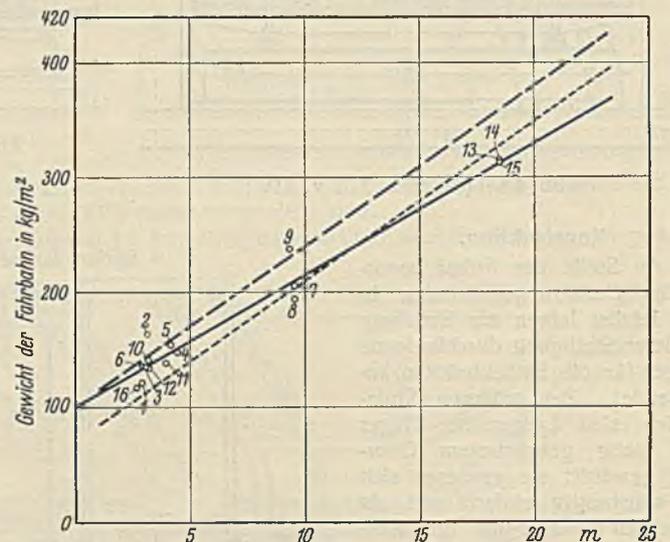


Abb. 6.

b = Stützweite der Fahrbahn = Abstand der Hauptträger
 - - - - $g = (70 + 14b^{(m)})$ kg/m² Fahrbahnfläche für leichte Fahrbahn ohne Geländer } nach Bertschniger
 - - - $g = (100 + 14b^{(m)})$ kg/m² Fahrbahnfläche für mittelschwere Fahrbahn ohne Geländer }
 ——— $g = (100 + 11,5b^{(m)})$ kg/m² gesamter Brückenfläche, mit Geländer (ermittelt aus den Hamburger Brücken).

Das hat sich aber für die Hauptträger infolge der außerordentlich verschiedenen Verhältnisse nicht als möglich erwiesen, während für die Fahrbahn die aus Abb. 6 ersichtliche Abhängigkeit von dem Abstände der Hauptträger und die dort angegebene Gewichtsformel festgestellt wurden.

Pos.	Brücke	Baujahr	Zusammenstellung		Stützweiten		Brückenbreite		Tatsächliches Gesamtgewicht lt. Gewichtsrechnung				Gesamtgewicht auf St 37 umgerechnet			Gewicht auf 1 m ² Brückenfläche		
			System	Durchfahröffnungen	der Hauptträger	der Fahrbahn	im jetzigen Zustande	beim späteren Ausbau	der Hauptträger		der Fahrbahn		Hauptträger	Fahrbahn	auf 1 m ² des späteren Ausbaues	auf 1 m ² des jetzigen Zustandes	auf 1 m ² des Gesamtwertes	
									St 37	St 48 bzw. St Si	St 37	St 48 bzw. St Si						t
I	Brücke über den Billekanal im Billhorner Deich	1926	Vollwandiger Gerberträger über 3 Stützen	2 · 20,0	2 · 23,28	2,90	20,00	—	217,6	—	113,1	—	217,6	113,1	234	121	355	
II	Brücke über den Mittelkanal im Grevenweg	1926	Vollwandiger Gerberträger über 3 Stützen	2 · 12,0	2 · 14,30	3,14	20,00	25,00	80,4	—	94,0	—	80,4	94,0	112	164	276	
III	Brücke über das Hochwasserbassin in der Wendenstraße	1927/28	Vollwandiger Gerberträger über 4 Stützen, Gelenke in den Seitenöffnungen	3 · 12,0	13,64 14,00 13,64	3,05	20,00	—	88,7	—	111,6	—	88,7	111,6	107	135	242	
IV	Brücke über den Mittelkanal im Rückersweg	1928	Vollwandiger Balken über 3 Stützen	2 · 12,0	2 · 15,13	4,43	16,60	—	44,3	—	74,9	—	44,3	74,9	88	149	237	
V	Brücke über den Rückerskanal in der Diagonalstraße	1928	Vollwandiger Balken über 3 Stützen	2 · 12,0	2 · 14,32	4,18	13,00	25,00	51,0	—	57,5	—	51,0	57,5	111	155	266	
VI	Brücke über die Bille in der Gustav-Kunststraße	1928	Vollwandiger Balken über 3 Stützen	2 · 25,0	2 · 27,20	2,96	13,00	25,00	20,7	St 48 162,0	95,4	—	231,3	95,4	287	135	422	
VII	Billhorner Brücke, 1. Ausbau	1928	Vollwandiger Zweigelenkbogen mit Zugband	rd. 59,0	79,20	9,55	15,73	17,77	52,0	St Si 288,0	134,0	St Si 68,0	483,0	236,0	343	205	548	
VIII	Billhorner Brücke, 2. Ausbau	1929	Vollwandiger Zweigelenkbogen mit Zugband	rd. 59,0	79,20 85,80	9,55	15,73	17,77	54,0	St 48 349,0	152,0	St 48 62,0	508,0	232,0	347	194	541	
IX	Elbbrücke	1928/29	3 vollwandige Lohse-träger	rd. 97,0 rd. 98,0 rd. 97,0	3 · 100,70	9,36	15,43	17,48	1,7	St Si 1725,6	747,3	St Si 182,8	2590,0	1022,0	490	238	728	
X	Brücke über den Südkanal im Borstelmannsweg	1929	Vollwandiger Balken über 3 Stützen	2 · 12,0	2 · 14,23	3,13	16,86	—	55,2	—	68,2	—	55,2	68,2	115	142	257	
XI	Brücke über den Billekanal in der Gustav-Kunst-Straße	1929	Vollwandiger Balken über 3 Stützen	2 · 20,0	2 · 23,14	3,96	16,66	—	151,1	—	106,2	—	151,1	106,2	196	138	334	
XII	Berlinertordammbrücke	im Bau	Vollwandiger Balken über 4 Stützen	—	8,36 7,53 8,36	3,18	29,00	—	rd. 66,0	—	rd. 94,0	—	66,0	94,0	94	134	228	
XIII	Brücke über den Billekanal in der Großmannstraße	im Bau	Vollwandiger Langer-scher Balken	35,0	37,20	18,50	18,50	28,40	—	St 48 rd. 127,3	rd. 115,0	St 48 rd. 78,4	166,0	217,0	157	315	472	
XIV	Brücke über den Billekanal in der Schurzallee	im Bau	Vollwandiger Langer-scher Balken	42,0	46,16	18,50	18,50	28,40	rd. 20,0	St 48 rd. 216,0	rd. 125,0	St 48 rd. 109,0	301,0	267,0	230	313	543	
XV	Brücke über den Tiefstackkanal in der Borsigstraße	im Bau	Vollwandiger Balken über 3 Stützen	2 · 12,0	2 · 14,16	2,70	17,00	—	rd. 67,7	—	rd. 56,3	—	57,7	56,3	141	117	258	

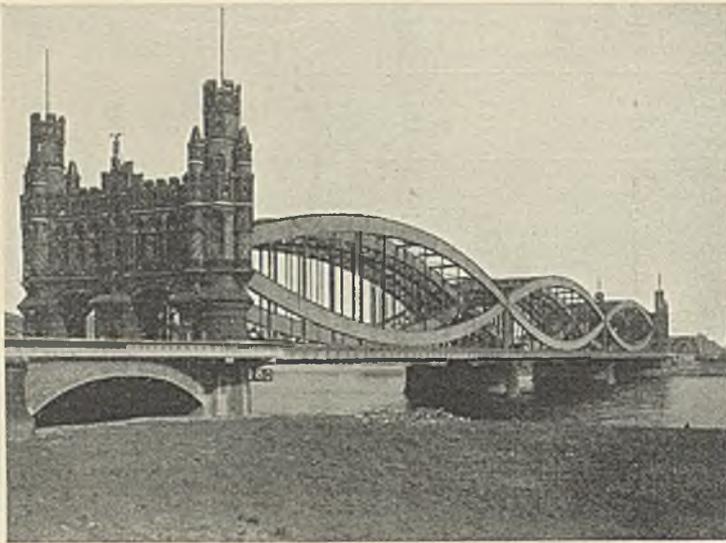


Abb. 7. Elbbrücke (hinter der neuen die verstärkte alte Brücke).

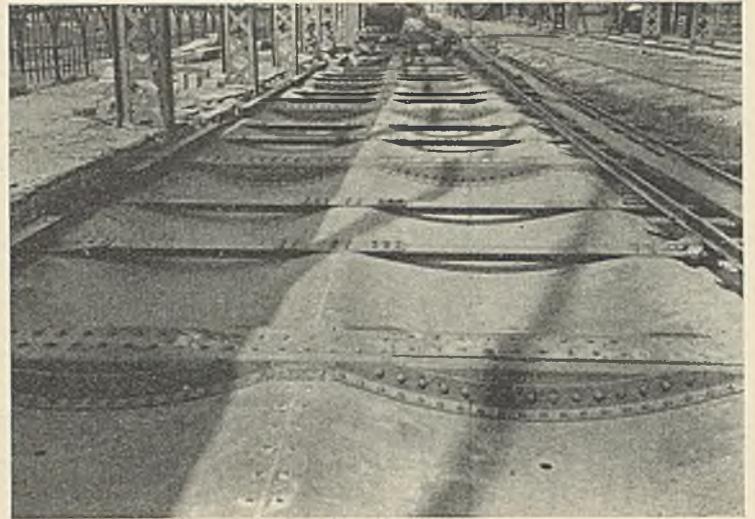


Abb. 9.

Verstärkung der alten Straßenbrücke (sogenannte Neue Elbbrücke) über die Norderelbe.

Hervorzuheben ist noch die Verstärkung der in den 80er Jahren des vorigen Jahrhunderts erbauten Straßenbrücke über die Norderelbe unter Anwendung des Schweißverfahrens in den Jahren 1927 bis 1929, durch Harkort, die Erbauerin der Brücke.

Die Nachrechnung der Konstruktion für die nach den Normen vorgesehenen schweren Belastungen erwies, daß die Hauptträger ausreichend

neuer Überbau alter Überbau

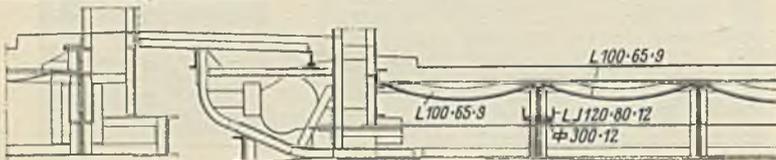


Abb. 8a. Querschnitt.

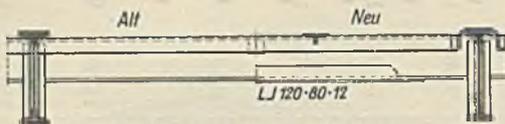


Abb. 8b. Längenschnitt.

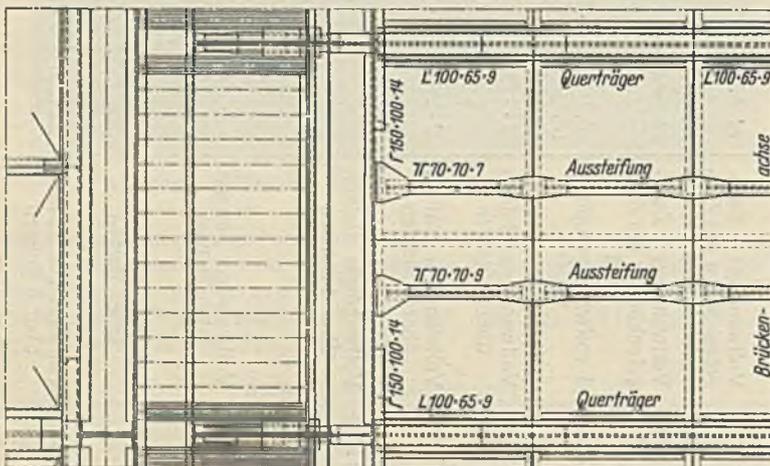


Abb. 8c. Grundriß.

waren, daß aber Fahrbahn und Verbände verstärkt werden mußten. Die beiden mittleren Längsträger waren seinerzeit für besonders schwere Einzelasten berechnet und bedurften keiner Verstärkung; die beiden, zu schwachen äußeren Längsträger erfuhr Verstärkungen an ihren Untergurten durch genietete C-förmige Profile, Abb. 8. Der durchweg überbeanspruchte untere Verband wurde entlastet durch besseres Heranziehen der Fahrbahn zum Mittragen, und zwar durch Ausbildung der Fahrbahnrandträger zum Windgurt. Die zu starke Beweglichkeit der Hängebleche wurde durch Versteifungen aus oberen Druckbändern verringert; sie dienten gleichzeitig der besseren Übertragung der Windkräfte

(Grundriß Abb. 8 u. 9). Einige Riegel der oberen Windverbände in der Ebene der Gurtungen sind durch Deckplatten verstärkt.

Besonders nachteilig hatte sich im Verlauf der Jahrzehnte seit Erbauung der Brücke der stumpfe ungedichtete Anschluß der Tonnenbleche an die Querträger herausgestellt,

um so mehr, als die Fahrbahn keinerlei Isolierung besaß. Diese Isolierung wurde nunmehr ausgeführt; vor allem wurden die Tonnenbleche — unter Wahrung der Zugänglichkeit der Querträger — mit einer an sie angeleteten, aus Winkeln und Winkelblech gebildeten senkrechten Wand abgeschlossen; das gebogene Abschlußblech dieser senkrechten Wand ist sodann durch eine Schweißnaht mit der oberen Lamelle der Querträger verschweißt. So ist die erwünschte Dichtung und Versteifung der Fahrbahn mit elastischem Anschluß an die Querträger erzielt (Abb. 9 bis 11). Belastungsproben gaben die Gewähr für die Güte des geschweißten Anschlusses.

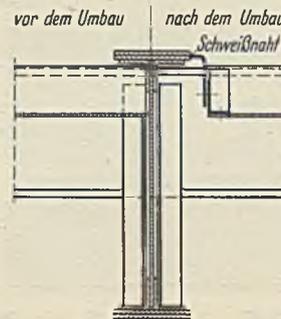


Abb. 10. Querschnitt durch den Querträger.

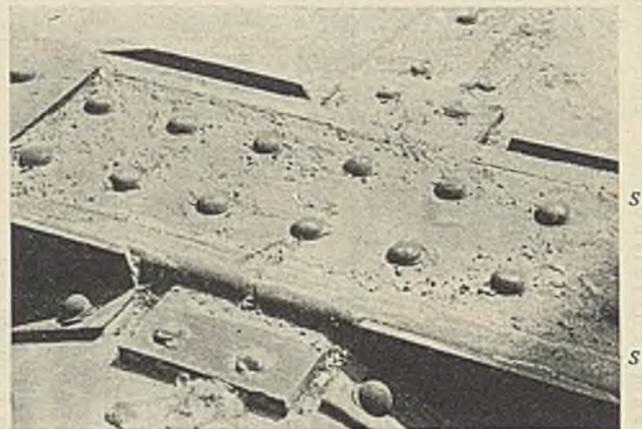


Abb. 11. (S = Schweißnaht.)

Ferner sind die Hängestangen der Lohseträger an die Querträger biegezugsfest angeschlossen, um die unteren Gurtungen besser gegen Wind abzustifen.

Für die Verstärkung der drei je rd. 100 m langen Brücken sind etwa 130 t St 37 verwendet worden.

Die vorstehenden Darlegungen beschäftigen sich nicht mit größeren Brückenbauten besonderer und ungewöhnlicher Art, sondern mit normalen Ausführungen von eisernen Straßenbrücken mittleren und kleineren Umfangs.

Die Darlegungen mögen aber trotzdem von Interesse sein als Überblick über einen Teil der bisherigen Tätigkeit und für die Richtung weiterer Arbeiten des vom Verfasser für seinen Dienstzweig — das hamburgische Ingenieurwesen — gebildeten Konstruktionsbureaus (Leiter: früher Baurat Uplegger †, jetzt Baurat Horn).

Alle Rechte vorbehalten.

Geschweißte einstielige Bahnsteighalle auf Bahnhof Kolberg.

Von Direktor b. d. Reichsbahn G. Koehler und Dipl.-Ing. Ing. K. Nettelbeck, R. B. D. Stettin.

Im Jahre 1907 ist bei der Erweiterung des Personenbahnhofs in Kolberg über dem nur im Sommer für die Abfertigung der Baderzüge benutzten Bahnsteig I eine hölzerne Halle errichtet worden. Diese Halle mußte wegen Baufälligkeit abgebrochen werden. An ihrer Stelle ist

günstigste Baustoffverteilung aufweist, andererseits am einfachsten zu schweißen ist. Wie Abb. 1 zeigt, ist die Gestaltung des Binders dem Verlauf der Zug- und Druckkräfte genau angepaßt. Die in den oberen Gurtplatten der Kragarme wirkenden Zugkräfte werden beim Anschluß an die Stütze durch eine Lasche *a* aufgenommen, die Druckkräfte der unteren Gurtplatten durch zwei beiderseits auf den Stiel geschweißte Flacheisen *b* übergeleitet. Die Querkräfte werden durch die Kehlnähte am Stiel und Stehblech des Kragträgers angeschlossen. Der auf Biegung beanspruchte Stiel besteht aus I P 28.

Von der sonst üblichen Art der Fußausbildung von einstieligen Bindern, die große Knotenbleche und Grundplatten erfordert, ist abgewichen, weil erst nach Aufstellen und Ausrichten der Binder das Fundament in seiner größeren Masse fertiggestellt werden kann. Die gewählte, in Abb. 2 dargestellte Fußausbildung hat den Vorteil, daß der Binderfuß wenig Stahl und Bearbeitung erfordert, und daß die Grundkörper vor dem Richten fertiggestellt werden können bis auf einen rechteckigen Schlitz zum Einführen des Binderstieles. Dieser Schlitz wird nach dem Aufstellen und Ausrichten der Binder vergossen, was weniger Zeit erfordert als das Fertigstellen der Grundkörper bei der sonst üblichen Bauweise. Das Aufstellen ist glatt vonstatten gegangen.

Die Abmessungen der Binder gehen aus der Bauzeichnung Abb. 3 hervor, ebenso die Querschnitte und Schweißnahtstärken. Die einzelnen Teile sind im Werk der Firma Gollnow & Sohn hergestellt, und zwar wurde ein Arm im Werk, der zweite Arm mit Zuglasche an den Stiel auf der Baustelle angeschweißt. Um den I-Querschnitt der Arme und den rechten Winkel zwischen Steg und Flanschen genau herzustellen, sind die ein-

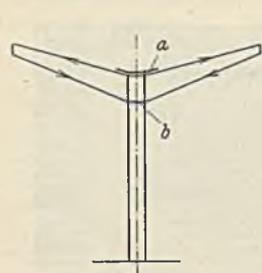


Abb. 1.

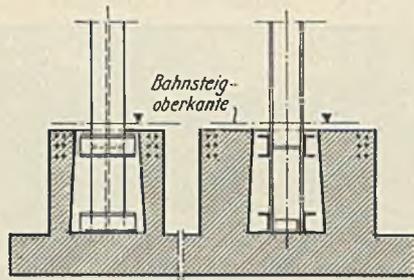


Abb. 2.

nunmehr eine neue eiserne Halle aus Baustahl St 37 mit einstieligen Bindern gebaut. Bei dieser Bauausführung ist zum ersten Male das Lichtbogenschweißverfahren angewandt.

Ausgehend von dem Grundsatz, daß jede Bauweise ihre eigene Form entwickeln müsse, kam als Querschnitt für alle Tragteile der Binder nur ein I-Querschnitt aus Flacheisen in Frage, der einerseits die

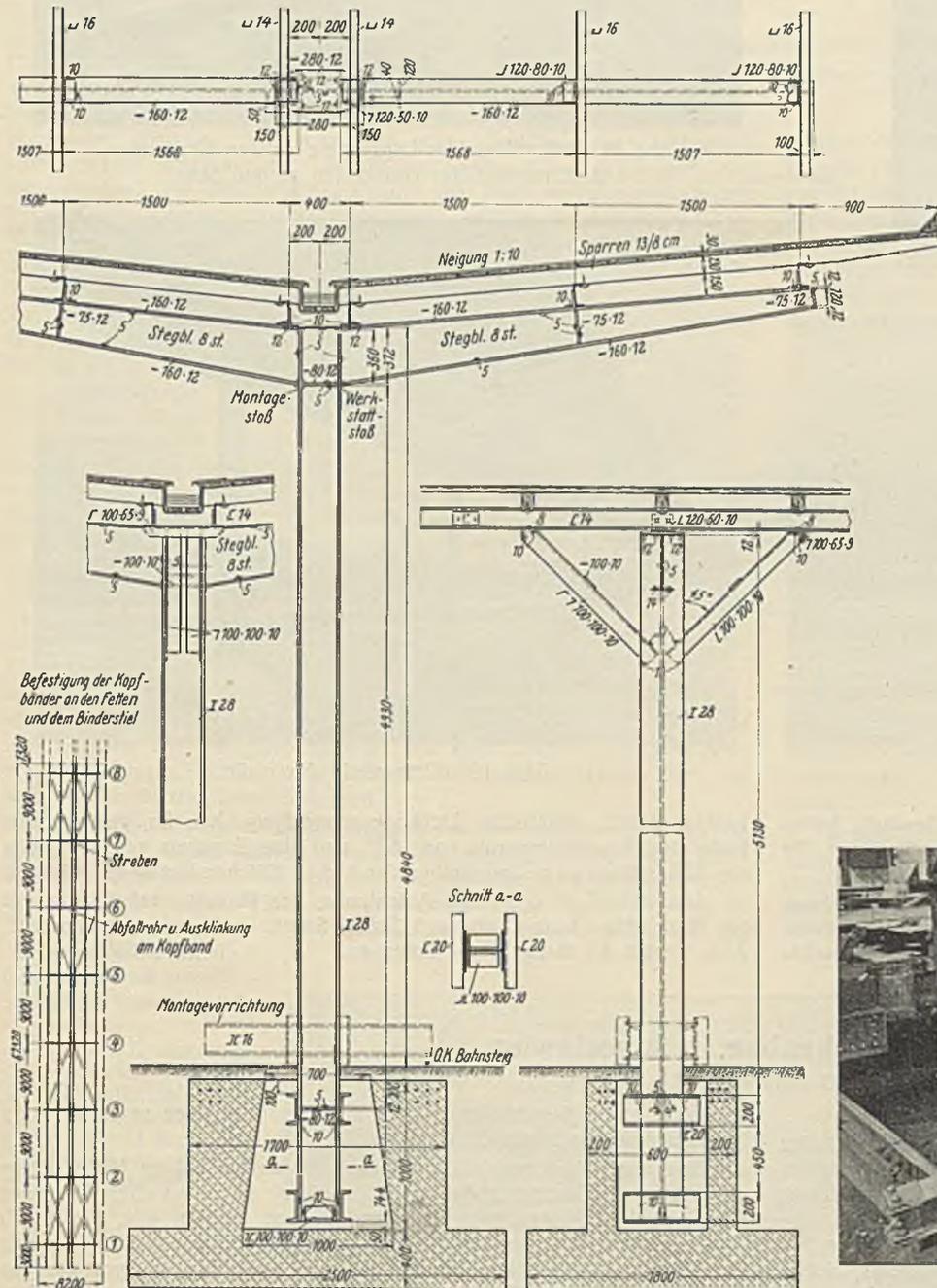


Abb. 3. Bauzeichnung.

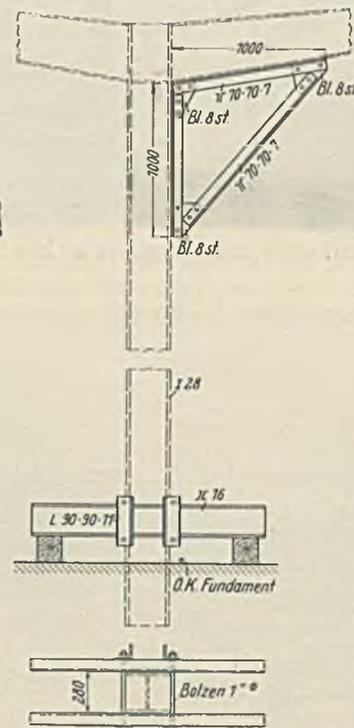


Abb. 5. Richtzeichnung.

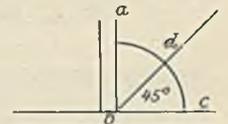


Abb. 6.

zelen Teile geklammert, wie aus Abb. 4 (Aufnahme aus dem Werk der Firma Gollnow & Sohn, Stettin) ersichtlich. Der Abstand der Klammern war ungefähr 0,5 m. Nachdem die Flansche mit dem Steg durch kurze Heftnähte beiderseitig verbunden waren, wurden die

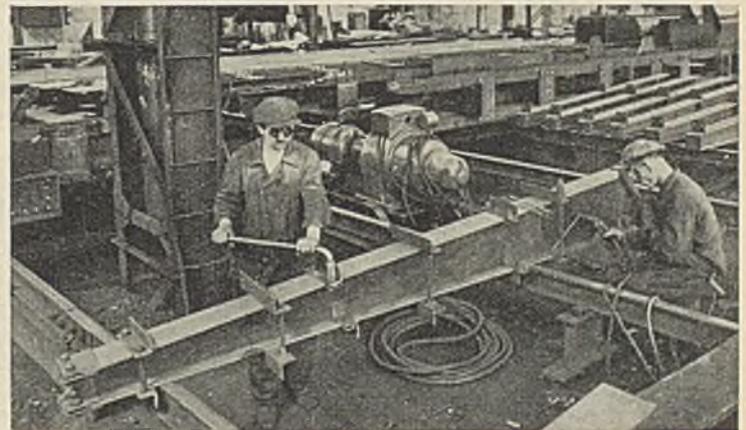


Abb. 4. Werkstück auf der Zulage, die einzelnen Querschnittsteile geklammert.

Klemmen gelöst und abschnittsweise, um ein Verwerfen des Werkstückes zu verhindern, die durchgehende volle Kehlnaht beiderseits hergestellt. Es wäre aus Festigkeitsgründen nicht erforderlich gewesen, eine durchgehende Naht zu schweißen; trotzdem wurde, um ein Eindringen von Wasser zwischen Steg und Flansch zu verhindern, eine durchgehende Raupe gelegt. Verwerfen oder Abweichen vom rechten Winkel haben wir nicht beobachtet.

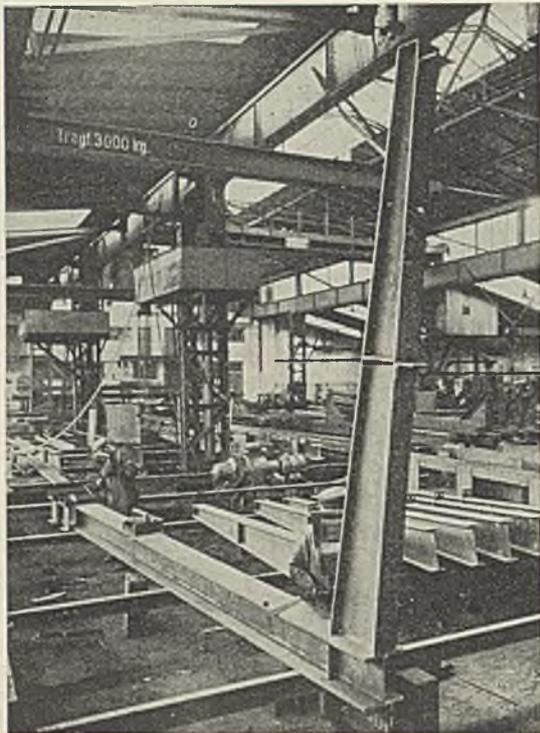


Abb. 7. Anschweißen des Kragarmes an den Stiel.

(ummantelte) Elektroden, da diese eine günstigere Lichtbogenführung gewährleisten. — Die Schweißnähte sind nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die zulässigen Spannungen von 570 kg/cm^2 im Schnitt $a-b$ und $b-c$; 840 kg/cm^2 im Schnitt $b-d$ bemessen. Zur Überwachung der Schweißnahtstärke hat eine Blechlehre, die nach der Mindest-Schweißnahtstärke zugeschnitten war, gedient.

Das in Deutschland noch neue Verfahren der Herstellung von Stahl-

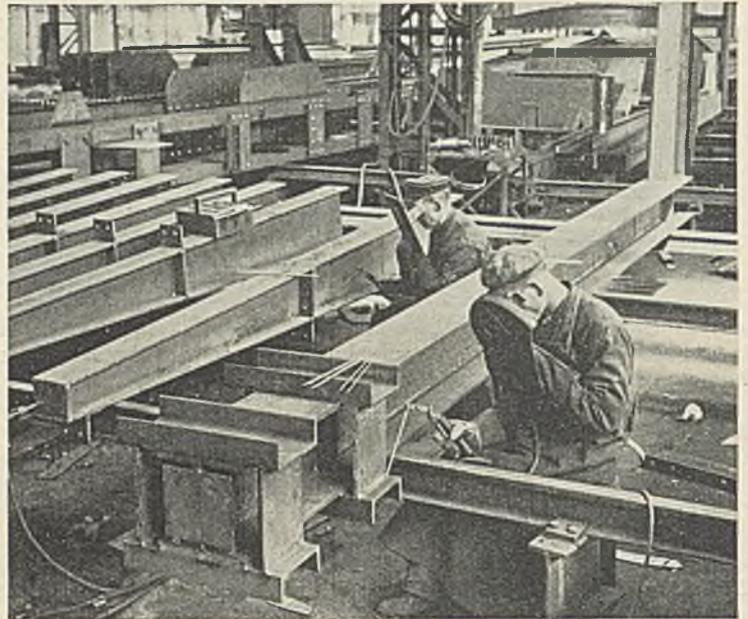


Abb. 8. Schweißen der Längsnähte an den Kragarmen, Anschweißen der Druckeisen an den Stiel.

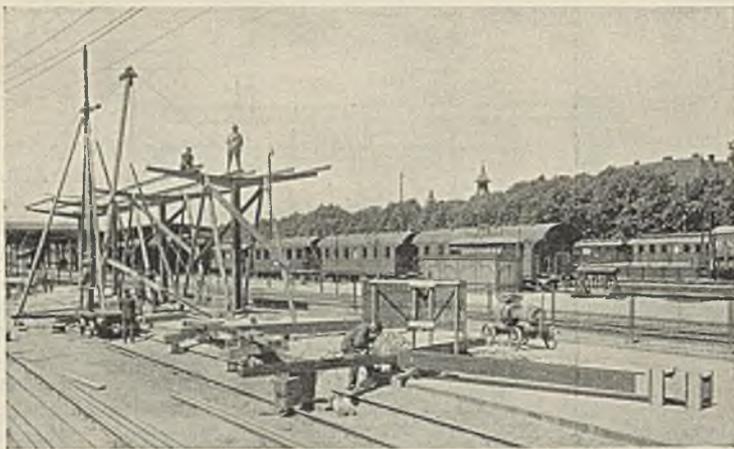


Abb. 9. Richten der Halle.

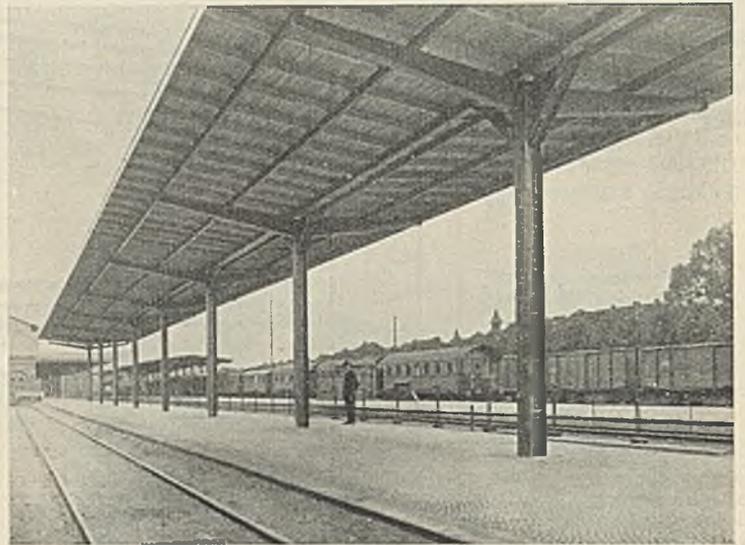


Abb. 10. Gesamtbild der Halle.

Zum Anschweißen der Arme im Werk und auf der Baustelle haben besondere, in Abb. 5 (Richtzeichnung) dargestellte Trägerschmiegen, die sich gut bewährt haben, gedient.

Als Schweißgerät ist ein Schweiß-Umformer der Firma Kjellberg, Finsterwalde, verwendet worden, und zwar ist mit Gleichstrom geschweißt. Zum Schweißen dienten im Werk blanke und auf der Baustelle getauchte

bauten durch elektrische Lichtbogenschweißung hat im vorliegenden Falle eine Baustoffersparnis von 15 % und eine Ersparnis von 20 % von der Gesamtbausumme gegenüber der bisher üblichen Bauweise gebracht.

Die Abb. 7, 8 u. 9 sind Aufnahmen der Bauteile auf der Zulage im Werk der Firma Gollnow & Sohn, Stettin und auf der Baustelle. Abb. 10 läßt die fertige Halle erkennen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Stahlbrückenbau in Jugoslawien.

Von Dr.-Ing. O. Eiselin, Brod a. d. Save.¹⁾

I. Allgemeines.

Nach dem politischen Zusammenschluß der südslawischen Länder Serbien, Slowenien, Kroatien, Slawonien, die Vojvodina, Bosnien mit der Herzegowina, Montenegro und Dalmatien, galt es für die Staatsleitung, alle diese Gruppen auch kulturell, wirtschaftlich und militärisch zu vereinigen. Die Vorbedingung hierzu war, die Verkehrsnetze dieser einzelnen Gruppen, die naturgemäß nach ihren früheren Zentren gerichtet

waren, zu einem organischen Ganzen nach ihrem jetzigen neuen Zentrum hin zusammenzuschließen.

Wie aus Abb. 1 ersichtlich, bilden in besonders hohem Maße Ströme und Flüsse die Grenzen zwischen diesen einzelnen Landesteilen des neuen jugoslawischen Staates, was insbesondere von Serbien gilt, das durch Donau, Save und Drina von allen anderen geographisch fast vollkommen abgetrennt ist, abgesehen von der Berührung mit Montenegro, das von schwer zugänglichen Gebirgsketten umgeben ist. Die schon vor dem Kriege erbaute eingleisige Eisenbahnbrücke unmittelbar bei Belgrad, die

¹⁾ Jetzt Elbing (Ostpreußen).

die internationale Orientstrecke von Wien—Budapest hier über die Save führt, um von da durch Serbien nach Sofla—Konstantinopel bzw. nach Athen weiterzulaufen, diese Brücke war auch nach dem Zusammenschluß noch die einzige feste Verbindung über dieses Flußtrio hinüber. Sie war im Krieg gesprengt, sodann durch eine Kriegsbrücke ersetzt und endlich nach Ende des Krieges und nach dem Zusammenschluß wieder durch eine endgültige Konstruktion erneuert worden. — Um so dringender und notwendiger war damals ihre sofortige Erneuerung, als sie jetzt auch die Hauptlinie des neuen Staates, nämlich die Strecke von Agram—Laibach mit ihren Anschlüssen besonders aus Italien, der Schweiz und Frankreich ebenfalls hier über die Save führt, da diese Linie ungefähr 50 km vor Belgrad mit der obengenannten alten Orientstrecke zusammenläuft. Inzwischen wurde über diese Linie auch eine neue Orientverbindung eingerichtet, und zwar von Paris über den Simplon und Mailand—Triest. — Außer dieser Brücke bestand, wie gesagt, keine feste Verbindung über Donau, Save und Drina.

Aber auch zwischen den anderen Landesteilen bestanden ganz wenige Brückenverbindungen über die sie trennenden Flüsse, von denen wiederum Donau und Save und dann noch die Theiß eine besondere Rolle spielen, die Theiß insofern, als sie die zwei sehr fruchtbaren und deshalb volkswirtschaftlich bedeutenden Landschaften der Vojvodina, nämlich das Banat und die Batschka voneinander trennt. Die Eisenbahnbrücke über die Save bei Brod und über die Donau bei Bogojewo im Zuge der damals wichtigen Eisenbahnverbindung zwischen Bosnien und Budapest—Wien waren die einzigen festen Verbindungen unter diesen. Es bestand lediglich noch eine Schiffs—Straßenbrücke über die Donau bei Neusatz. Es waren also auch diese anderen Landesteile sehr schwach untereinander verbunden. Sollte daher der innere Zusammenschluß der südslawischen Länder sich rasch weiterentwickeln, so war mit dem Ausbau von Straßen und Eisenbahnen die mehrfache Überbrückung dieser Flüsse das wichtigste Glied in deren Ausbau, in hervorragender Weise aber die Überbrückung des genannten Fluß-Trios, da Serbien der politische Ausgangspunkt für die Bildung des jugoslawischen Staates war und die anderen Länder sich gewissermaßen um Serbien herumgruppiert haben. Ja, es ist die Bedeutung der Brücke als verbindendes Element hier eine so wichtige und hervorragende, daß die Brücke an sich gleichsam zum Symbol dieser Völkervereinigung wird.

Einen weiteren großen Bedarf an Brücken erfordert der in Ausführung befindliche Ausbau der Verkehrswege Serbiens, das in Anbetracht der Kürze der Zeit, seit der dieses Land von der türkischen Herrschaft befreit ist, nur über ein sehr unzureichendes Verkehrsnetz verfügt, abgesehen von den notwendigen Erneuerungen der durch den Krieg verursachten Zerstörungen²⁾. Hier sind es wieder vor allem Flüsse, die hemmend im Wege sind und die den Staat viele tausend Tonnen an Brückenkonstruktionen kosten, an ihrer Spitze die Morava mit ihren zwei Oberläufen, der westlichen und der südlichen, die das ganze Land in großen Serpentina durchzieht, — sowie auch der Ibar, dessen Tal ein Hauptstück in der noch später genannten Verbindung Serbiens mit der Adria und eine Sammelader für die dort vorkommenden Bodenschätze sein wird.

In richtiger Erkenntnis dieser Sachlage hat nun das Bautenministerium gleich in den ersten Jahren nach der Vereinigung mehrere bedeutende Aufträge auf Straßenbrücken vergeben. Es war dies zunächst ein kleinerer bei der Firma Griedl, Wien, auf eine ganze Anzahl neuer Brücken im Gesamtgewicht von rd. 4100 t neben einer bedeutenden Menge Rekonstruktionsarbeiten. Besonders sind von diesen zu erwähnen vier

²⁾ Die Erneuerung der zerstörten Brücken der Hauptlinien Belgrad—Nisch zu der bulgarischen und der griechischen Grenze wurde gleich im Jahr 1920 der Firma Wagner-Biro in Graz und Wien übertragen und von dieser mit einem Stahlaufwande von rd. 6000 t durchgeführt.



Abb. 1. Die vereinigten südslawischen Länder.

Brücken über die Morava, von denen die bedeutendste die bei der Stadt Tjuprija³⁾ ist mit 2 × 60 und 1 × 110 m Stützweite und einem Gewicht von rd. 820 t (Abb. 2). Hiernach folgten zwei große Aufträge auf Reparationskonto, deren erster ein Stahlgewicht von rd. 16 400 t umfaßte. Er wurde von einer ganzen Reihe erster deutscher Brückenanstalten ausgeführt und enthielt unter anderen eine Brücke über die Save bei Schabaz (Abb. 3), eine über die Donau bei Neusatz (Abb. 4), drei über die Drina und acht über die drei Moravaflüsse. Alle diese Brücken wurden



Abb. 2. Straßenbrücke über die Morava bei Tjuprija.

von einheimischen Unternehmungen montiert mit Ausnahme der Donau-Brücke bei Neusatz mit rd. 3200 t, deren Montage 1926 bis 1927 von den Lieferfirmen Klönne, Dortmund, und Gollnow, Stettin, selbst durchgeführt wurde⁴⁾. Die Montage der Save-Brücke bei Schabaz mit

³⁾ Dieses Wort ist türkischen Ursprungs und bedeutet „Brücke“, nachdem an dieser Stelle von jeher einer der wichtigsten strategischen Übergänge über die Morava war, und sich deshalb schon in der türkischen Zeit dort eine große Holzbrücke befand. — ⁴⁾ S. Bautechn. 1928, Heft 41 ff.: Karner, Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad.

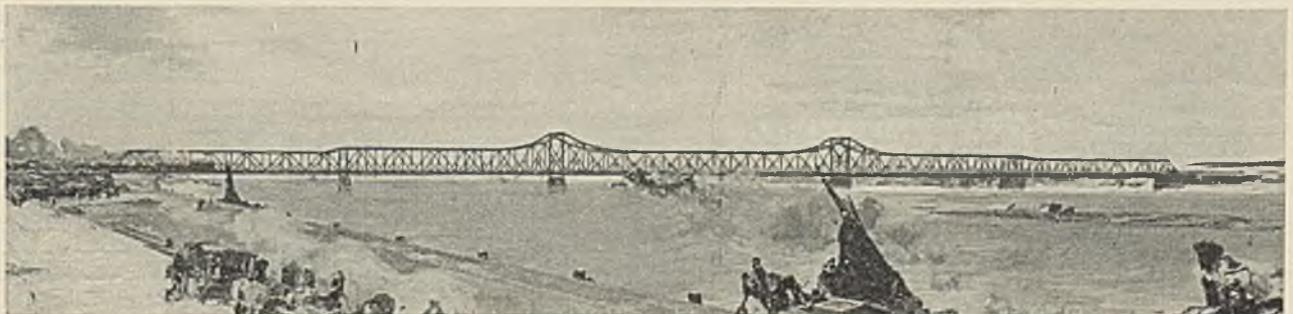


Abb. 3. Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Save bei Schabaz.



Abb. 4. Straßenbrücke über die Donau bei Neusatz.

2 × 125 + 1 × 180 + 2 × 125 m Stützweiten und rd. 6100 t, entworfen und zur einen Hälfte geliefert von der Firma Fried. Krupp, Rheinhausen, zur anderen von der Firma Beuchelt, Grünberg, wurde erst Ende 1929 von der Serbischen Berg- und Hüttenindustrie AG. in Semendrija begonnen und bis heute nahezu fertiggestellt. Überhaupt noch nicht montiert ist nur noch eine einzige Brücke über die Drina, alle übrigen sind bereits dem Verkehr übergeben.

Der zweite der beiden Reparationsaufträge wurde mit den Firmen August Klönne in Dortmund und J. Gollnow und Sohn in Stettin abgeschlossen und umfaßte mit rd. 17 500 t eine Straßenbrücke über die Theiß bei Titel, 2 über die Drina, 1 über die Morava und verschiedene andere kleinere, sowie 265 Stück Typenbrücken für Öffnungen von 10 bis 30 m. Die größte aller dieser Brücken, die genannte Straßenbrücke über

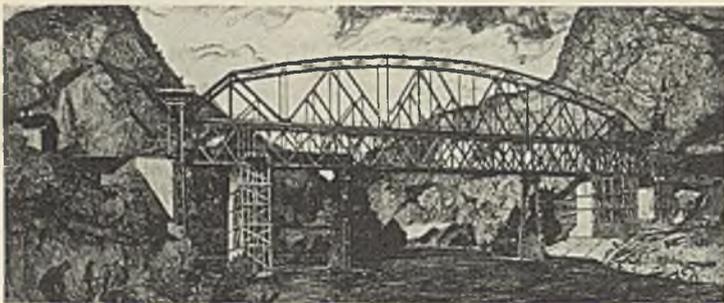


Abb. 5. Eisenbahnbrücke über die Drina bei Medjedja.

die Theiß bei Titel mit rd. 3400 t, wurde in den Jahren 1928/29 von der einheimischen Baufirma Zeiß und Meisl montiert, während von allen übrigen ungefähr erst die Hälfte montiert ist, nicht eingerechnet die Typenbrücken im Gesamtgewicht von rd. 8800 t, von denen bis heute erst etwa 1200 t aufgestellt sind.

Während das Bautenministerium auf diese Weise fürs erste den dringendsten Bedarf an Straßenbrücken gedeckt hatte, kamen durch das Verkehrsministerium mit dem allmählich beginnenden Ausbau des Eisenbahnnetzes nach und nach immer mehr Brücken auch zur öffentlichen Ausschreibung. Diese fielen zum überwiegenden Teil der sich unter dem Zollschutz langsam entwickelnden einheimischen Industrie zu, die bereits über eine bedeutende Leistungsfähigkeit verfügt und bis heute schon eine Menge von gegen 16 000 t bewältigt hat. Nur dreierlei Eisenbahnbrückenbauten wurden inzwischen wieder auswärts vergeben. Es war dies eine sehr wichtige Brücke über die Drina bei Medjedja im Zuge der Eisenbahnverbindung zwischen Sarajevo und Serbien, die durch die Firma



Abb. 6. Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Donau bei Belgrad zur Verbindung nach Pantschevo.

Eilers, Hannover, ebenfalls auf Reparation ausgeführt wurde und insbesondere hinsichtlich ihrer Montage besondere Beachtung verdient (Abb 5). Sodann eine Anzahl kleinerer Ersatzbrücken im Gewichte von 1700 t, die von zwei polnischen Firmen als Kompensation für Tabak geliefert wurden, und als drittes die Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Donau bei Belgrad, die Pantschevo-Brücke, genannt nach der etwa 20 km unterhalb Belgrad liegenden Banater Stadt Pantschevo, über welche Belgrad durch diese Brücke mit dem Banat verbunden wird (Abb. 6)⁵⁾. Schließlich wurde als letzte Brücke vor ganz kurzer Zeit die Straßenbrücke Belgrad—Semlin vergeben, und zwar an eine Arbeitgemeinschaft zwischen der Gutehoffnungshütte und der

Pariser Baufirma Batignolles, wobei erstere die Eisenkonstruktion im Gewicht von rd. 5700 t auf Reparationskonto liefern, während letztere die ganzen Bauarbeiten auf mehrjährigen Kredit ausführen wird. Die Brücke wird als Kettenbrücke ausgebildet und hat bei einer Gesamtlänge von 467 m in der Mitte eine Stützweite von 261 m.

Tabelle 1.

	t	Darunter über					
		Donau	Save	Theiß	Drina	Morava	Ibar
Auftrag Griedl	4 100	—	—	—	—	7	—
1. Reparations-Auftrag . . .	16 400	1	1	—	3	8	2
2. Reparations-Auftrag . . .	17 500	—	—	1	2	1	1
Pantschevo-Brücke	19 800 ^{*)}	1	—	—	—	—	—
Medjedja-Brücke	400	—	—	—	1	—	—
Auftrag Polen	1 700	—	—	—	—	—	—
Semliner Straßenbrücke . .	5 700	—	1	—	—	—	—
Einheimische Industrie . . .	15 500	—	—	1	1	1	17
zusammen	80 100	2	2	2	7	17	20

^{*)} einschließlich der Vorflutbrücke mit 8 × 32 m Stützweiten für die Eisenbahn und ohne rd. 1500 t Senkkasten.

Stellt man die bis heute ausgeführten Brücken zusammen, so sieht man, daß der junge Staat seit seinem Bestand ein recht ansehnliches Quantum an Brücken bereits beschafft hat (Tab. 1). Andererseits ist aber auch ersichtlich, daß dies trotzdem nur ein Teil dessen sein kann, was wirklich notwendig ist, sind doch in dem Gewicht von rd. 80 000 t nur je zwei Brücken über die größten Flüsse, nämlich über die Donau und die Save, enthalten. Dringend notwendig sind aber vor allem noch zwei Brücken über die Donau zwischen Kroatien und der Vojvodina, je eine weitere über die Save zwischen Serbien und Kroatien sowie zwischen Bosnien und Kroatien und wenigstens eine über die Donau zwischen Serbien und dem Banat. Außer diesen erfordern die zunehmenden Lastzüge dringend die Auswechslung der Brücken mehrerer Strecken insbesondere in Bosnien und Serbien, und wird der Ausbau der neuen Eisenbahnlinien, vornehmlich der der Adriabahn, ebenfalls noch eine nicht unbedeutende Menge Brücken in diesem fluß- und gebirgsreichen Lande verlangen. Für die einheimische Industrie wird es also viel zu tun geben, und es ist nur eine Frage der Kreditbeschaffung, wann und wie rasch der Ausbau der Verkehrswege vorstatten gehen wird.

Im folgenden seien nun einige bedeutendere Bauwerke beschrieben, die die einheimische Industrie bis heute ausgeführt hat, doch sei zuvor kurz auf die behördlichen technischen Bedingungen für den Bau von stählernen Brücken eingegangen.

II. Technische Vorschriften.

Die bestehenden technischen Vorschriften für die Ausführung von stählernen Brücken stehen den deutschen sehr nahe, teilweise sind sie diesen sogar unmittelbar nachgebildet. Dies hat seinen Grund einmal darin, daß die deutschen Vorschriften wohl am einheitlichsten und erschöpfendsten sind, dann aber auch in dem Einfluß der Reparationslieferungen. Für die Pantschevo-Brücke hat man sogar

⁵⁾ Über diese Brücke hat die Bautechn. bereits wiederholt berichtet, insbesondere 1927, Heft 36; 1928, Heft 5; 1929, Heft 53; 1930, Heft 24.

unmittelbar die Reichsbahn-Vorschriften von 1925 und für die Ausschreibung der Straßenbrücke Belgrad—Semlin über die Save die DIN 1073 und als Material den Baustahl St 48 vorgeschrieben.

Erwähnenswerte Abweichungen und Besonderheiten in den Vorschriften für Eisenbahnbrücken liegen neben der Verschiedenheit der Lastenzüge z. B. beim Material in der vorgeschriebenen Festigkeit, die mit 36 bis 45 kg/mm², und bei der Dehnung, die in Hundertteilen multipliziert mit der Festigkeit in t/cm² mit mindestens 100 gleichlaufend mit der Walzrichtung und mindestens 90 quer zu dieser verlangt ist. Für Niete und Schrauben sind die betreffenden Zahlen mit 35 bis 40 und 110 gefordert. Dabei ist als Meßlänge für die Dehnungsmessungen $L = 80\sqrt{F}$ vorgeschrieben, worin F den Querschnitt des Probestabes bedeutet, der jedoch nicht größer sein soll als 6 cm². Für die Berechnung der Druckstäbe wurde das ω -Verfahren übernommen, nur mit dem Unterschiede, daß die Knicksicherheit im Bereich $\lambda > 100$ mit 4 anstatt 3,5 festgesetzt ist. Für die Berücksichtigung des Stoßes wurde eine Stoßzahl nicht verwendet, vielmehr wurde an der alten Art festgehalten, wonach die zulässigen Beanspruchungen für die Hauptträger mit den Stützweiten fallen, und zwar gemäß folgender Tabelle:

Tabelle II.

Stützweiten	10 und weniger	20	40	80	120	160	200	m
Ohne Wind- und Zusatzkräften: $\sigma =$	800	850	900	950	1000	1050	1100	kg/cm ²
Mit Wind- und Zusatzkräften: $\sigma =$	950	1000	1050	1100	1150	1200	1250	

Für Längs- und Querträger ist die besonders verminderte Beanspruchung von 750 kg/cm² vorgeschrieben. Außer dem Nachweis, daß diese Spannung nicht überschritten wird, müssen die Längsträger für den oberhalb des Schwerpunkts liegenden Querschnittsteil für die Länge der Feldweite des Schlingerverbandes noch auf Biegung infolge einer Schlingerkraft von 5 t bei normal- und 3 t bei schmalspurigen Eisenbahnen — sowie infolge Windes auf das Verkehrsband berechnet werden. Die daraus sich ergebende Gesamtbeanspruchung soll dann nicht größer sein als 1100 kg/cm². Um diese beiden zulässigen Spannungen angenähert gleichmäßig einzuhalten, ist es notwendig, die Querschnitte der Längsträger unsymmetrisch, und zwar in ihrem oberen Teil wesentlich stärker auszubilden. Bei allen Erfahrungen über die wirkliche Beanspruchung der Längsträger muß man dieser, wenn auch etwas unbequemen Berechnungsweise und der sich daraus ergebenden unsymmetrischen Ausbildung der Querschnitte der Längsträger eine gewisse Berechtigung zusprechen.

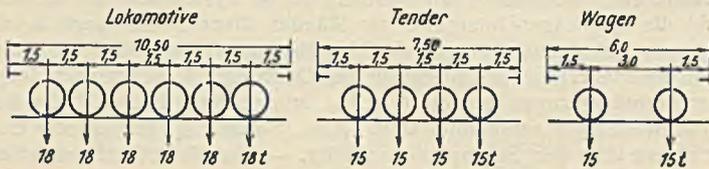


Abb. 7. Lastenzug für Normalspur.

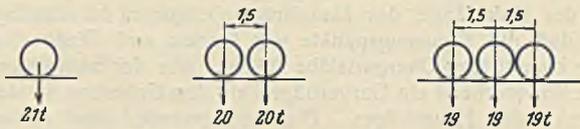


Abb. 8. Einzel-Achsdrücke für Normalspur.

An Lastenzügen haben die Staatsbahnen nur zwei vorgesehen, einen für Normalspur mit einem Lokomotivgewicht von 108 und einem Achsdruck von 18 t, sowie einen für Schmalspur mit 61 und 9 t (Abb. 7 u. 9). Für so kleine Stützweiten jedoch, bei denen nur 3, 2 und 1 Lokomotivachse Platz haben, sind die Achsdrücke auf 19, 20 und 21 t bzw. bei Schmalspur auf 10, 10,5 und 11 t erhöht, eine Anordnung, die gerechtfertigt ist (Abb. 8 u. 10).

Über die Vorschriften für Straßenbrücken ist nicht viel zu erwähnen. Die Zahlen für Materialien sind dieselben, wogegen die zulässigen Beanspruchungen grundsätzlich abweichen. Es ist für alle Konstruktionsteile $\sigma_{zul} = 800 + 3 L^m$ bis

höchstens 1050 kg/cm² ohne, und bis höchstens 1200 kg/cm² mit Wind- und Zusatzkräften vorgeschrieben. Für die zulässigen Knickbeanspruchungen ist für Straßenbrücken das ω -Verfahren nicht übernommen; auf Knicken beanspruchte Bauteile sind vielmehr nach besonderen, auf den Tetmajer- und Eulerschen begründeten Formeln zu berechnen.

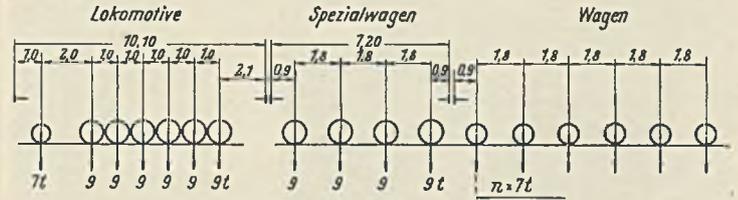


Abb. 9. Lastenzug für Schmalspur.

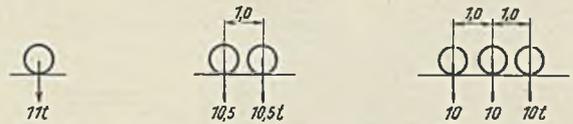


Abb. 10. Einzel-Achsdrücke für Schmalspur.

Als Verkehrsbelastungen sind für Staats- und Kreisstraßen lediglich ein Lastwagen mit 12 und eine Dampfwalze mit 18 t Gesamtgewicht angenommen (Abb. 11), sowie eine Belastung aus Menschengedränge von 460 außerhalb und 500 für die Fahrbahn sowie 520 bis 560 kg/m² für die Fußstege innerhalb eines Stadtbereichs vorgeschrieben.

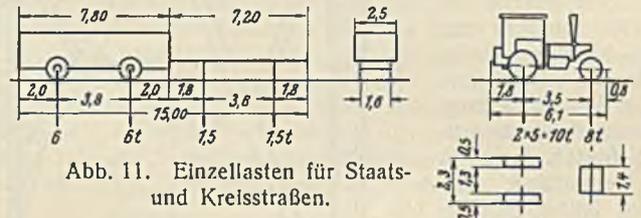


Abb. 11. Einzellasten für Staats- und Kreisstraßen.

Im allgemeinen sind die Vorschriften des Bautenministeriums für Straßenbrücken etwas veraltet, weshalb man auch bereits daran gegangen ist, sie zu ändern. Ihre neue Fassung wird sich eng an die betreffenden Dinnormen anlehnen.

III. Die Eisenbahnbrücke über die Theiß bei Titel.

Die erste bedeutende Brücke, die die einheimische Brückenbau-Industrie selbst, und zwar die Erste Südslawische Waggon-, Maschinen- und Brückenbau AG. in Brod a. d. Save ausgeführt hat, ist die eingleisige Eisenbahnbrücke über die Theiß bei Titel. Sie ist das Hauptglied des in den Jahren 1920 bis 1922 fertiggestellten Schlußstückes der Strecke Neusatz—Betschkerek, die das Banat mit der Hauptlinie Subotica (Maria-Theresiopel)—Neusatz—Belgrad an das Hauptverkehrsnetz anschließt. Von einer Verbindung des Banats mit Belgrad über die Donau unmittelbar mußte man vorläufig absehen, da eine solche viel zu teuer gewesen wäre. Inzwischen wird diese Verbindung aber nun doch mit der Pantschevo-Brücke zur Wirklichkeit, wie bereits aus Abschnitt I hervorgeht.

Für die Hauptbrücke war ein Gerberträger mit einer ursprünglichen Stützweite in der Mitte von 110 m vorgesehen, und zwar waren für diese erste Aufteilung auch die Widerlager bereits begonnen, als man sich entschloß, die Eisenkonstruktion auf Reparatur zu bestellen. Zur Ersparnis an Kosten für den Unterbau änderte man sodann unter Vergrößerung der Stützweiten der Hauptöffnungen das System so, wie aus Abb. 12 ersichtlich. Zur Ausführung auf Reparationskonto kam es jedoch nicht, weil damals die Ruhrbesetzung und mit ihr die Einstellung der Reparationslieferungen eintrat. Da aber die Brücke sehr dringend war, entschloß man sich zu einer öffentlichen Ausschreibung, die Ende 1924 unter stärkster Beteiligung des Auslandes stattfand, und zwar unter Beibehaltung des letzten Systems.

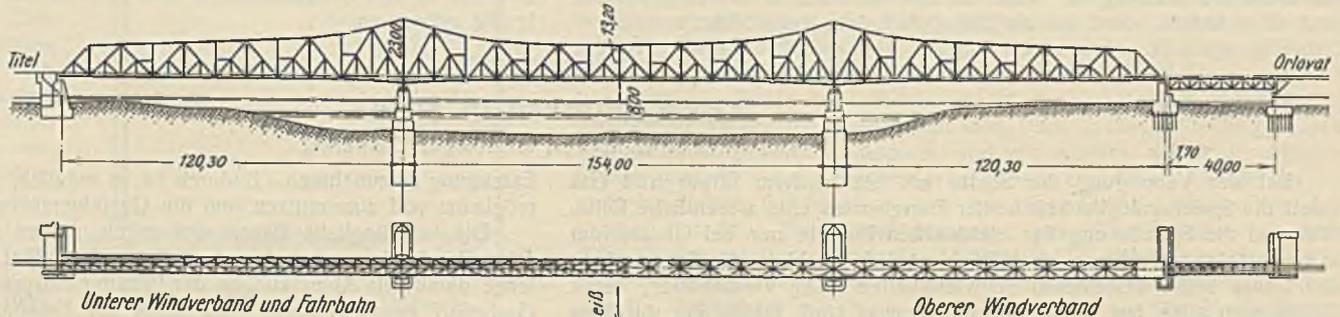


Abb. 12. System der Theiß-Brücke bei Titel.

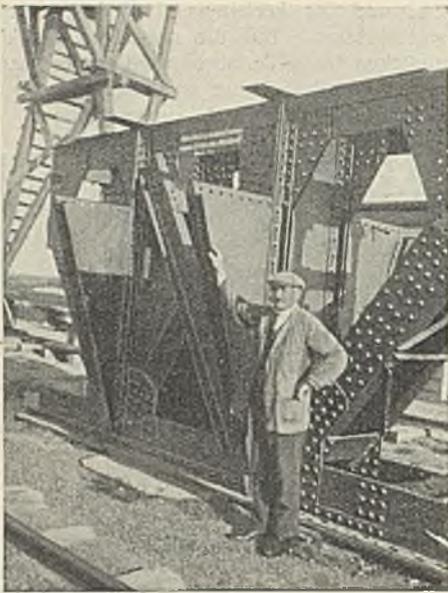


Abb. 15. Querträger über Strompfeiler.

Etwa 800 m oberhalb der Achse der neuen Brücke war bereits im Jahre 1915 von der Firma Schlick - Nicholson, Budapest, für die vorrückende Armee des Erzherzogs Eugen eine Kriegsstraßenbrücke System Kohn in einer Gesamtlänge von ungefähr 340 m geschlagen worden. Da diese Brücke bis dahin dem Straßenverkehr immer noch genügt hatte, jedoch allmählich dem Verfall nahe kam, war es gegeben, die neue Brücke auch als Straßenbrücke auszubauen. Man sah deshalb den Unterbau gleich für zwei parallel aneinander liegende Brücken vor, doch sollte für die nächste Zeit nur die eine gebaut, und zwar gemeinsam für Eisenbahn- und Straßenverkehr, und erst später, wenn diese eine Brücke dem wachsenden Verkehr nicht mehr genügen sollte, die zweite ausgeführt werden.

Während der Ausarbeitung der Eisenbahnbrücke wurden die Reparationslieferungen von neuem aufgenommen, weshalb sich in Anbetracht des außerordentlich schlechten Zustandes der obenerwähnten Kriegsstraßenbrücke das Bauministerium veranlaßt sah, nun doch sofort eine Straßenbrücke auf Reparatur zu bestellen (vgl. unter I), so daß nachträglich der für den Straßenverkehr vorgesehene Bohlenbelag der Fahrbahn und ein einseitiger Fußweg der schon im Bau befindlichen Brücke gestrichen und diese Brücke somit nur als Eisenbahnbrücke ausgebildet wurde.

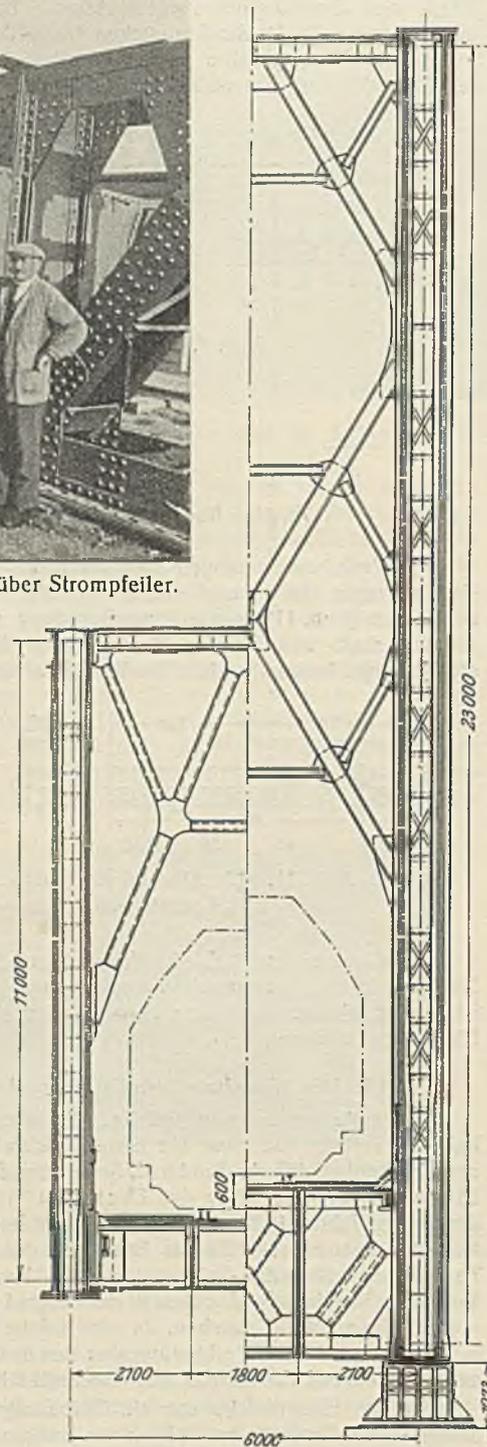


Abb. 13. Querschnitt der Hauptbrücke.

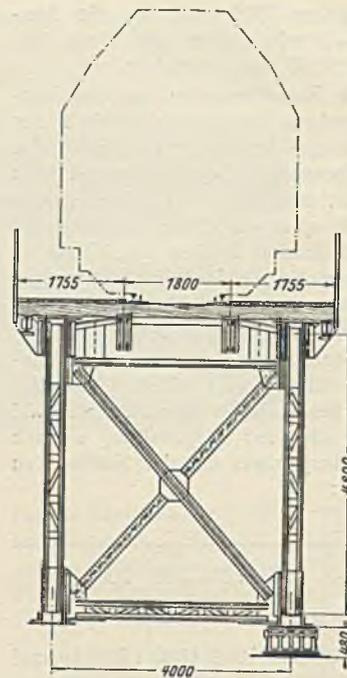


Abb. 14. Querschnitt der Vorflutbrücke.

Wie aus Abb. 12 ersichtlich, besteht die Brücke aus einer Hauptbrücke im System eines Gerberschen Fachwerkbalkens über drei Öffnungen mit den Stützweiten von 120,30 + 154,00 + 120,30 m und einer Vorflutbrücke mit 40 m Stützweite. Die Gelenke der Hauptbrücke liegen in der Mittelöffnung, und zwar im Abstände von zwei Feldweiten mit 22 m von den Pfeilern entfernt.

Die Form der Hauptträger der Hauptbrücke ist den statischen Erfordernissen entsprechend ausgebildet. Ihre Höhe beträgt über den Pfeilern 23 m und fällt gegen die Widerlager auf 11 m, gegen die Brückenmitte auf 13,20 m ab. Das Hauptträgernetz ist ein Diagonalfachwerk mit Ständern und mit Zwischenfachwerken zwecks Abkürzung der Querträgerabstände. Die oben offenen Ständer sind an die Zwischenpunkte der Diagonalen besonders abgestützt. Die Feldereinteilung ergab sich für die Seitenöffnungen zu 10×11 m und einem Endfelde von 10,30 m, die der Mittelöffnung zu 14×11 m. Die Hauptträger der Vorflutöffnung sind Parallelträger in Strebenfachwerk mit Ständern und 10×5 m Feldereinteilung. Der Übergang von Haupt- zur Vorflutbrücke mit einer Länge von 1,70 m ist mit gewalzten I-Trägern überbrückt.

Der Querschnitt der Hauptbrücke (Abb. 13) war gegeben durch eine Breite von 6 m, die sich mit Rücksicht auf die Standsicherheit der Brücke quer zu ihrer Achse, sowie auf die für den ursprünglich auch beabsichtigten Straßenverkehr notwendige lichte Breite ergab. Die normalen Querträger sind genietete Blechträger ebenso wie die im Abstände von 1,80 m voneinander liegenden Längsträger. Der Querschnitt der Vorflutbrücke ist mit Rücksicht auf die obliegende Fahrbahn gegeben durch eine festgesetzte Breite von 4 m und eine Systemhöhe der Hauptträger von 4,80 m (Abb. 14). Auch hier sind Quer- und Längsträger als genietete I-Träger ausgebildet. An Verbänden weist die Hauptbrücke einen unteren und einen oberen Windverband, sowie einen Schlinger- und drei Bremsverbände auf. Der untere Windverband ist im System ein K-Fachwerk, wobei die Querträger-Untergurte als Ständer dienen. Er liegt in der Ebene von Unterkante Untergurt der Hauptträger, weshalb an den Punkten gegen die Pfeiler zu die Untergurte der Querträger bis Untergurt Hauptträger heruntergezogen und diese selbst infolge der größeren Höhe dort als Fachwerkträger ausgebildet sind. Abb. 15 gibt ein Lichtbild des Endquerträgers über den Strompfeilern wieder. — Der obere Verband ist ein Doppelstrebenfachwerk ohne Ständer, nur dienen an den Hauptträger-Knotenpunkten Ständer zur Übertragung der Knotenlasten, und zur Abkürzung der Knicklänge des Hauptträgerobergurtes ist das System so gewählt, daß die Kreuzungspunkte von Gurten und Diagonalen in der Mitte der Hauptträger-Obergurtstäbe liegen. Wie der untere, so ist auch der obere Windverband ein Gerberträger mit den Gelenken an den Stellen der Gelenke der Hauptträger. Die Auflagerkräfte des oberen Windverbandes werden durch die Portale über den Pfeilern und bei den Widerlagern in den Ebenen der letzten Ständer in die Lager übergeleitet. An Bremsverbänden besitzt die Hauptbrücke — wie schon oben erwähnt — drei, und zwar in der Mitte einer jeden Öffnung. Die Vorflutbrücke besitzt ebenfalls einen K-förmigen unteren Windverband und in jedem Knotenpunkt einen Querverband, ebenso einen Schlinger- und einen Bremsverband. Die Fahrbahn der Hauptbrücke ist an den Gelenken sowie außerdem noch mit Rücksicht auf den Temperatureausgleich zweimal in den Seitenöffnungen und zweimal in der Mittelöffnung gelenkig gebrochen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Gasbehälterbau in Stahl.

Von Direktor H. Müller, Hamburger Gaswerke.

Bei der Versorgung der Städte mit elektrischem Strom und Gas spielt die Speichermöglichkeit beider Energiearten eine wesentliche Rolle. Während die Speicherung der elektrischen Energie nur bei Gleichstrom in beschränktem Umfang wirtschaftlich möglich ist, bietet die Ansammlung des Gases keine besonderen Schwierigkeiten. Die Gasbehälter, deren Größe nach oben fast keine Grenzen gesetzt sind, bilden ein durchaus einfaches Mittel, um die Schwankungen des Absatzes bei gleichbleibender

Erzeugung aufzunehmen. Dadurch ist es möglich, die Erzeugungsanlagen möglichst voll auszunutzen und die Gesteungskosten niedrig zu halten.

Die ursprüngliche Bauart des sogen. nassen Gasbehälters ist viele Jahre hindurch unverändert beibehalten worden. Man begnügte sich lange damit, die Abmessungen der Behälter entsprechend dem steigenden Gasbedarf zu vergrößern, ohne dabei zur Erkenntnis zu kommen, daß die bei kleinen Verhältnissen gut bewährte Konstruktion bei der Über-

setzung ins Große zu recht kostspieligen Konstruktionen führte. In seiner einfachsten und ursprünglichen Form bestand der Gasbehälter aus einer genieteten Glocke mit zylindrischer Wand und gewölbter Decke, die mit der Öffnung nach unten in ein Wasserbecken tauchte. Durch den Boden dieses Beckens führte je ein Ein- und Ausgangsrohr von unten her in die Glocke hinein. Beim Füllen des Behälters steigt die Glocke, beim Entleeren sinkt sie wieder in das Becken zurück. Das Wasser schließt das Gas in der Glocke von der Außenluft ab. Der Druck des Gases hängt vom Gewicht und vom Flächeninhalt der Glocke ab. Diese ursprüngliche Form des Gasbehälters kommt nur für recht kleine Gasmengen bis zu einigen 1000 m³ in Frage. Für die Unterbringung größerer Gasmengen hat man die Behälter derart ausgeführt, daß die Glocke aus mehreren Teilen, die sich teleskopartig ineinanderschieben, besteht. Der oberste Teil ist die bereits erwähnte Glocke, die weiteren Mantelteile sind genietete Blechringe, die hakenartig ineinandergreifen. Die Höhe der einzelnen Mantelteile und des Wasserbeckens ist so bemessen, daß beim Auseinanderziehen der Teleskopringe der Wasserabschluß immer gewährleistet wird, so daß kein Gas nach außen entweichen kann. Je größer nun im Laufe der Zeit das Wasserbecken wurde, um so schwieriger und kostspieliger wurde dessen Ausführung.

Die erforderliche Wandstärke des zylindrischen Wasserbeckens aus Flußeisen ist abhängig von der Höhe und dem Durchmesser des Beckens. Da bei gleichem Wasserdruck die auftretende Zugbeanspruchung dem Krümmungshalbmesser proportional ist, so muß auch die Wandstärke im gleichen Verhältnis mit diesem zunehmen. Bei den Gasbehältern von 250 000 m³ Inhalt und mehr, wie sie heute in den großen Gaswerken allgemein gebaut werden, würde bei einem Durchmesser des Wasserbeckens von ungefähr 80 m die Stärke des unteren Mantelbleches rund 50 mm betragen müssen. Solche Wandstärken verteuern natürlich das Bauwerk in einer nicht mehr tragbaren Weise, ganz abgesehen davon, daß man auch die Nietungen solcher Bleche kaum mehr einwandfrei ausführen kann. Diese Mißstände haben nun die Gasbehälter bauenden Firmen veranlaßt, andere und bessere Konstruktionen zu finden. Die M. A. N. war auf diesem Gebiete bahnbrechend. Sie brachte zunächst das sogen. Wölbmantelbecken zur Ausführung. Der Mantel des Wasserbeckens wird durch gewölbte Wände gebildet, die durch über den Umfang verteilte Stützen versteift sind. Bei dieser Art der Ausführung hat man es vollkommen in der Hand, durch eine entsprechende Form der Wölblinie die auftretenden Kräfte und damit die erforderliche Wandstärke innerhalb bestimmter Grenzen zu halten. Die oben erwähnte Wandstärke von 50 mm beim zylindrischen Mantelbecken kann auf ungefähr den zehnten Teil beim Wölbmantelbecken bei gleichem Inhalt herabgedrückt werden. Bei dieser Konstruktion ist jedoch die M. A. N. nicht stehen geblieben, sondern sie hat bereits ein paar Jahre nach der Erfindung des Wölbmantelbeckens den sogen. trockenen Scheibengasbehälter zum erstmalig gebaut¹⁾.

Dieser Behälter besteht aus einem festen überdachten vieleckigen Prisma, in dessen Innern sich eine Scheibe kolbenartig auf- und abwärts bewegt und den Gasraum nach oben gegen die Außenluft abschließt (Abb. 1). Auf einer Platte aus Eisenbeton, die entsprechend den Bodenverhältnissen gegründet und zur Aufnahme der seitlichen Winddrücke ausgebildet sein muß, liegt das ungefähr 4 mm starke genietete Bodenblech auf einer 1 cm dicken, sorgfältig getrockneten Sandunterlage. Der Boden wird auf hölzernen Böcken zusammengenietet und mit Spindeln auf einfache Weise abgelassen. Nach seiner Fertigstellung wird die unterste Reihe der Eckpfosten, die aus verstärkten I-Trägern bestehen, aufgestellt, durch Einziehen eines Mantelblechringes an ihrem oberen Ende versteift und außerdem auch der erste Schuß der Mantel-

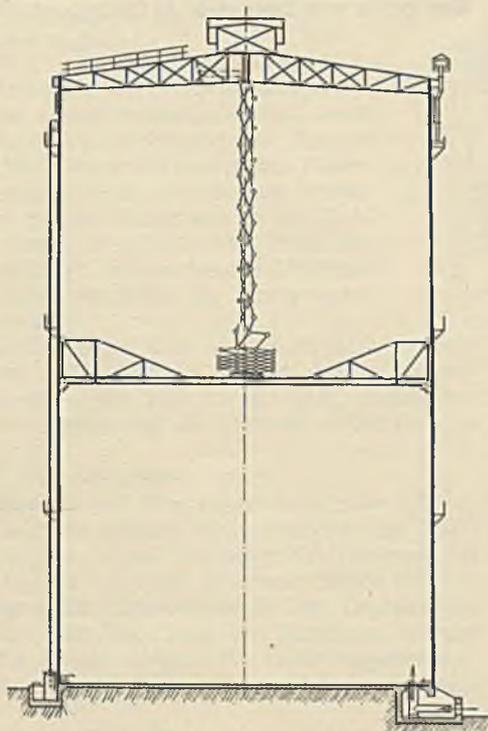


Abb. 1. Schematischer Querschnitt durch den trockenen Scheibengasbehälter.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1925, Heft 42, S. 603; 1926, Heft 41, S. 615; 1929, Heft 43, S. 687.

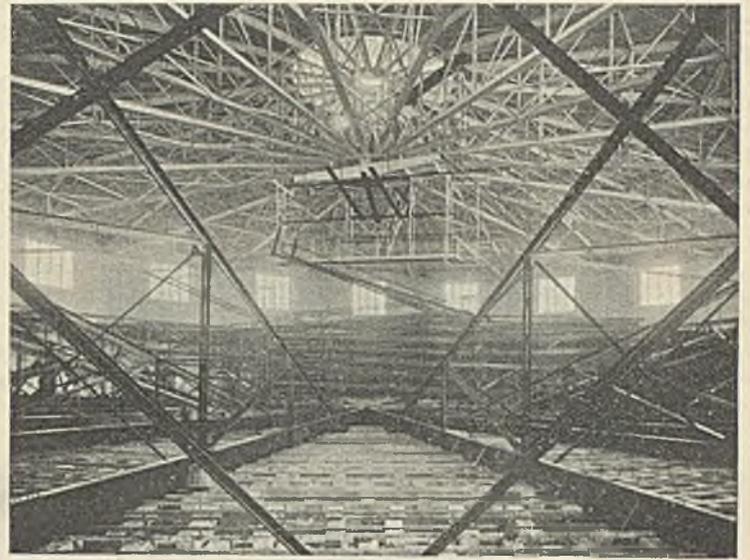


Abb. 2. Scheibe und Dachgesperre des Gasbehälters während des Baues.

bleche unmittelbar über dem Boden eingezogen. Die Mantelbleche bestehen aus umgebördelten 4,5 mm starken Stahlblechen. Nach dieser vorbereitenden Arbeit wird nicht etwa mit der Herstellung des gesamten Gehäuses fortgefahren, sondern es wird zunächst unmittelbar über dem Boden die Scheibe des Behälters und das Dach montiert. Das Dach wird durch eine behelfsmäßige Absteifung mit der Scheibe fest verbunden. Die Scheibe muß entsprechend dem großen Durchmesser von ungefähr 50 bis 60 m zur Vermeidung jeglicher Formänderung beim Auf- und Abwärtsgehen während des Betriebes durch Gitterträger gut versteift sein (Abb. 2). Ein besonderes Augenmerk muß der guten Führung der Scheibe durch die Eckpfosten zugewendet werden. Die Führungsrollen sind daher auch in möglichst großem Abstand übereinander angeordnet, damit ein Ecken der Scheibe ausgeschlossen ist. Die Abdichtung der Scheibe gegen die Behälterwand geschieht durch ein eisernes Lineal, das mit Belastungsgewichten an die Behälterwand gepreßt wird und durch einen Lelwandstreifen mit der Konstruktion der Scheibe beweglich verbunden ist (Abb. 3). Über dem eisernen Lineal ist die Anordnung der Scheibe so getroffen, daß sich durch Aufüllen des Raumes zwischen Scheibentasse und Behälterwand eine Teerschicht von 80 cm herstellen läßt. Durch besondere Einrichtungen wird dafür gesorgt,

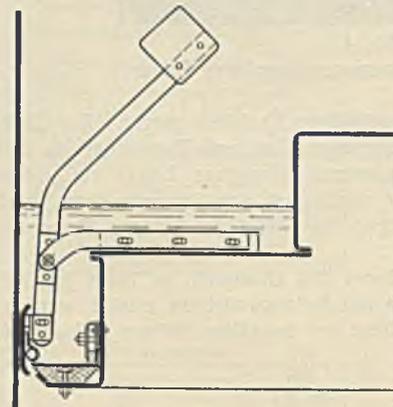


Abb. 3. Schnitt durch die zur Abdichtung dienende Teertasse.

daß diese Teerschicht ständig auf gleicher Höhe gehalten wird. Da der Behälter keine Beheizung besitzt, muß man einen besonders präparierten Teer als Dichtungsflüssigkeit benutzen, damit auch bei der stärksten Kälte von -25° ein Festfrieren der Dichtungsflüssigkeit und damit ein Undichtwerden des Behälters vermieden wird. Nach langen Versuchen ist es gelungen, ein Teeröl herzustellen, das einen Stockpunkt von -25° besitzt.

Sind Scheibe und Dach über dem Boden des Behälters fertig montiert, dann nietet man den zweiten und dritten Schuß der seitlichen Mantelbleche und drückt mit einem Ventilator Luft unter die Scheibe, bis sie sich mitsamt dem Dach so weit gehoben hat, daß die Scheibentasse eben noch am oberen Rande des dritten Mantelbleches die Dichtung bewerkstelligt. Dieses Anheben der Scheibe während der Montage geschieht ohne Teerabdichtung, um das Arbeiten nicht zu erschweren. Ist der höchstzulässige Stand der Scheibe erreicht, dann wird durch behelfsmäßig angebrachte Haken die Scheibe mit dem Dach in dieser Stellung an den Eckpfosten aufgehängt. Nunmehr wird ein weiterer Schuß der Mantelbleche genietet — die Mantelbleche haben eine Höhe von 80 cm —, und das Heben der Scheibe kann um diese Strecke wieder vor sich gehen. Auf diese Weise wird der ganze wasserlose Behälter fast ohne jedes Gerüst montiert. Auch das Verlängern der Führungsrollen macht keine Schwierigkeiten. Bei dem Bau des Behälters im Gaswerk Tiefstack war die Mannschaft zuletzt so eingearbeitet, daß sie täglich mindestens drei Mantelblechringe fertigstellte. Die Scheibe konnte also täglich um

mindestens 2,4 m gehoben werden. Auf die sorgfältige Ausführung der Scheibe und deren Abdichtung gegen den Mantel muß natürlich der größte Wert gelegt werden.

Da die Abdichtungsflüssigkeit zwischen dem Lineal der Scheibe und dem Mantelblech allmählich durchsickert, muß sie von Zeit zu Zeit ergänzt werden. Dies geschieht dadurch, daß man den an der Behälterwand herunterfließenden Teer in den am Boden befindlichen Gefäßen auffängt und durch selbsttätig wirkende elektrisch betriebene Pumpen wieder nach oben drückt und an der Innenwand des Behälters in die Tassen herab-

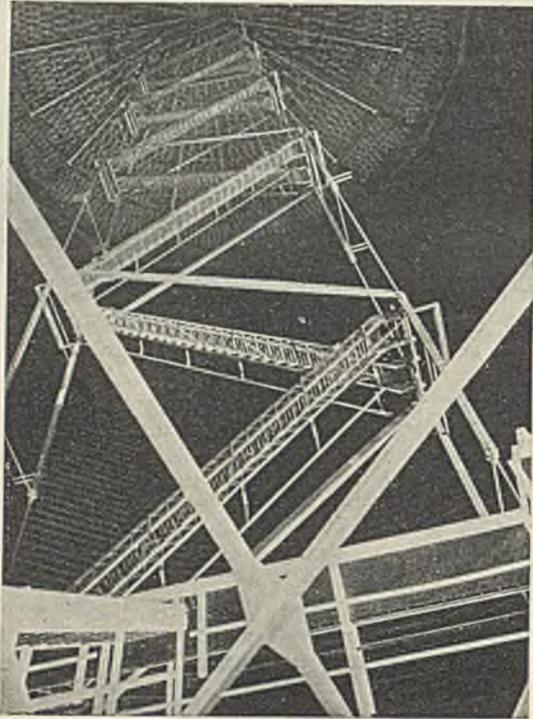


Abb. 4.
Behälterinneres mit zusammenklappbarer Leiter.

Der sogen. wasserlose Behälter ist der alten Konstruktion des nassen Gasometers mit Wasserbecken in vieler Hinsicht überlegen. Er ist im ganzen genommen leichter, da das Gewicht des schweren eisernen Beckens mit der Wasserfüllung wegfällt. Diese Tatsache war mit ein Grund, warum sich gerade die Hamburger Gaswerke für den wasserlosen Behälter entschieden haben (Abb. 5). Bei dem schlechten Baugrund in Hamburg,

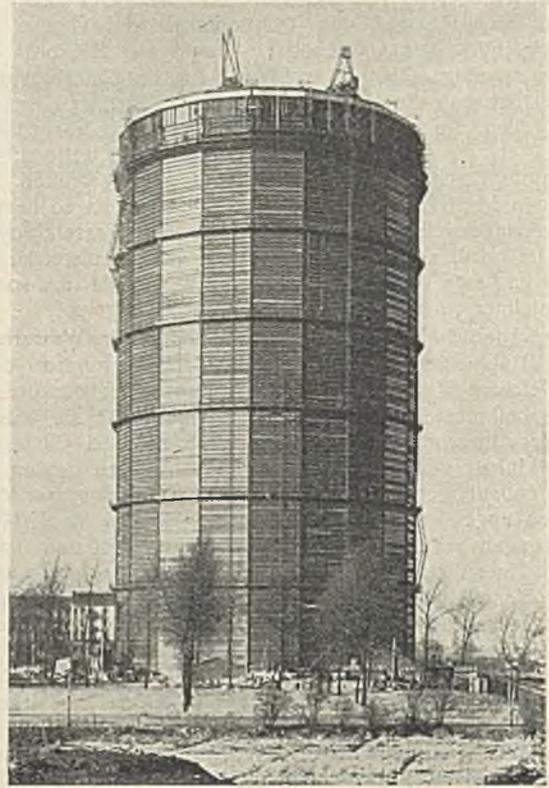


Abb. 5. Ansicht des Gasbehälters mit 225 000 m³ Fassungsvermögen und 108 m Höhe bei 54 m Durchmesser.

laufen läßt, so daß der Teer einen ständigen Kreislauf macht. Zur Überwachung der Scheibe mit ihren Führungsrollen und Tassen ist sie mit der Dachkonstruktion durch eine zusammenklappbare Leiter verbunden (Abb. 4). Die Leiter verkürzt oder verlängert sich je nach dem Stand der Scheibe. Zum leichten Besteigen des Behälters ist ein Personenaufzug angebracht.

Das Gewicht der Scheibe bestimmt den Gasdruck, er kann je nach Bedarf durch Belastung der Scheibe mit Betongewichten erhöht werden. Der Druck des Gases im Behälter liegt bei ungefähr 200 mm WS.

der die Gründung nur mit 12 m langen Eisenbetonpfählen zuläßt, war die Erzielung eines möglichst geringen Gewichtes des Bauwerks zur Ersparnis an Kosten ausschlaggebend. Da sich der Mantel des Behälters fast nur aus Blechen einer Form zusammensetzt, die Montage ohne Gerüst vorgenommen werden kann und auch sonst die Eisenkonstruktion einfach auszuführen ist, kann der wasserlose Behälter wesentlich billiger geliefert werden, als der gleich große nasse Behälter. Diesem Umstande ist es zuzuschreiben, daß die M. A. N. bisher ungefähr 190 trockene Behälter gebaut hat. Der größte von ihnen steht in Chicago mit 566 000 m³ Fassungsvermögen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hubtore des Wesel-Datteln-Kanals und ihre Notverschlüsse.

Von Dr.-Ing. Natermann, Regierungsbaurat, Hameln a. d. Weser.

Der Wesel-Datteln-Kanal — der neue Großschiffahrtsweg am Nordrande des westdeutschen Kohlengebietes — besitzt die sechs Schleusen: Friedrichsfeld, Hünxe, Dorsten, Flaesheim, Ahsen und Datteln, die vom Rhein bis zum Anschluß an den Dortmund-Ems-Kanal einen Höhenunterschied von 43 m — bei Niedrigwasser des Rheines gerechnet — überwinden. Die Hubhöhe der einzelnen Schleusen schwankt zwischen 4 und 9 m.

Die Schleusen liegen im künftigen Senkungsgebiete des Lippe-Kohlenbergbaues. Die Rücksicht auf diese Boden-

absichtlich scharfkantig gehalten. Die überkragenden Enden der Tischplatte laufen schnabelförmig zu, um die Masse der Gegengewichte nicht zu schwer erscheinen zu lassen, die zum gleichen Zwecke durch stark ausgeprägte Rippen aufgeteilt sind. Die Neigung der Beine ist etwas



Abb. 1. Blick vom Oberhaupt in die Schleuse. (Schleuse Datteln.)

senkungen verlangt die Auflösung der Schleusenkörper in Einzelbauteile von möglichst kleiner Grundfläche und damit die Beschränkung der Sohlenfläche der Häupter auf das geringste erreichbare Maß. In Verbindung mit der bei den Bodensenkungen bis zu der Neigung 1:30 zu erwartenden Schrägstellung und Verkantung der Häupter führte dies zu der Wahl von zwangsläufig geführten Hubtoren mit eisernem Hubgerüst und unter Abkehr von Grundfläche verbrauchenden Umläufen zu Schützelbauten in den Toren mit hinter die Tore gelegten Wasserberuhigungseinrichtungen.

Die Wasserberuhigungseinrichtungen sind in dem Aufsätze „Wasserberuhigungseinrichtungen der umlauflosen Schiffsschleusen des Wesel-Datteln-Kanals“ in der Bautechn. 1928, Heft 12, S. 158 ff., bereits geschildert. Es bleibt noch die Schilderung der Hubtore selbst und die ihrer Notverschlüsse.

I. Das Hubgerüst.

Die vollwandigen, zwischen 25 und 29 m hohen Hubgerüste (Abb. 1, 8 u. 9) stehen zur Vermeidung von späteren Hebungsarbeiten auf klotzförmig ausgebildeten Betonsockeln, deren Oberkante der Plattform der abgesunkenen Schleusen entspricht. Auf vier schlanken Beinen ruht ein oberer Querbalken, der wegen der Tischähnlichkeit des Gerüstes die Tischplatte genannt sei. Die Tischplatte birgt die Maschinen für die Torbewegung. Zwischen den Beinen hängen die Torführungsschienen, außen an ihnen laufen die Gegengewichte. Beide Hubgerüste einer Schleuse sind gleich hoch.

Für die äußere Form der Gerüste waren in erster Linie architektonische Erwägungen maßgebend gewesen. Alles Beunruhigende ist nach Möglichkeit vermieden worden. Die oberen einspringenden Ecken wurden

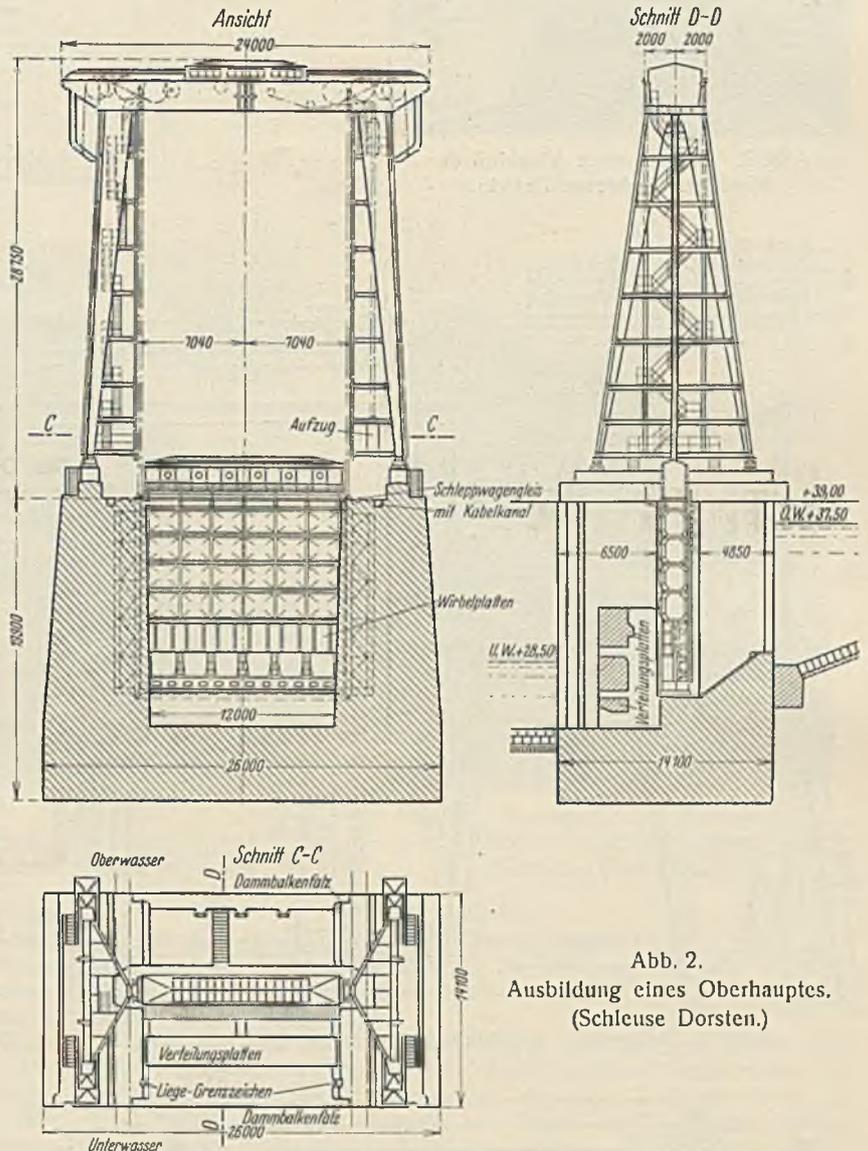


Abb. 2. Ausbildung eines Oberhauptes. (Schleuse Dorsten.)

größer gehalten als die zu erwartende Schrägstellung, damit die Gegengewichte unter allen Umständen sicher auf ihren Schienen laufen.

Vom Dach des Hubgerüsts tritt — aus der Nähe gesehen — nur der mittlere, pavillonartige Teil in Erscheinung. Die seitlichen, zurückliegenden Teile sind unsichtbar.

Mit Rücksicht auf die Bodensenkungen sind die Gerüste statisch bestimmt gelagert und in ihren langen, über die Schleuse hinweggehenden Seiten als Dreigelenkbogen, in ihren kurzen Seiten als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildet.

Die winkelförmigen Beine der Hubgerüste sind in ihrer Länge zweimal gestoßen. Ihren Querschnitt an einer Stoßstelle und oberhalb derselben zeigt Abb. 6. Bemerkenswert ist der in Abb. 4 dargestellte Anschluß der Beine an die Tischplatte, der besonders in der Ebene des Dreigelenkbogens schwierig war, da der innere Saumwinkel der Beine auf der Außenseite aus architektonischen Gründen nicht auf die Tischplatte hinaufgeführt werden durfte. Mit Hilfe einer starken Lasche wurden deshalb die Kräfte des äußeren Saumwinkels auf die Hinterseite geführt, wo ein starker Winkel den gesamten Querschnitt zum Obergurt

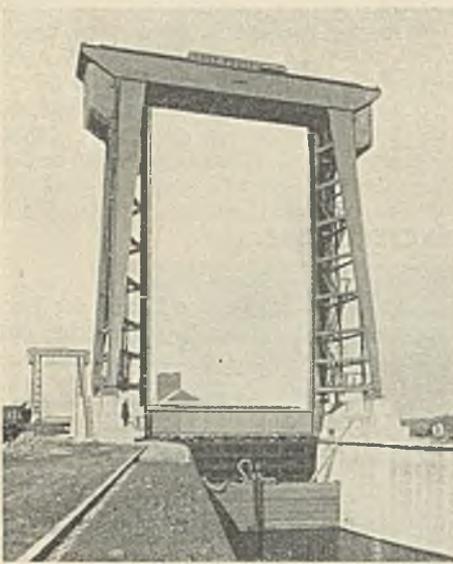


Abb. 3. Obertor nach Abschluß der Montage. (Schleuse Datteln.)

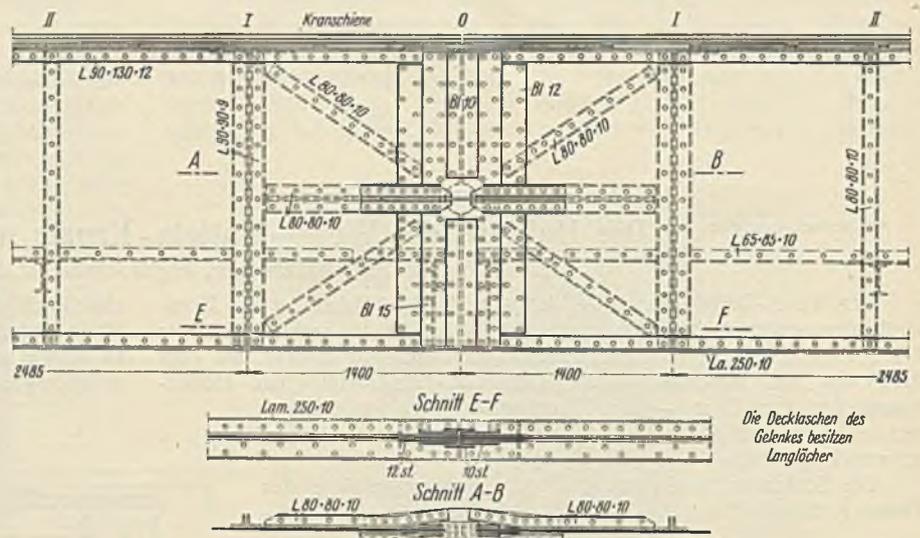


Abb. 5. Hubgerüst. Scheitelgelenk in der Tischplatte.

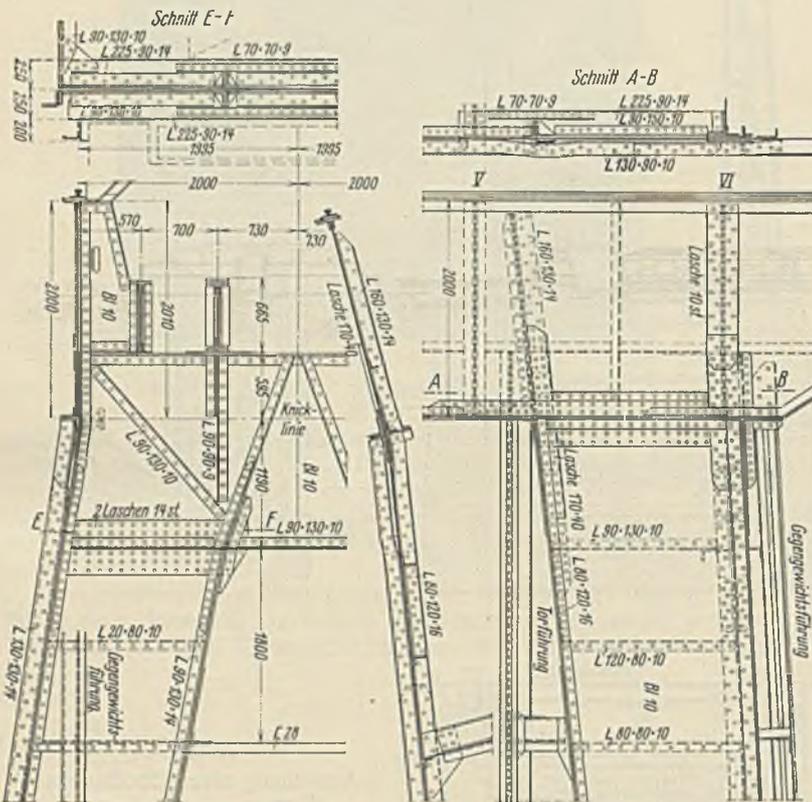


Abb. 4. Hubgerüst. Anschluß der Beine an die Tischplatte.

Unten laufen die Beine zu einem gedrungenen Querschnitt zusammen. Das Zugband des Zweigelenkbogens sieht im Querschnitt hutförmig aus. In allen Stockwerken sind die Beine und ihre Wände durch waagerechte Rahmen gut und fest gegeneinander ausgesteift.

Das Scheitelgelenk des Dreigelenkbogens (Abb. 5) ist als Bolzenanlagegelenk ausgebildet. Die Gelenkdurch verdecken mit Lainglockern versehene Deckplatten. Zur Durchführung des Windverbandes wird das Gelenk durch Gerber-Blattfedern überbrückt.

Den Querschnitt der Tischplattenträger zeigt Abb. 4. Die Träger tragen oben eine Eisenbahnschiene für einen fahrbaren Montagekran. Wegen der zwischen ihnen zu installierenden starken Maschinenkräfte sind die Hauptträger durch starke Halbrahmen gut gegeneinander ausgesteift. Auf den Querträgern ruhen die als Fundamentrahmen des Windwerkes dienenden Längsträger, die dementsprechend eine besondere Ausbildung erhalten haben. Über das Gelenk gehen die Längsträger nicht durch. Dieses wird durch besondere längsverschieblich gelagerte Träger überbrückt. Auf ihnen ruht das Antriebwerk der Windwerke. Bei der Auflagerung der Längsträger auf die Querträger ist durch biegeunflexible Anschlüsse und durch reichliche und starke Querverbindungen eine möglichst zuverlässige Lagerung der Maschinen angestrebt worden. Die Torführungsschienen sind an einem besonderen, unter den Längsträgern am Querträger V befindlichen Trägersystem angehängt. Den Querschnitt der Torführungsschienen zeigt Abb. 6. An den Enden der Längsträger befinden sich kräftige Bolzen für die Notaufhängung der Gegengewichte bei Seilauswechslungen.

Abb. 6 zeigt die waagerechten Rahmen der Gerüstbeine, die zugleich als Haltekonstruktionen für die Torführungsschienen und für die Führungsschienen der Gegengewichte dienen. Die Grundform der Rahmen ist der Dreigelenkbogen. Ihre Scheitelgelenke

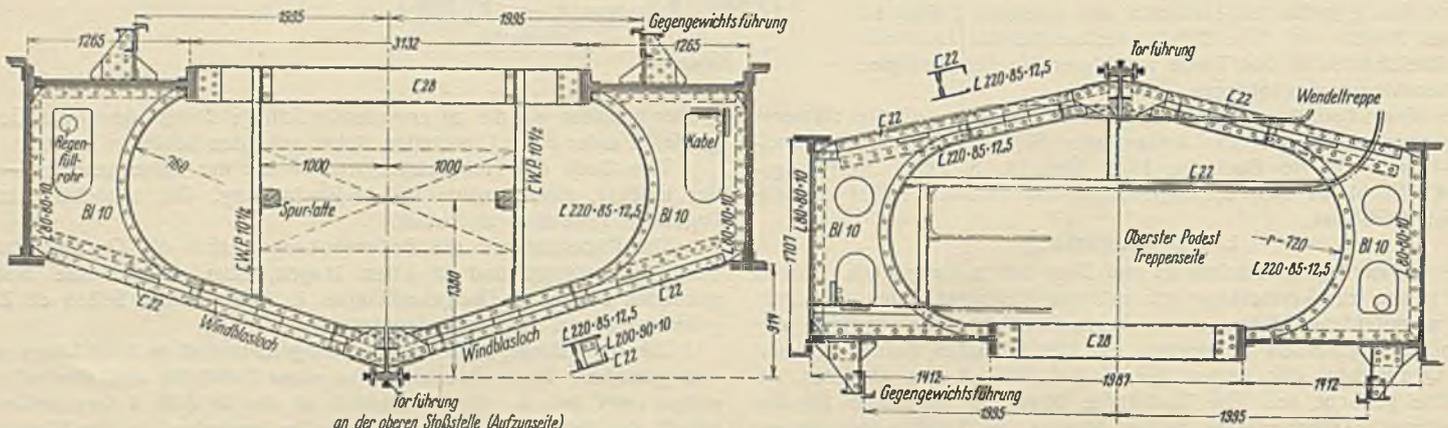


Abb. 6. Hubgerüst. Waagrecht liegende Rahmen. Verbindung der Beine.

des Tischplattenträgers hinaufführt. Die Kreuzung der Innengurte der Hinterseite ist durch Überbrückung bewerkstelligt. Ebenso ist auch die Kreuzung der Innengurte des Zweigelenkbogens durchgeführt.

sind trotz der Anschlüsse der Torführungsschienen beweglich und erlauben eine gute Auswechslungsmöglichkeit und leichte Montage derselben. Die Torführungsschienen gehen nur bis auf 2,5 m über die

Plattform hinunter (Abb. 1), um Raum für einen Schleppwagenverkehr frei zu lassen. Die oben kleinen, massigen Rahmen werden nach unten zu immer breiter und schlanker. In den Ecken der Beine lassen Aussparungen die Stromkabel und die Regenabfallrohre hindurch. Die großen Windblasöffnungen in den Stäben sollen dazu dienen, an schlecht zugänglichen und damit schwer zu unterhaltenden Stellen die Ablagerung von Flugasche (Industriegebiet!) und von Schnee tunlichst zu beschränken.

Die Auflager (Abb. 7) sind als Kugelgelenke ausgebildet. Jeder Zweigelenkbogen hat ein festes und ein bewegliches Lager. Das feste Lager liegt auf der Unterwasserseite. Die Rollen der beweglichen Lager stehen quer zur Schleusenachse. Um die Standsicherheit der hohen Hubgerüste unter allen Umständen, auch bei unbelastetem und von den Maschinen befreitem Gerüste (Wind: 500 kg/m²) zu wahren, sind sämtliche Lager stark verankert. Die obere Kugelschale der beweglichen Lager ist mit der Kugel durch einen Zentralbolzen verbunden. Seitliche, gegen Abrutschen gesperrte Laschen sichern ein Abheben der Laufplatten von den Rollen. Die Sohlenplatten sind mit einem stark verankerten Bock aus Eisenkonstruktion

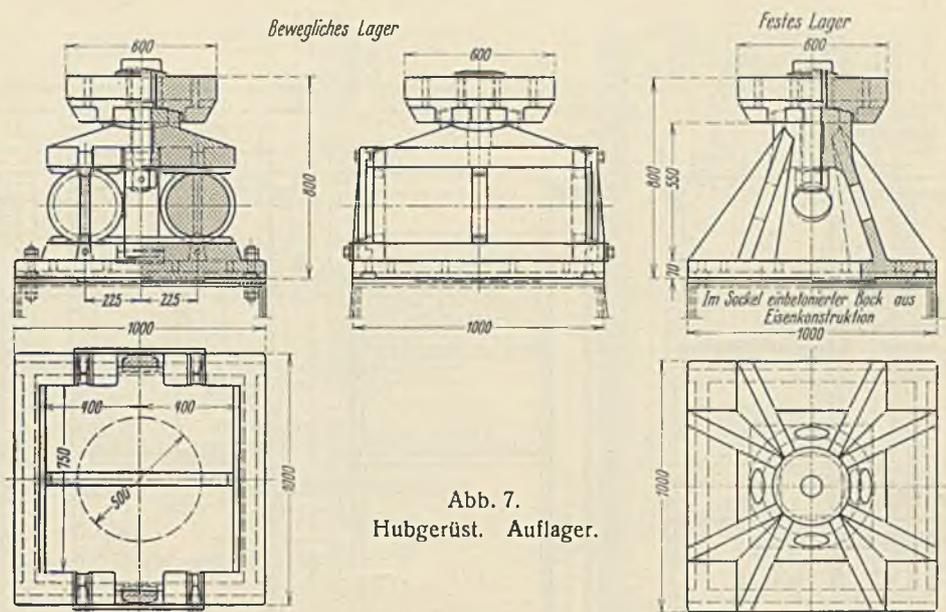


Abb. 7. Hubgerüst. Auflager.

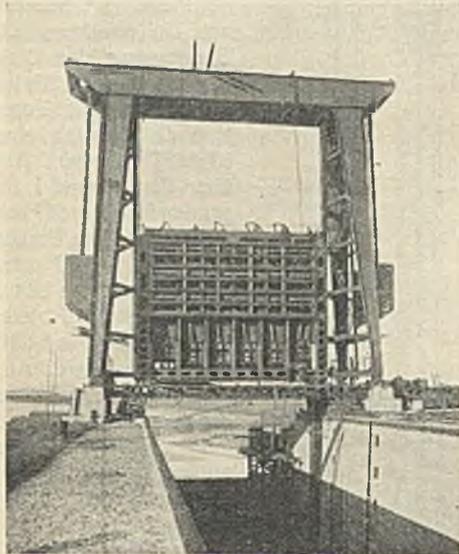


Abb. 8. Untertor von Oberwasser. Anhängen der Gegengewichte mit Hilfe der Laschenketten. Zur Montage der Torführungen unter Wasser sind die Dammbalken eingesetzt. (Schleuse Flaesheim.)



Abb. 9. Untertor wie Abb. 8. Seitenansicht. (Schleuse Flaesheim.)

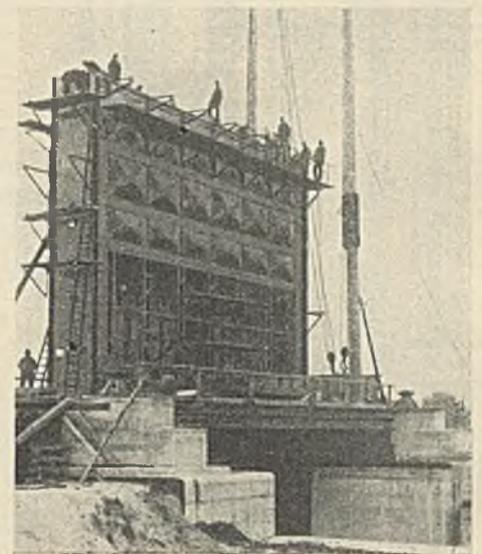


Abb. 10. Torkörper ohne Wirbelplatten. Ansicht vom Unterwasser. (Schleuse Flaesheim.)

Die allgemeine Form des Daches der Hubgerüste geht aus Abb. 2 hervor. Das Dach ist in seiner ganzen Länge abnehmbar, um bei Großausbesserungen das Herausnehmen der Maschinen zu erleichtern. Die Seitendächer sind abgeschrägt. Sie sind in ihrer ganzen Ausdehnung den Seiten aus Glas, in der Mitte aus gekupfertem Eisenblech. Das mittlere, als Häuschen ausgebildete Dachstück hat aufklappbare Seitenfenster und ein Dach aus gekupfertem Eisenblech. Die Dachrinnen sind aus Kupfer. Das aufgefangene Regenwasser läuft nach den Schmalseiten des Hubgerüsts zu je einem Abfallrohr, das innerhalb der Beine durch den Betonsockel in die Tornische führt. Der Übergang des Rohres in den Betonsockel ist beweglich.

Die Besteigungseinrichtungen sind in ihren untersten und obersten Teilen auf beiden Seiten gleich. Unten führt eine Betontreppe an den Betonsockeln bis zu den Auflagern hinauf (s. a. Abb. 33). Darauf folgt eine kurze Steigeleiter bis zu dem ersten waagerechten Rahmen. Von dem obersten Rahmen bis zum Maschinenflur in der Tischplatte führt eine Wendeltreppe. Dazwischen befindet sich in den Beinen der Landseite eine Treppe, in den Beinen der Inselfseite ein elektrischer Aufzug (s. a. Abb. 2). — Landseite und Inselfseite mit Rücksicht auf die für später vorgesehenen zweiten Schleusen. — Die Auftritte der Treppen sind zur Sicherheit beim Begehen aus Holz, die Wangen der guten Grifflichkeit halber aus Gasrohren.

Um die hohen Hubgerüste unter allen Umständen gegen Blitzgefahr zu sichern, sind sie auf der Landseite im Grundwasser geerdet.

verschraubt, der in dem Beton der Sockel steckt. Die festen Lager sind in der gleichen Weise verankert.

II. Das Tor.

Abb. 8 u. 10 (Untertor der Schleuse Flaesheim) geben einen Überblick über die allgemeine Ausbildung der Schleusentore. Abb. 11 bis 14 zeigen Konstruktionseinzelheiten. Letztere sind dem Untertor der Schleuse Datteln entnommen.

Die Tore sind Riegeltore. Die Riegel sind an ihren Enden durch kräftige Doppelpfosten, in der Mitte durch einfache Pfosten miteinander verbunden. Die Doppelpfosten tragen die ganze Last des Tores. An ihnen greifen oben die Hubseile an. Damit das Torgerippe etwaigen Formänderungen der Häupter (Verdrehung) infolge ungleichmäßiger Bodensenkungen im gewissen Umfange zu folgen vermag, ist von einer Aussteifung durch Diagonale oder Kreuzverbände oder durch steife Eckausbildung der Pfosten abgesehen worden.

Die sechs Schützöffnungen befinden sich aus hydraulischen Gründen im unteren Teile des Tores. Jede der sechs Öffnungen hat einen freien Querschnitt von 2,36 m², die zusammen einen Querschnitt von 14,16 m² ergeben. Die Sohle der Öffnungen liegt 1 m über dem Sohlenanschlage des Tores. Der untere Teil der Tore ist bis zur Oberkante der Schützkammer bei allen Toren bis auf einige Decklamellen grundsätzlich gleich ausgebildet, um das Vorhalten eines überall passenden Reservetores zu ermöglichen.

Da die Schützverschlüsse — gleich welcher Konstruktion — sehr empfindliche Teile sind, müssen sie so untergebracht werden, daß sie von den unvermeidlichen Durchbiegungsbewegungen der Tore bei Belastung und Entlastung möglichst unbeeinflusst bleiben. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, die Schütze in die neutrale Achse des Torquerschnitts zu legen. Die Dichtungshaut des Tores muß deshalb im Bereiche der Schütze auch in der Tornmitte liegen. Da in dem Fahrbereich der Schütze kein Platz für einen Riegel ist, kann das Tor in diesem Bereich

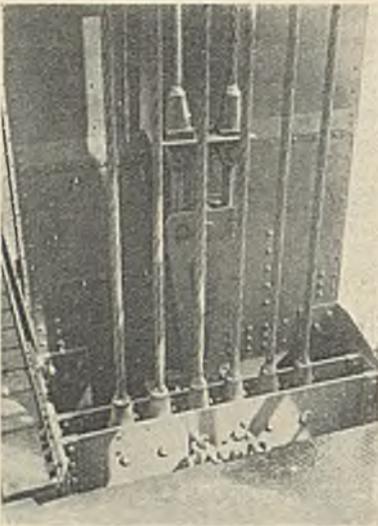


Abb. 17. Toraufhängung. Ansicht.

der Laufschielen wieder ab in seine 3 cm vom Toranschlag entfernte Fahrstellung.

Die Torführungsrollen (Abb. 15 u. 29) sind abgefedert, um alle Stöße und Überbeanspruchungen bei Einklemmungen von Fremdkörpern (Holz, Trossen usw.) abzufangen. Der Spielraum der mit Vorspannung eingesetzten Federn ist in der Querrichtung der Tore 2×27 mm, in der Torlängsrichtung 2×22 mm groß. Die Rollen sind sämtlich — auch unter Wasser — leicht auswechselbar.

Die geräumige Tornische erleichtert die Taucherarbeit beim Nachsehen der Torführungsrollen. Innerhalb der Nische trägt ein Hängegerüst (Abb. 16) die Torführungsschielen. Das auswechselbare Hängegerüst ist an einer einbetonierten Eisenkonstruktion aufgehängt. Die Aufhängung macht das Führungsgerüst weicher und leichter einregelbar, als wenn es auf dem Dremmel aufgesetzt wäre. Die schwer zu unterhaltenden Übergangsstellen zwischen Eisenkonstruktion und Beton sind zum Schutze gegen Rost mit besonderen Schutzplatten versehen. Sämtliche Befestigungsschrauben sowie die Spannschlösser der Aufhängestangen sind aus Delta-Metall. — Die Tornischen werden durch kleine eiserne Brücken überdeckt (Abb. 1). Die den Toranschlägen gegenüberliegenden Kanten der Tornischen sind ebenfalls durch Eisenplatten gepanzert. (Die Montage der Panzerungen der Tornischen sowie der im Beton liegenden Rückhaltkonstruktion der Torführung mußte sehr genau ausgeführt werden. Sie geschah mit einem starken eisernen Montagegerüst, das in den Tornischen aufgestellt war. Das Gerüst trug besondere Einstellschrauben [Zug- und Druckschrauben], mit denen die Feineinstellung der Anschläge schnell und fast mühelos nach allen Richtungen hin ausgeführt werden konnte.)

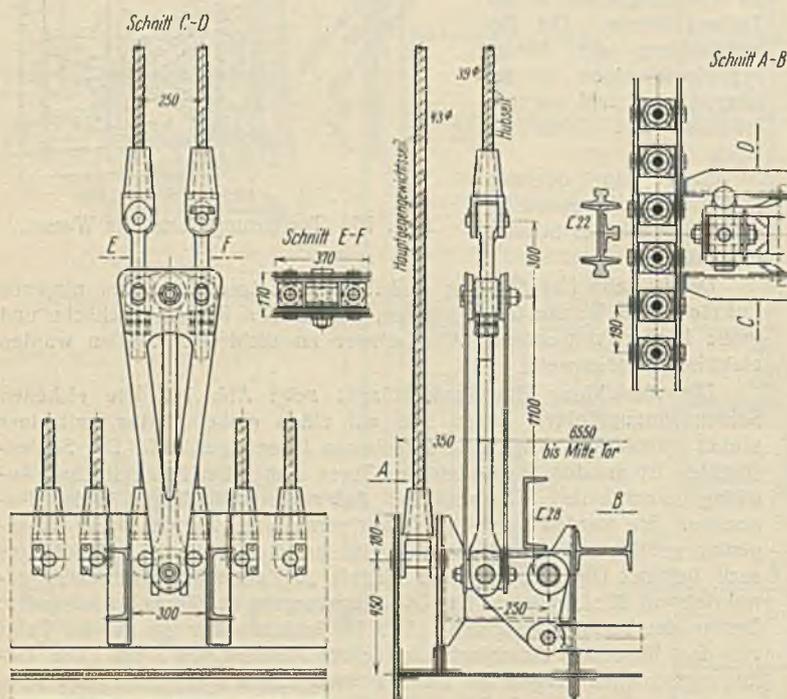


Abb. 19. Toraufhängung. Einzelheiten.

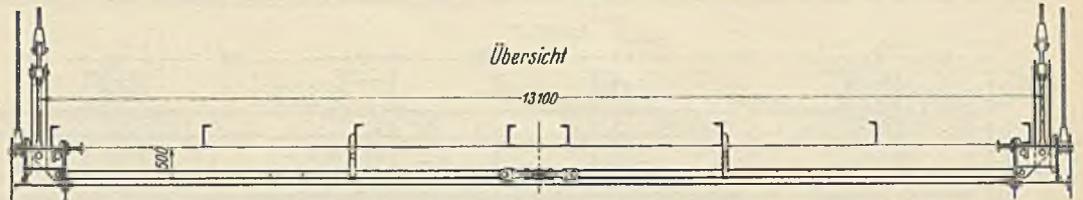


Abb. 18. Toraufhängung. System.

Stellung liegen die oberwasserseitigen Torführungsrollen in Ausschnitten ihrer Führungsschielen. Der beginnende Wasserdruck kantet nun das Tor um die Sohlschwelle und legt es an die lotrechten Anschläge an. Das umgekehrte Spiel vollzieht sich beim Heben des Tores. Das Tor kantet zunächst nach dem Aufhören des Wasserdrucks bzw. beim Losreißen vom Anschlag ab. Dann gleitet es vom Reiter

Die Aufhängung des Tores zeigen Abb. 17, 18, 19 u. 30. Die sechs äußeren Seile führen zu den Hauptgegengewichten, die zwei inneren zum Hubwerk. Die ersteren heißen Hauptgegengewichtseile, die letzteren Hubseile. Die hohe Zahl der Seile wurde aus Sicherheitsgründen und zur leichteren Auswechslung der Seile gewählt.

Die einzelnen Seilarten sind, um Verwechslungen bei einer Auswechslung vorzubeugen und zur bequemeren Vorhaltung von Reserve-seilen, nach dem schwersten Tore im aufgehöhten Zustande und unter Zugrundelegung der $1\frac{1}{2}$ -fachen Dinorm bemessen. Für sämtliche Seile — auch für die weiter unten zu besprechenden Seile der Ausgleichgegengewichte — wurde blanker, asphaltierter Gußstahldraht von 150 kg/mm^2 Bruchfestigkeit gewählt. Hergestellt sind die Seile in Albert- oder Längsschlag, der nach neueren Erfahrungen eine längere Lebensdauer und eine größere Biegsamkeit der Seile — besonders in Verbindung mit der Asphaltierung der Einzeldrähte — verspricht. Albertseile drehen sich allerdings gern auf; sie müssen daher mit starkem Drall aufgelegt werden.

Die Abmessungen der Torseile sind folgende:

Hauptgegengewichtseile:	Durchmesser: 43 mm; Machart: 6 Litzen mit je 37 Drähten von 2 mm Durchm. und gemeinsamer Hanfseele;
Hubseile:	Durchmesser: 39 mm; Machart: 6 Litzen mit je 30 Drähten von 2 mm Durchm. und gemeinsamer Hanfseele.

Die Hauptgegengewichtseile tragen an ihren Enden eingegossene Seilköpfe, die mit starken Bolzen an den Toren befestigt sind. Die Seilköpfe sind aus geschmiedetem Stahl.

Die Hubseile laufen in der Tischplatte des Hubgerüsts auf Seiltrommeln auf. Bei den vier Seilen kann ein ungleiches Verhalten der Einzelseile — sei es durch Längen oder durch ungleiches Aufwickeln — Unzuträglichkeiten hervorrufen, die Seilbrüche zur Folge haben können. Um dieser Gefahr vorzubeugen, sind die beiden Seilgruppen (Abb. 18) zunächst über Winkelhebel durch ein spannbares Gestänge miteinander verbunden, das die Wirkung eines durchgehenden, über zwei Rollen geführten Seiles ergibt. In Verbindung mit den Torführungsrollen wird dadurch eine zwängungslose Parallelführung des Tores erreicht. Das verschiedene Verhalten der Seile eines Seilpaares macht ein an die Winkelhebel anschließender Waagebalken (Abb. 19) unschädlich. Dieser Waagebalken ist durch besondere, starke Sperrbleche in seinen Bewegungen begrenzt, damit bei einem etwaigen Reißen eines Seiles keine zu großen Schläge auftreten. Nachstellbare Spindeln verbinden die Seilköpfe der Hubseile mit dem Waagebalken.

Auf dem Tore befindet sich das Maschinenhäuschen für den Schützantrieb. Das Häuschen (Abb. 2 u. 33) ist abnehmbar und mit Glasoberlicht versehen. Seine beiden Längswände können jederzeit durch Türen in der vollen Länge freigelegt werden. Die Laufstegtüren besitzen zur leichten Beobachtung der Maschinen kleine runde Durchblickfenster. Die Laufstege liegen bei allen Toren an der Unterwasserseite.

An der Oberwasserseite tragen die Tore zum Schutze gegen Schiffstöße federnde Holzroste aus Fichtenholz (Abb. 8 u. 9). Diese sind in derselben Weise ausgebildet wie die Holzroste bei den Toren des Rhein-Herne-Kanals. Sie sind abnehmbar. Beiderseits der Holzroste sind eiserne Steigeleitern mit elektrisch aufgeschweißten Sprossen an den Toren angebracht.

Besonderes Augenmerk bedurfte die Abführung des beim Anheben der Tore anfallenden Traufwassers. Alle Riegel haben hierzu ausreichend große Öffnungen erhalten, die beim Herausheben des Tores das noch verbleibende Traufwasser nach unten ablaufen lassen. Unter dem Riegel „O“ fangen stark befestigte U-Eisen-Rinnen (Abb. 14) das Traufwasser ab und führen es an den Stirnseiten des Tores möglichst unschädlich nach unten ab.

III. Die Gegengewichte.

Den Ausgleich der Torgewichte besorgen zwei Gegengewichtsgruppen. Die von außen sichtbaren großen „Hauptgegengewichte“ sollen dem eigentlichen Gewichtsausgleich dienen, die unsichtbar in den Hauptgegengewichten laufenden „Ausgleichgegengewichte“ sollen den Einfluß des Auftriebes des eingetauchten Tores berücksichtigen.

Die Gewichte der Ausgleichgegengewichte bewegen sich, entsprechend dem verschiedenen Auftriebe der Tore, zwischen 10 und 14,5 t. Die bei der späteren Aufhöhung der Tore erforderlichen Zusatzgewichte werden oben und unten angesetzt. — Bei Seilauswechslungen können die Ausgleichgegengewichte innerhalb der Hauptgegengewichte auf Anschläge abgesetzt werden.

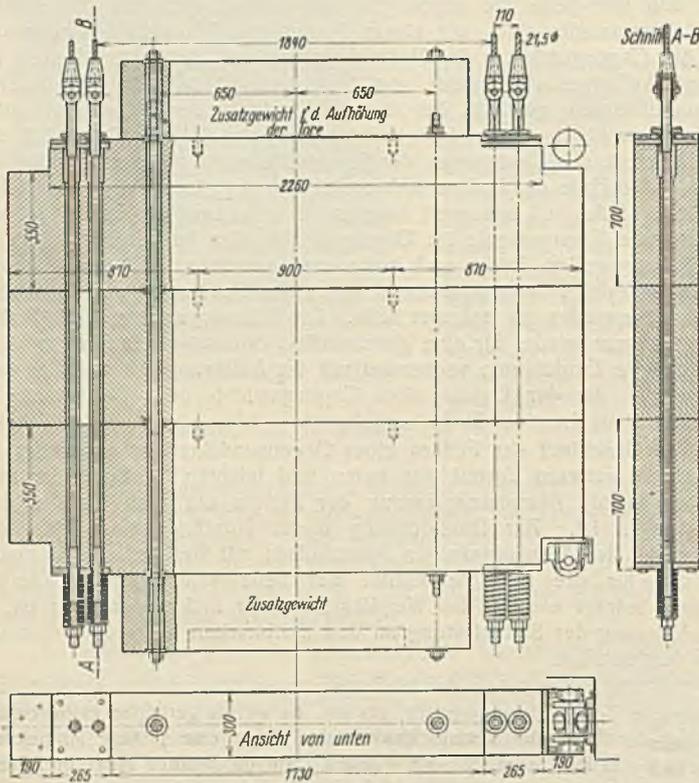


Abb. 24. Ausgleichgegengewicht.

IV. Das Torwindwerk.

Die Tore müssen bei den Oberhäuptern 5,5 m über den Stand des Oberwassers und bei den Unterhäuptern zur Freihaltung des Schleppwagenprofils 2,5 m über die Schleusenplattform gehoben werden. Das ergibt im Hinblick auf das bis 9 m gehende Gefälle der Schleusen und auf die großen Wassertiefen beträchtliche Hubwege, die sich nach Beendigung des Absenkungsvorganges noch um 3 m vergrößern werden. Bei dem Untertor der Schleuse Dorsten beträgt dieser Weg im Bauzustande 17,9 m und im aufgehöhten Zustande 20,9 m. Da für den Hebevorgang nur eine Zeit von rd. 1,5 min zur Verfügung steht, ergibt sich daraus eine erforderliche Hubgeschwindigkeit von 0,25 m/sek.

Die Maschinerie des in der Tischplatte des Hubgerüsts befindlichen Torwindwerks zeigen Abb. 25 u. 27. An den beiden Enden befinden sich die Einrichtungen für die Seile, in der Mitte die Antriebmaschinen, die mit den beiden seitlichen Seiltrieben durch eine mit Gelenkkupplung versehene Welle verbunden sind.

Zu äußerst in den Seiltrieben liegen in je zwei Sätzen zu je sechs Rollen die Rollen der Hauptgegengewichtseile. Diese sind völlig unabhängig vom Antriebe. Auf beiden Seiten von ihnen laufen über je zwei weitere Rollen die Seile der Ausgleichgegengewichte zu den beiden äußeren Seiltrommeln. Die mittlere größere Trommel trägt die beiden Hubseile. Alle drei Trommeln sitzen festgekeilt auf einer gemeinsamen Achse. Sie sind mit einem Kegeltriebe über ein doppeltes Stirnradvorgelege an die beide Trommelsätze verbindende Antriebswelle angeschlossen.

Die große mittlere Seiltrommel (Abb. 26) ist zylindrisch und einrillig. Die äußeren Trommeln sind doppelrillig. Letztere haben einen zylindrischen und einen konischen Teil. Über den zylindrischen Teil laufen die Seile des Ausgleichgegengewichts, wenn das Tor in der Luft hängt und keine Erleichterung durch den Auftrieb erfährt; über den konischen Teil, wenn das Tor im Wasser ist. Je mehr das Tor eintaucht, um so kleiner wird der Hebelarm, mit dem das Ausgleichgegengewicht einen Beitrag zum Drehmoment des Antriebs gibt. Damit die Seile des Ausgleichgegengewichts stets sicher auf ihre Trommeln auflaufen, sind ihre Rollen verschieblich gelagert. Eine von der Trommelachse aus zwangsläufig angetriebene Steuervorrichtung sorgt für die richtige Spulung. Sämtliche schwerbelastete Lager der Seilrollen und der Seiltrommeln, sowie die Lager der Zahnradvorgelege und der Verbindungswelle sind M. A. N.-Walzenlager. Die übrigen Lager sind Gleitlager. Sämtliche Seilrollen beider Gegengewichte sind selbständig auf ihren Achsen in geschmierten Gleitlagern beweglich. Das schwerste belastete Lager hat 60 t zu tragen und 4 Umdreh./min zu bewältigen.

Der mittlere, beweglich gelagerte Längsträgertrahmen trägt drei Maschinen: die Antriebmaschine des Torwindwerks in der Mitte, die Antriebmaschine für den Aufzug mit ihren Seiltrommeln an dem einen Ende und die Trommel für das zum Tore führende Stromkabel an dem anderen Ende. Die mit einem Schleifringkörper versehene Kabeltrommel ist durch eine Kette zwangsläufig mit dem Antrieb einer Hubseiltrommel verbunden, da das Kabel nicht lose hängen, sondern wie die Hubseile auf- und abgewickelt werden soll. Das Kabel wird über besondere Führungsrollen unterhalb der Hubseiltrommel so geleitet, daß es in der Ebene der Hubseile senkrecht nach unten führt.

Ein 54 kW leistender Gleichstrommotor mit Hauptstromwicklung und 635 Umdreh./min liefert dem Torantriebe die Kraft. Über eine Bremskupplung, ein in Öl laufendes Zahnradgetriebe und ein weiteres Zahnradvorgelege wird das Drehmoment über eine mit einem Zahnkranz versehene Rutschkupplung auf die Hauptwelle abgegeben.

Von einer Sperrung des Getriebes und von einer Verriegelung des Tores im gehobenen Zustande ist abgesehen worden, da das Torgewicht durch die beiden Gegengewichte fast völlig ausgeglichen ist.

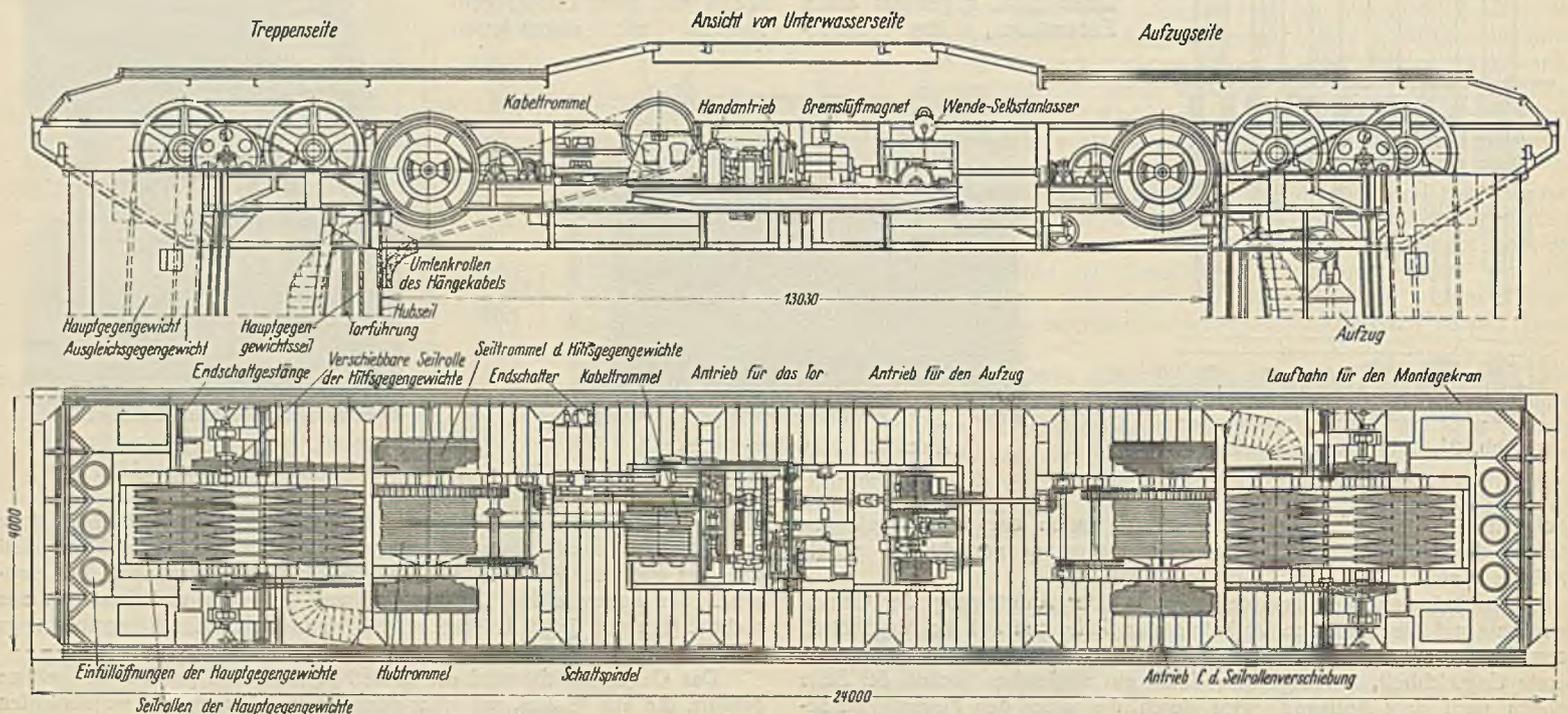


Abb. 25. Torwindwerk. Übersicht.

Zur Bewegung des Tores bei ausgebliebenem Strom dient ein besonderer Handantrieb, dessen Kurbeln wegen der örtlichen Platzverhältnisse aus der Triebwerkachse herausgeleitet sind.

Abb. 26 zeigt die gußeisernen Seiltrommeln. Die große Hubtrommel ist aus zwei Teilen zusammengeschrubt. Der eine Teil trägt den Zahnkranz für den Antrieb, der andere die Trommel mit den eingedrehten Seilrillen. Die Seile werden am Ende durch $1\frac{1}{2}$ Klemmwindungen und durch Klemmkeile gehalten. — Die seitlichen Konustrommeln bestehen gleichfalls aus zwei Teilen, der inneren und der äußeren Trommel. Die innere Trommel dient zur Befestigung der Seilenden und zur Bergung von Vorratslängen des Seiles, die zur Veränderung der auf dem konischen Teile der äußeren Trommel aufgewickelten Seillängen bei vor sich gehenden Bergsenkungen erforderlich sind. Die innere Trommel ist mit Stiften an der Haupttrommel drehbar befestigt.

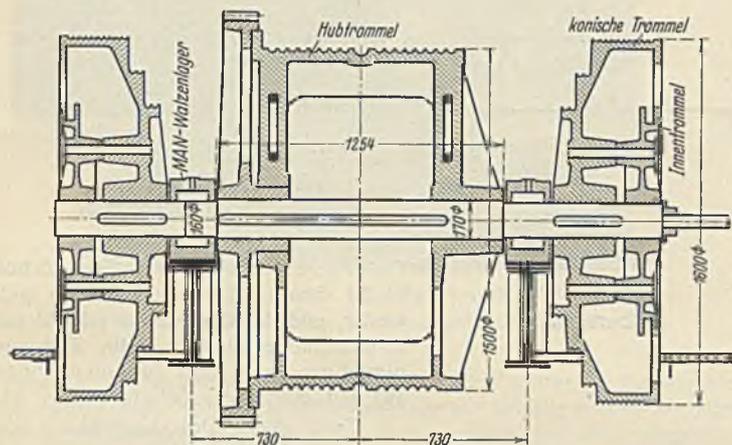


Abb. 26. Torwindwerk. Schnitt durch die Seiltrommeln.

Die Hauptgegengewichtseile können ohne besondere Umstände Seil für Seil in einer Betriebspause ausgewechselt werden, da die anderen Seile in Verbindung mit den Führungsrollen in der Lage sind, das Gegengewicht zu halten. Bei der Auswechslung der Hubseile und der Seile der Ausgleichgegengewichte müssen jedoch die Hauptgegengewichte mit den vorgesehenen Laschenketten (s. auch Abb. 8) an den Längsträgern der Tischplatte aufgehängt und die Ausgleichgegengewichte auf die Hauptgegengewichte abgesetzt werden. Dies kann bei unten in der Schleusenkammer stehendem oder bei gehobenem und auf die Plattform abgesetztem Tore geschehen.

Die Torkörper und die Gegengewichte sind nach der Unterwassersezung der Schleusen sorgfältig gegeneinander ausgewogen worden. Die Auswägung fand bei den Fahrwasserständen statt, d. h. bei den Obertoren bei gefüllter Schleuse, bei den Untertoren bei geleerter Schleuse. Sie ging so weit, daß das geschlossene Tor gerade von selbst sich ein wenig heben und das ganz hochgehobene Tor sich ein wenig von selbst senken will, wenn alle Gegengewichte einwirken und die Motorbremse gelüftet wird. Trotz dieser Sorgfalt zeigten sich bei der Inbetriebnahme der Tore besonders bei den tieftauchenden Obertoren sowohl beim Heben als auch beim Senken große Unregelmäßigkeiten in der Drehzahl der anfänglich auf gleichen Widerstand geschalteten Motoren. Die beim Heben anfänglich schnell laufenden Motoren liefen immer langsamer, bis das Tor voll ausgetaucht und alles Wasser abgelaufen war, um dann wieder eine größere Drehzahl anzunehmen. Ebenso wurde beim Senken der Tore die Geschwindigkeit der Motoren mit zunehmender Tauchtiefe immer stärker gebremst.

Als Ursache für diese Erscheinung ergab sich folgender Umstand. Der Einfluß des reinen Torauftriebes war zwar für das stehende Tor in jeder Lage durch die konische Ausbildung der Seiltrommeln der Ausgleichgegengewichte beseitigt, nicht aber für das fahrende Tor. Infolge der großen Fahrgeschwindigkeit der Tore wurde beim Heben trotz der vorgesehenen großen Wasserablauföffnungen in den Riegeln viel Wasser mit herausgehoben und mitgesaugt, das als zusätzliche Belastung des Motors wirkte. Beim Senken des Tores konnte die Luft nicht schnell genug entweichen. Das Tor erhielt dadurch einen größeren Auftrieb, der für den Motor ein mehr zu hebendes Übergewicht der Gegengewichte bedeutete.

Um dem zu begegnen bzw. um eine möglichst gleichmäßige Drehzahl des Motors zu erreichen, wurde deshalb bei den Obertoren die Widerstandschaltung des Motors so eingerichtet, daß dem Motor beim Fahren über Wasser weniger und beim Fahren im Wasser mehr Kraft zugeführt wird. Mit diesem Schaltvorgang wurde noch ein weiterer Schaltvorgang verbunden, der die Geschwindigkeit des Tores 50 cm vor dem Aufsetzen auf die Sohle verlangsamt. Den Schalter bedient ein an einer Wandmutter einer Spindel befestigtes Schaltllncal, die von der

Verbindungswelle über ein Vorgelege angetrieben wird. — Bei den weniger tief tauchenden Untertoren sind die geschilderten Störungseinflüsse nicht so groß wie bei den Obertoren. Bei ihnen ist daher die Umschaltung beim Ein- und Austausch der Tore unterblieben. Im übrigen ist die Schalteinrichtung bei ihnen die gleiche wie bei den Obertoren.

Im Augenblick des Aufsetzens des Tores auf die Sohle schaltet ein Endausschalter den Strom ganz ab. Diesen Schalter bedient das Ausgleichgegengewicht durch eine Stoßstange mit anschließendem Hebelgestänge. Nach dem Aufsetzen des Tores soll das Getriebe noch etwas nachlaufen, damit die Hubseile zur Erzielung eines guten Schließdruckes durch kurzes Anheben der Ausgleichgegengewichte entlastet werden. Um die großen, bewegten Massen nicht zu schnell zum Halten zu bringen, muß der Bremsmagnet mit großer Trägheit eingestellt sein. Die Folge

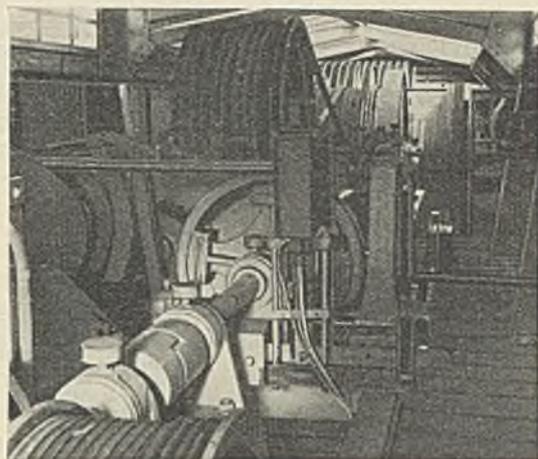


Abb. 27. Torwindwerk. Blick in den Maschinenraum.

davon ist, daß zwischen Stromabschalten und Halten eine kurze stromlose Zeit von 2 bis 3 sek vergehen wird, die aber genügt, das Getriebe von den hochgezogenen Ausgleichgegengewichten wieder rückwärts drehen zu lassen, wodurch die bereits locker gewordenen Hubseile wieder angespannt würden. Dies wird durch einen zweiten, ebenfalls von den Ausgleichgegengewichten bedienten Schalter vermieden, der den Bremsmagneten schon 10 cm vor der tiefsten Lage des Tores abschaltet. — Umgekehrt lüftet die Bremse beim Heben des Tores infolge ihrer Dämpfung durch den Magneten ebenfalls nur langsam. Die Ausgleichgegengewichte können sich deshalb nur langsam in Bewegung setzen und infolgedessen auch keinen Stoß auf das Windwerk ausüben.

Wenn bei einem Versagen der Endausschalter die Ausgleichgegengewichte zuviel angehoben werden, lüftet das Endschalgestänge die Rutschkupplung und kuppelt dadurch das Getriebe vom Motor ab.

Die Hochfahrt des Tores wird durch einen von dem vorerwähnten Spindelgetriebe bedienten Endschalter begrenzt.

V. Die Schütze und das Schützwindwerk.

Für die im unteren Teile des Tores befindlichen sechs Schütze war eine feste und betriebsichere und vom Gesichtspunkt der Wasserführung einwandfreie Konstruktion Bedingung. Nach den guten Erfahrungen, die am Rhein-Herne-Kanal und an anderen Orten gemacht worden sind, wurde als Verschlussorgan das Rollkeilschütz gewählt. Die Rücksicht auf die Durchbiegung des Tores unter Wasserlast gebot, um u. a. von der Tordurchbiegung herrührende Klemmungen und Undichtigkeiten der Schütze zu vermeiden, deren Anordnung in der Mitte des 1,7 m dicken Tores. Auf der Unterwasserseite des Tores entsteht dabei ein für die gute Führung des ausgehenden Wasserstrahles vorteilhafter Unterwasserkanal, der für die Wasserberuhigungseinrichtungen der Schleusen von großem Wert ist.

Abb. 28 u. 29 zeigen die Ausbildung der Schütze. Die aus Stahlguß hergestellten Schütztafeln laufen mit großen, mit Spurkränzen versehenen Rollen auf einem ebenfalls aus Stahlguß hergestellten Rahmen. Damit die Schütze unter der Wirkung des Wasserstromes nicht hin und her schlagen, besitzen sie abgefederte Gegenrollen. Zur guten Wasserführung ist die Schützunterkante durch Holzeinsätze abgerundet.

Für den sicheren Schluß der Schütze sorgt ein Kurbeltrieb mit Schubstange. Der Kurbeltrieb kann jedoch an der Schlußlage wegen des geringen, in der Zeiteinheit getätigten Hubweges selbst mit kleinen Drehmomenten sehr große Kräfte auf die Schubstange und damit auf das Schütz ausüben, wenn sich irgendwelche Hindernisse in den Schützweg einklemmen sollten. Infolge des keilförmigen Anzuges des Schützes können sich diese Kräfte noch mehrfach vergrößern und damit den Bestand des Tores gefährden. Es waren deshalb besondere Sicherungsmaßnahmen geboten.

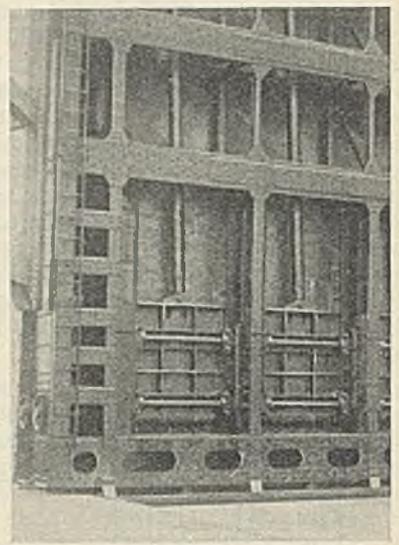
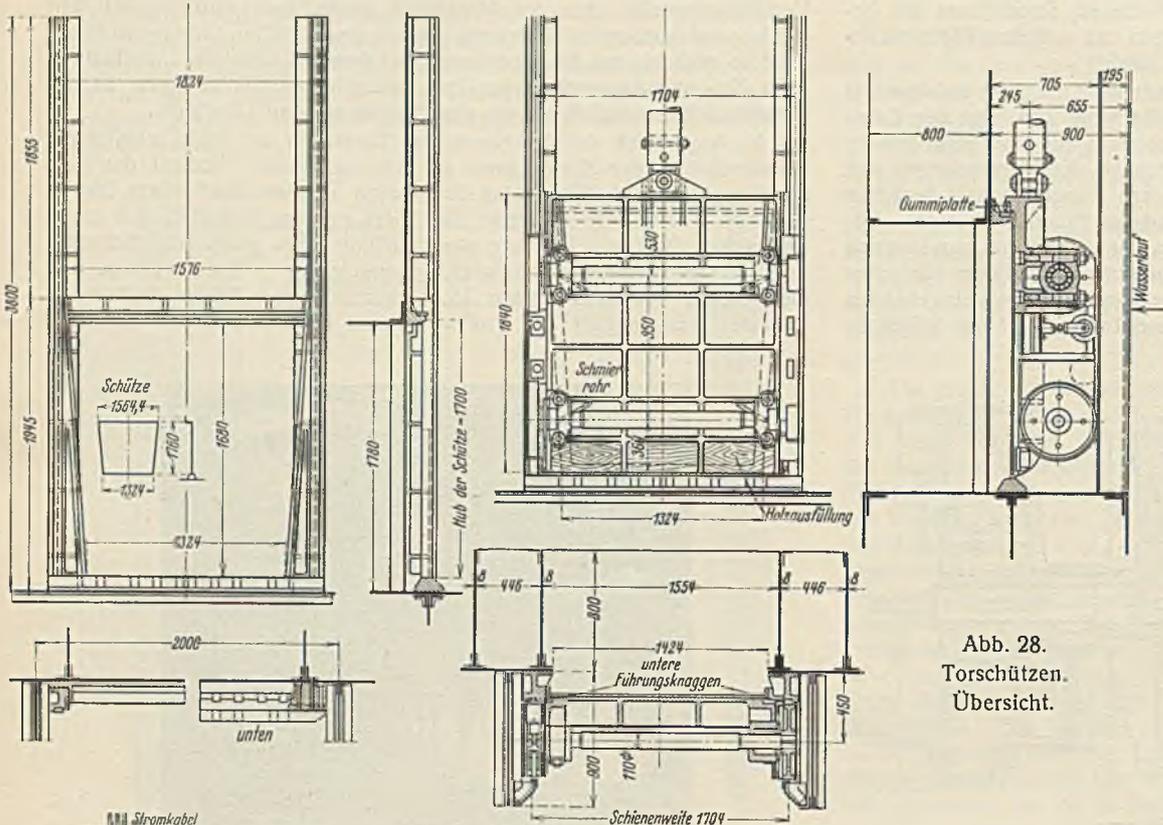


Abb. 29. Torschützen.
Ansicht vom Oberwasser.

Abb. 28.
Torschützen.
Übersicht.

Federweges abbrechen. Das Schütz bleibt dann stehen, der Antrieb geht weiter, und das obere Rohr schiebt sich in das untere hinein. Beim Rückgang nimmt das obere Rohr das untere wieder auf und macht das Schütz wieder frei.

Trotz dieser Druckbegrenzung können seitlich sich einklemmende Fremdkörper das Schütz aus den Führungen heben mit der Folge, daß das abgeworfene Schütz die Torstiele beschädigt. Das Schütz hat deshalb oben und unten noch seitliche Führungsknaggen aus Bronze erhalten, die alle aus solchen Klemmungen herrührenden seitlichen Pressungen und Kippkräfte gefahrlos durch den Schützrahmen in den Torkörper ableiten.

Die Einzelheiten der Schütztafel zeigen Abb. 28 u. 29. Die rippenförmige Schütztafel trägt unten und an den Seiten sauber gehobelte, stählerne Dichtungsleisten und oben eine Gummiplatte als Kappenaufsatzdichtung. Seitlich der Tafel laufen die Führungs- und die Gegenführungsrollen in einem als Schienenräumer ausgebildeten flußeisernen Kasten. Die Federn der Gegenführungsrollen sind spannbar. Die Gegenführungsrollen und die Achsen der Führungsrollen laufen in Walzenlagern, die gegen eindringendes Wasser gut abgedichtet sind. Die Lager der Führungsrollen sind abnehmbar und damit ersetzbar. Im übrigen sind die Schütztafeln aller Tore untereinander praktisch so weit gleich hergestellt worden, daß sie untereinander vertauscht, d. h. ausgewechselt werden können.

Die ebenfalls rippenförmigen Laufrahmen bestehen aus sechs einzelnen Stücken. Die blattförmigen Stoßstellen dieser Stücke sind durch eingesetzte Scherringe unverschieblich miteinander verbunden. Wie das Schütz, so tragen auch die Laufrahmen stählerne Anschlagleisten und Laufschienen. Die dichte Verbindung der Rahmen mit dem Tore gewährleistet eine mit Mennige getränkte Jute-Zwischenlage.

Die 208 mm starken Schubstangenrohre haben oben und unten reichliche Öffnungen für das leichte Ein- und Austreten von Wasser und Luft beim Senken und Heben des Tores.

Die Gegenführungsschienen bestehen aus zwei Teilen. Der untere Teil trägt Wasserführungsschilder und sitzt fest am Tore. Der obere Teil ist für das Herausnehmen der Schütze losnehmbar mit Delta-Metall am Tor befestigt.

Das Windwerk für die Torschütze zeigen Abb. 30 u. 31. Jedes Schütz besitzt sein eigenes Windwerk. Alle sechs Windwerke werden zusammen

Abb. 30. Schützwindwerk.
Übersicht.

Die aus gewalzten Rohren hergestellte Schubstange (Abb. 30) trägt oben einen gabelförmig ausgebildeten Kopf, der das Segmentrad der Kurbel in der Hochstellung umgreift. Dieser Kopf wurde zunächst an einer in das Kurbelrad eingebauten Gleitstange befestigt, die durch eine Feder gehalten wird, die beim Schließen des Schützes um den Betrag des Federweges — 110 mm bei 3,5 t Grenzlast — nachgeben kann. Da bei der Hochstellung der Gleitstab aus dem Kurbelrade herausrutschen kann und dann die Schützöffnungshöhe nicht mehr voll freigeben würde, ist der Gleitstab oben durch ein Führungsblech gesperrt.

Weiterhin wurde die Schubstange als Teleskoprohr ausgebildet. Im Regelzustande sind die beiden Rohre auseinandergezogen und durch einen Bronze-Abscherstift gegeneinander gesperrt. Der Abscherstift ist nur so stark, daß er die Grenzkraft der Feder des Gleitstabes eben noch tragen kann. Bei größeren Klemmungen muß er nach Aufzehrung des

— jedes für sich aus- und einkuppelbar — von einer gemeinsamen Welle angetrieben. Das letzte Vorgelege der Windwerke bildet das mit einem Zahnkranz versehene Segmentrad. An dieses schließt sich ein in einem Öltroge laufender Schneckentrieb, dessen Schneckenrad mit einem Kranz aus Phosphorbronze versehen ist und dessen Schnecke aus geschnittenem Stahl besteht. Darauf führt ein durch ein Gestänge ausrückbares Stirnrad zu der gemeinsamen Antriebswelle.

Das Triebwerk ist als Doppelwerk symmetrisch zweimal für je drei Schütze gebaut. Damit beide Triebwerke völlig gleich laufen, sind die Antriebswellen in der Mitte zu einer durchlaufenden Triebwelle zusammen-

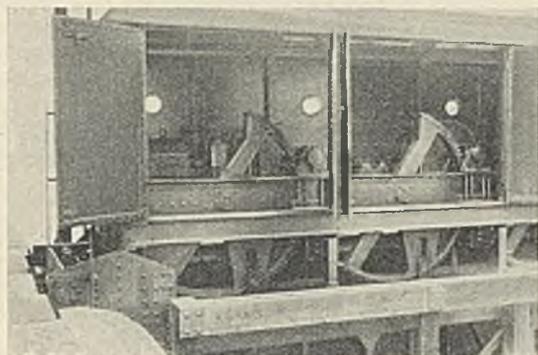


Abb. 31. Schützwindwerk.
Blick vom Oberwasser in das geöffnete Schützhaus.

gekuppelt. Jeder Antriebsteil besitzt einen 11 kW leistenden Nebenschluß-Gleichstrommotor, eine elastische Kupplung mit Bremse und Bremsmagnet und ein Räderkastenvorgelege. Rutschkupplungen sind nicht vorgesehen, da diese vor dem Kurbeltriebe zwecklos und hinter dem Kurbeltriebe bereits alle erforderlichen Sicherungen vorhanden sind. Jeder Motor ist so stark, daß er im Notfall, z. B. wenn der eine Motor ausgewechselt werden soll, auch alle sechs Schütze allein heben kann. Im Notfall können die Schütze, wenn der elektrische Strom ausgeblieben ist, auch mit der Hand bedient werden, allerdings nur Schütz für Schütz. Die Kupplung des Handtriebes ist mit einem elektrischen Nullschalter verbunden, der bei eingeschaltetem Handtrieb das Einsetzen des elektrischen Stromes unmöglich macht.

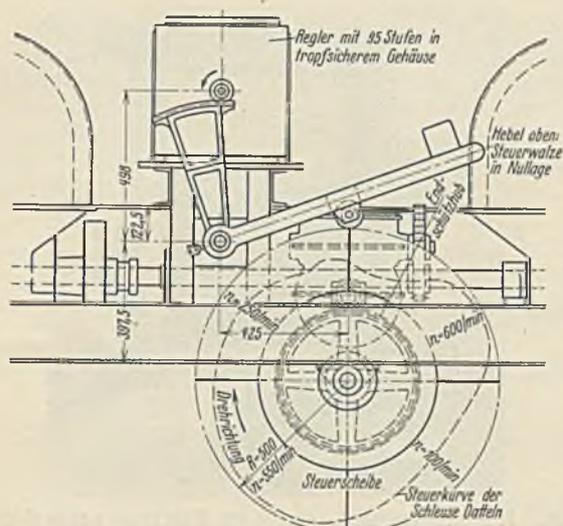


Abb. 32. Schützwindwerk. Leonard-Steuerapparat.

Die Einrichtung für die elektrischen Endschaltungen befindet sich in der Mitte des Triebwerkes. Sie besteht aus einer Spindel, die von der Hauptwelle durch ein Vorgelege angetrieben wird. Auf der Spindel bewegt sich eine einstellbare Wandermutter, die die Anschlaghebel der Endschalter bedient.

Zur Verhütung von Störungen im Schleusenvorgange wird die Hubgeschwindigkeit der Schütze mit Hilfe eines Leonard-Aggregates selbsttätig nach einer besonderen Kurve gesteuert. Die Kurve ist in dem früheren Aufsatz: „Wasserberuhigungseinrichtungen der umlauflosen Schiffschleusen des Wesel-Datteln-Kanals“ bereits beschrieben. Sie ist für die einzelnen Schleusen, entsprechend ihrem Gefälle, verschieden. Bei dem Steuerungsvorgange wird von den Antriebmotoren verlangt, daß sich ihre Umdrehungszahlen zwischen 25 und 1200 (in 1 min) regeln lassen. Die Motoren sollen sich dabei auch in einem Betriebe von 20 min Dauer in der kleinsten Umdrehungszahl nicht erwärmen und

auch noch eine ziemlich stark wechselnde Belastung vertragen können, ohne dabei wesentlich aus dem Takte zu fallen. Diese reichlich weitgehenden Forderungen wurden von den hierzu besonders durchgebildeten Motoren vollkommen erfüllt. Bei den Abnahme-Bremsversuchen gelang es sogar, die für Elektromotoren ganz ungewöhnlich geringe Umdrehungszahl von 1 1/2 Umdreh./min längere Zeit durchzuhalten.

Abb. 32 zeigt den Steuerapparat, der in unmittelbarer Verbindung mit dem Schützwindwerk steht. Der Apparat besteht in der Hauptsache aus einem besonders konstruierten Regler mit 95 Widerstandstufen. Die Schaltkurbel des Reglers wird durch einen Hebelsektor bedient, der mit einer Rolle auf einer nach der zu steuernden Kurve ausgeschnittenen eisernen Scheibe läuft. Die Scheibe wird über zwei Stirnradvorgelege und einen Schneckentrieb von der Haupttriebswelle angetrieben. Die Scheibe selbst besteht aus vier auswechselbaren Stücken. Bei der Auftragung der Steuerkurve mußte die Wirkung des Kurbelsegmentes und der Umstand berücksichtigt werden, daß die antreibende Welle bereits gesteuert ist. Als Beispiel ist in Abb. 32 die Steuerkurve der Schleuse Datteln gestrichelt dargestellt. — Durch die Steuerkurve wird nur der Öffnungsvorgang der Schütze beeinflusst. Beim Schließvorgange laufen beide Motoren in der vollen Umdrehungszahl von 1200 Umdreh./min. Das Anlassen und Steuern der Motoren geschieht dabei durch die Steuerwalze im Steuerhäuschen in Verbindung mit einem besonderen Regelwiderstand.

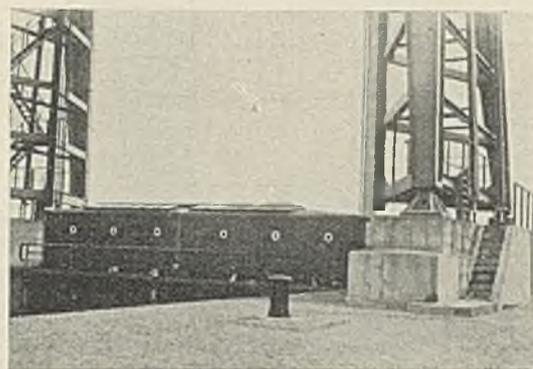


Abb. 33. Schützwindwerk.
Ansicht des Schützhauses vom Oberwasser.

Den Stand der Schütze zeigt ein in Abb. 30 sichtbarer, von fern erkennbarer Teufenzeiger an. Dieser befindet sich auf der Kammerseite der Tore vor der Mitte der Schützhäuser. Er wird von einem unmittelbar mit einem Schütz verbundenen Gelenkstabzug bedient, der in einem mit Öl gefüllten Rohre läuft. Die genaue Stellung der Schützlage zeigen Marken an den Kurbelsegmenten. — Die Stromzuführung geschieht durch das beim Torantriebe erwähnte, 58 mm starke, 17adriges Hängekabel.

Die Auswechslung kleiner Teile des Schützwindwerkes kann durch die Türen des Schützhauses vorgenommen werden. Bei größeren Ausbesserungen wird das Schützhaus abgenommen und das Hubgerüst als Montagekran benutzt. — Weder beim Füllen noch beim Entleeren der Schleusenammer hat sich bisher ein Schlagen oder Hüpfen der Schütze oder ein Erzittern der Tore gezeigt. Versuche zur Ermittlung der für die Schützbewegung erforderlichen Zugkräfte ergaben, daß sie in Wirklichkeit etwa 20 % kleiner sind, als berechnet.

VI. Die elektrische Einrichtung.

Mit den Schleusen sind große Pumpwerke zur Speisung des Kanals und der anschließenden Kanäle aus dem Rhein vereinigt. Der erforderliche elektrische Strom wird aus den Leitungsnetzen des Rheinisch-Westfälischen Elektrizitätswerkes und der Vereinigten Elektrizitätswerke Westfalen entnommen. Die Kraftwerke führen den Strom als hochgespannten Drehstrom von 25 000 und 10 000 V Spannung, in einem Falle mit drei, sonst mit zwei voneinander unabhängigen Freileitungen, an die Schalthäuser heran.

Abb. 1 u. 34 zeigen das Schalthaus mit seinem Einführungsturm. Die ankommenden Leitungen münden nach Passieren der üblichen Sicherungen, im allgemeinen auf Durchgang geschaltet, auf eine Sammelschiene. Von dieser geht der Strom nach Durchgang durch eine Meßzelle mit zwei voneinander unabhängigen Stromzählern zu einer weiteren Sammelschiene, von der die Leitungen zu dem Pumpwerk und zur Schleuse abzweigen. Die zu dem Pumpwerk führende Leitung geht als Hochspannungsfreileitung wieder zu dem Einführungsturm hinaus. Der zur Schleuse gehende Strom wird zunächst durch zwei Umspanner für den allgemeinen Schleusenbetrieb auf 380/220 V umgespannt. Der kleine Umspanner dient für die Lichtversorgung und für die Hilfsbetriebe, der große für die Schleusenmaschinen. Den Schleusentriebstrom formt hinter der Niederspannungsschaltanlage ein rotierender Umformer in Gleichstrom

von 440 V Spannung um. Der Umformer ist bei allen Schleusen gleich. Er besteht aus einem 85 kW leistenden, bis 98 kW überlastbaren Drehstrommotor in der Mitte, einem Gleichstrom-Doppelschluß-Generator von 70 kW an dem einen Ende und einem Gleichstrom-Nebenschluß-Generator von 35 kW, der als Leonardmaschine für den Antrieb der Torschütze ausgebildet ist, an dem anderen Ende. Alle drei Maschinen sind durch Kupplungen miteinander verbunden. Von dem ersten Generator gehen die Leitungen für den Torantrieb und für den später vorgesehenen Schleppwagenbetrieb der Schleuse ab, von dem zweiten die Leitungen für den Antrieb der Torschütze.

Von einer elektrischen Blockierung der Steuereinrichtungen und Anlaßapparate untereinander ist abgesehen worden, da die Betätigung der Steuerwalzen nur durch ein für Ober- und Unterhaupt gemeinsames Handrad vorgenommen werden soll, das nur in der Null-Stellung der Steuerwalzen abgezogen werden kann.

Neben den Gleichstromleitungen führt zu den Steuerständen, von da auf die Tischplatte des Hubgerüsts und innerhalb des Hängekabels zum Tor noch eine für 7,5 kW bemessene, 380/220-V-Drehstromleitung für den Aufzug, für die Beleuchtung, für die Heizung der Maschinen und Schütze, zu Steckdosen zum Anschluß von Arbeitsmaschinen für Aus-

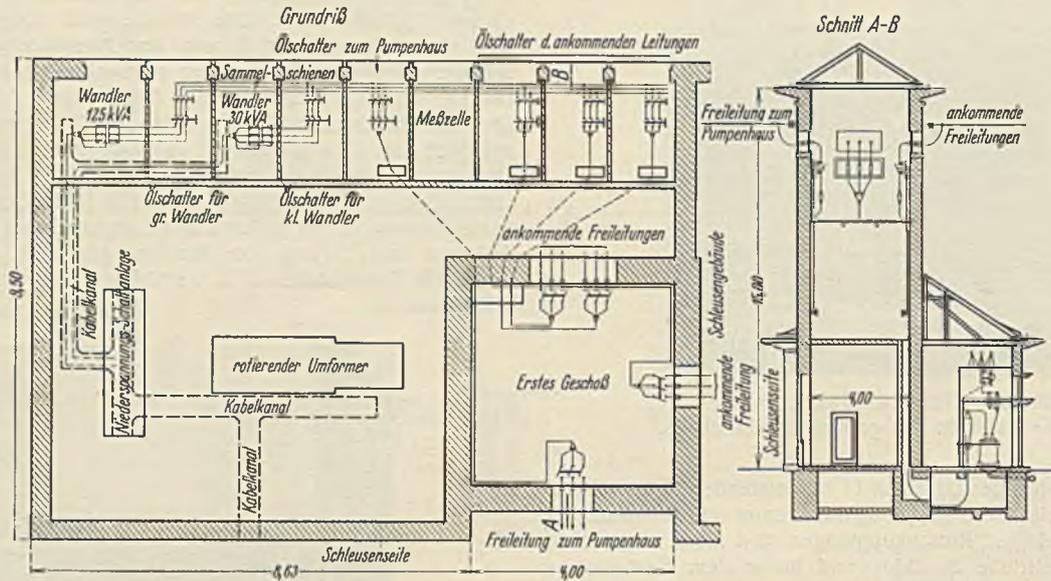


Abb. 34. Umformer- und Schaltheis. Grundriß und Querschnitt.

Die Hoch- und Niederspannungsschaltanlagen sind mit allen Sicherheitsvorrichtungen, wie Überstrom- und Nullspannungsauslöser usw., versehen. Außerdem ist die Niederspannungsschaltanlage zur Kontrolle der Maschinen und des Betriebes mit kW-Selbstschreibern ausgerüstet.

besserungen und zum Anschluß des auf dem Hubgerüst bei Ausbesserungen laufenden Portalkranes.

Eine besondere Ausbildung hat die Steuerwalze des Schützenantriebs mit Rücksicht auf den Steuerapparat auf dem Tore erhalten. Der Steuer-

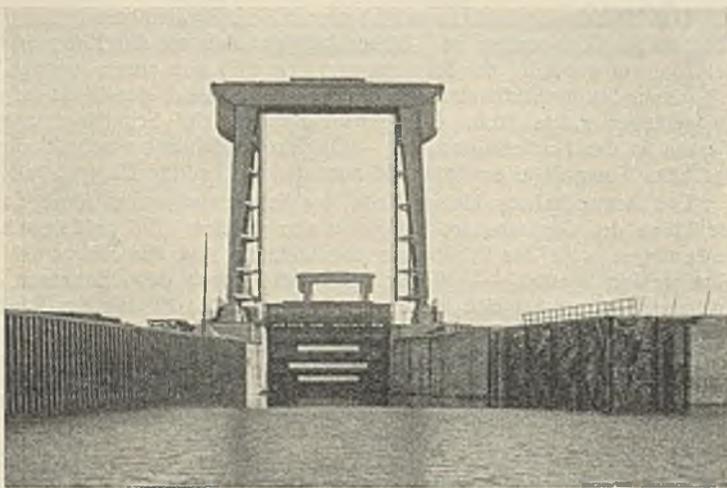


Abb. 35. Fertiges Untertor (Schleuse Flaesheim).

Von dem Schaltheis führen Kabelleitungen zu den Steuerständen an den Füßen der Hubgerüste. Die Steuerstände befinden sich in einem Häuschen (s. auch Abb. 38), das auf der Kammerseite der Hubgerüste steht. Von dem Häuschen gehen die Leitungen durch verdeckte Kanäle im Betonsockel und innerhalb der Beine des Hubgerüsts auf die Tischplatte des Gerüsts hinauf; die einen zum Antriebmotor des Torwindwerkes, die anderen zur Kabeltrommel und von da über das Hängekabel zu den Schützenantrieben auf dem Tore. In jedem Steuerhäuschen sind die Hauptschalter als gußgekapselte Schaltkasten und die Steuerwalzen mit ihren Anlaßwiderständen und Schaltschützen für den Torantrieb und die Schützenantriebe untergebracht. Außerdem werden in dem Häuschen die gußgekapselten Schalter für die Hilfsantriebe und für die Beleuchtung aufgestellt. Die Hauptschalter sind nur vom Innenraum des Häuschens aus bedienbar. Die Maschinenschalter werden von außen über besondere Antriebe mit einem abnehmbaren Handrade bedient. Spannungs- und Stromanzeiger vervollständigen die Einrichtung.

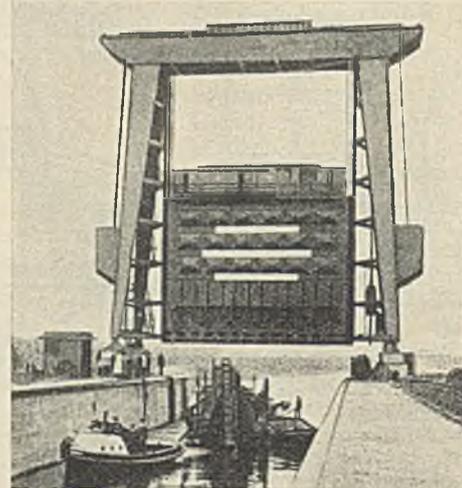


Abb. 36. Hubtor gehoben. Das erste Fahrzeug passiert das Tor. (Schleuse Ahsen.)

apparat — der nur die Hochfahrt steuert — darf nur von der Schlußstellung der Schütze aus in Gang gesetzt werden, weil sonst die Schützmotoren schutzlos einem Stromstoß preisgegeben sind. Die Steuerwalze ist daher so ausgebildet, daß sie wohl ein Stillsetzen der Schütze bei der Hochfahrt in jeder Stellung erlaubt, nicht aber ein Weiterhochfahren aus diesen Stellungen. Erst wenn auf „Schließen“ geschaltet worden ist, und wenn die Schütze wieder völlig geschlossen worden sind, kann wieder auf „Öffnen“ geschaltet werden. Die Blockierung hierzu besorgen Sicherheitskontakte an den Steuerapparaten in Verbindung mit einem elektrischen Sicherheitsschutz. — Auf „Schließen“ kann in jeder Schützstellung geschaltet werden.

Eine besondere Sorgfalt verlangte die Trockenhaltung aller Apparate. Die Steuerapparate der Schützwindwerke und die Kabeltrommeln auf den Hubgerüsten sind deshalb einzeln mit elektrischen Heizkörpern versehen worden. Ebenso sind auch die Steuerhäuschen im ganzen elektrisch geheizt, um die dort aufgestellten elektrischen Apparate vor Feuchtigkeits-

einfließen, wie Schwitzwasser u. dgl., zu schützen. Ferner ist vorgesehen, sämtliche Schütze im Winter zum Schutze gegen Einfrieren mit Heizelementen zu wärmen, die an den Schützrahmen angeschraubt werden. An den Toren der Schleuse Flaesheim sind diese Elemente bereits eingebaut. Wenn sie sich da bewähren, sollen sie auch bei den übrigen Toren angebracht werden.

VII. Die Montage.

Die Montage der Tore geschah über der Schleusenkammer in der Höhe der Schleusenplattform auf einem Brückengerüst.

Zunächst wurde der mittlere Teil des Tores Riegel auf Riegel hingestellt. Danach kam das Einsetzen der Stirnwände des Tores, der Schützrahmen, der Schütze und der Schützschiebestangen (Abb. 10). Gleichzeitig wurden mit zwei verschieblichen hölzernen Mastenkränen die vier Beine des Hubgerüsts auf ihren Lagern hochgestellt und einzeln durch Anlehnen an das Tor und durch verankerte Drahtseile festgehalten. Hiernach wurden die Tischplattenträger einzeln, jeder im ganzen, mit verstelltem Gelenk aufgezo-gen und auf die Beine aufgesetzt (Abb. 37).

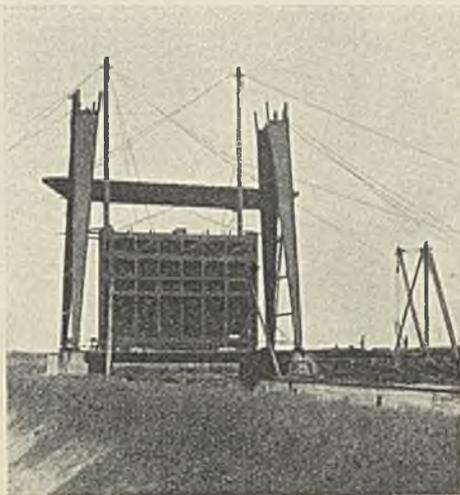


Abb. 37. Montage. Hochziehen eines Tischplattenträgers. (Schleuse Flaesheim. Untertor.)

VIII. Die Notverschlüsse.

Für den Notverschluß der Schleusenhäupter wurden Dammbalken gewählt, die vor anderen Verschlußarten den großen Vorteil besitzen, daß sie den kürzesten Raum beanspruchen und mit geeigneten Mitteln am einfachsten und am schnellsten einzubauen und wegzunehmen sind.

Bei der großen Breite der Schleusen (12 m an der Sohle) und ihrer großen Gefällhöhe (9 m bei Dorsten) kamen nur eiserne Dammbalken in Frage. Für die Dichtung der Balken untereinander mußte Holz abgelehnt werden, da es beim Lagern leicht durch Austrocknen reißt, schwindet und sich verwirft und dadurch erfahrungsgemäß die Dichtigkeit in Frage stellt. Außerdem zeigt sich Holz verhältnismäßig bald immer wieder erneuerungsbedürftig. Es wurde deshalb eine Dichtung durch gehobelte eiserne Anschlagflächen vorgesehen. Diese Dichtungsart, die allerdings eine gute Behandlung der Dammbalken zur Voraussetzung hat, hat sich in Verbindung mit einem jedesmal vorhergehenden Goudronanstrich der Anschlagflächen bei den bisherigen Einbauten der Dammbalken bewährt. Damit aber die Dichtung unter allen Umständen auch durch Asche, durch Vorlegen einer Persenning od. dgl. erzielt werden

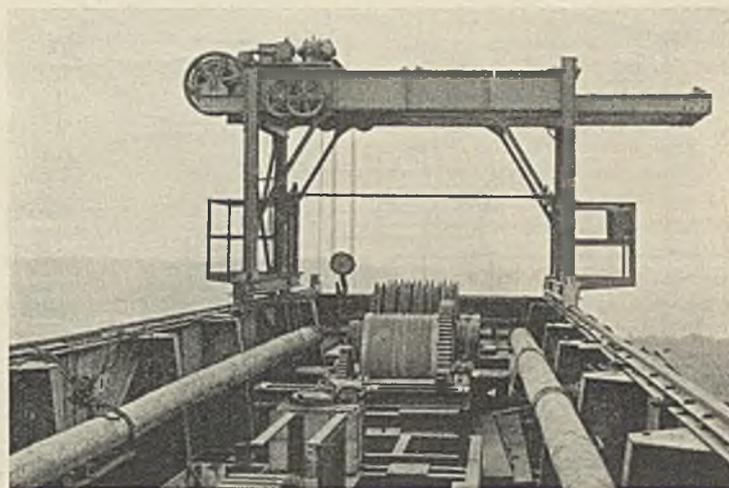


Abb. 38. Montagekran auf dem Hubgerüst.

Nach völliger Fertigstellung und Vernietung der Eisenkonstruktion des Tores und des Hubgerüsts wurde der Einbau der Torführungsrollen und der Maschinenanlage auf dem Tore und auf dem Hubgerüst (Abb. 38) und der Zusammenbau der Gegengewichtskasten vorgenommen.

Nach dem Einbau der unteren Torführungen im Schutze der nachher beschriebenen eisernen Dammbalken wurden die Seile angeschlagen und die Gegengewichtskasten mit Schrottbeton gefüllt.

kann, wurden die Dichtungsflächen auf die Wasserseite der Balken verlegt.

Die Wahl der Dichtungsart hatte zur Folge, daß der Dammbalken, um ein gutes Anliegen der Dichtungsflächen aneinander zu erreichen, in räumlich lotrechter Richtung weich und federnd ausgebildet werden mußte. Außerdem können sich steife Dammbalken leicht für dauernd verziehen. Es kamen daher nur einwandige Dammbalken in Frage, die in ihren

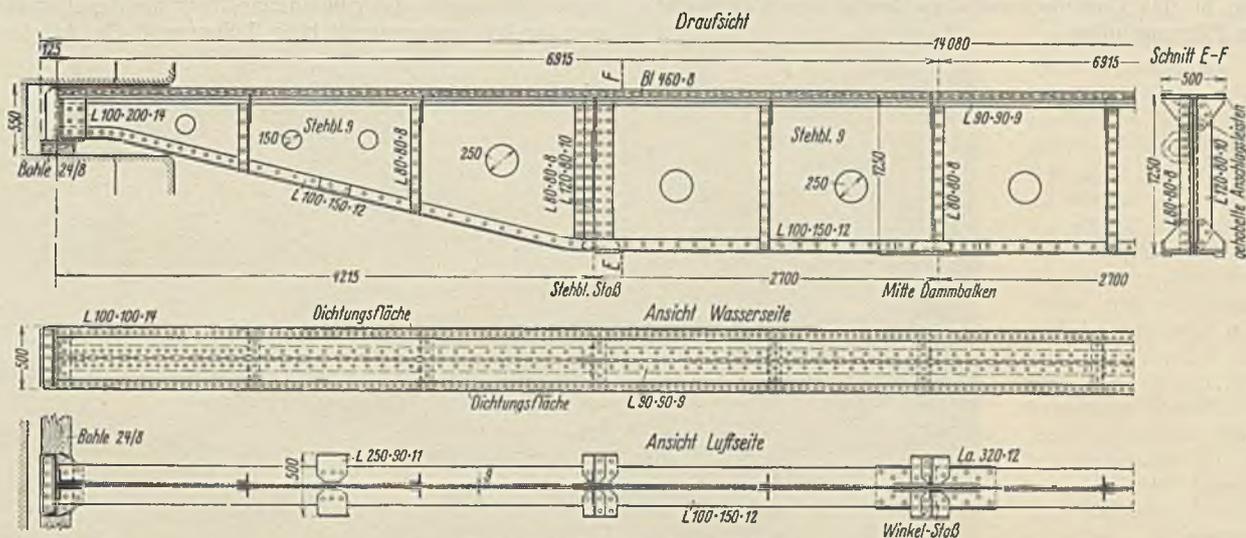


Abb. 39. Eiserner Dammbalken.

Zur Montage der Maschinen auf dem Hubgerüste diente der in Abb. 38 dargestellte und für den Ausbesserungsbetrieb beibehaltene, zerlegbare Montagekran. Der Kran besitzt ein elektrisches Hubwindwerk. Die übrigen Bewegungen geschehen durch Handtriebe. Damit der Kran nicht durch Wind und bei durch Bergsenkungen schräg gestelltem Hubgerüst ins Rollen kommt, sind neben den Laufrollen festanziehbare Klemmhaken angebracht.

Abmessungen so ausgebildet werden mußten, daß der einzelne Balken die gesetzte Gewichtsgrenze von 3,6 t nicht überschritt. Da nun einwandige Dammbalken unter Wasserdruck leicht zu Verdrehungen neigen, die zu Unfällen führen können, mußte dafür gesorgt werden, daß beide Gurtungen, vor allem die Druckgurtung, gut abgesteift wurden. Durch die Verlegung der Dichtungswand auf die Wasserseite der Balken war die Druckgurtung einwandfrei abgestützt und gehalten. Die Zuggurtung

auf der Luftseite trägt oben und unten besondere Stützen, die sich beim Einlegen der Balken aufeinanderstemmen und dadurch die Zuggurtung fest einspannen. Im übrigen kam nur eine Vollwandkonstruktion in Frage, da diese weniger leicht beschädigt werden kann als ein Fachwerkssystem.

Den nach diesen Grundsätzen aus St 48 ausgebildeten Dammbalken zeigt Abb. 39. Um Verwechslungen vorzubeugen, sind die Balken sämtlich untereinander gleich. Die Dichtungsflächen sind erst nach vollständiger Vernietung der Balken im ganzen gehobelt. An den Auflagern ist die Dichtung mit einem I 50 zum Anschlag herumgeholt. Die Dichtung am Beton wird durch eine Fichtenholzplanke und durch eine im Mauerwerk der Nische mit dem Fuß nach außen einbetonierte Eisenbahnschiene erzielt. Die Holzplanke ist am untersten Dammbalken gelenkig befestigt.

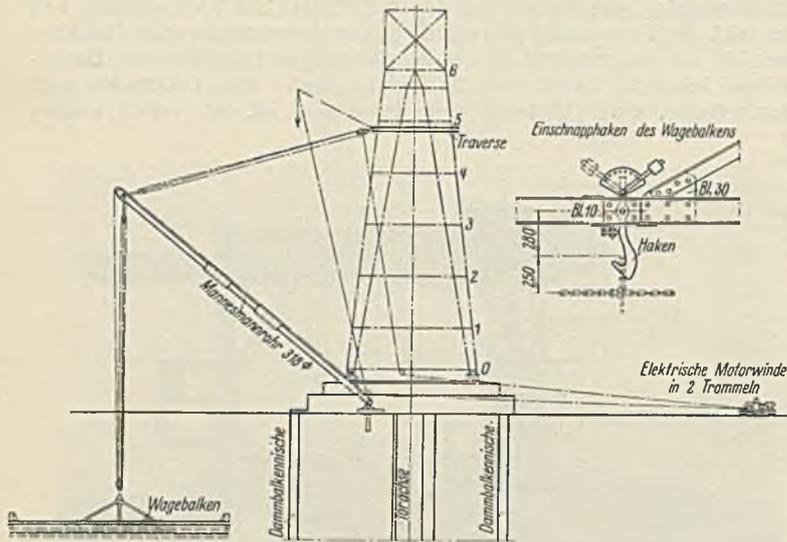


Abb. 40. Einsatzgerät für die Dammbalken.

Sie wird von diesem beim Verlegen mit hinuntergezogen. — Für das Entweichen von Luft und für das Eintreten von Wasser bzw. umgekehrt beim Verlegen und Herausheben der Balken sorgen große Löcher im Stehblech des Balkens. Die Taucherkontrolle der richtigen Lage der Balken erleichtern an der Luftseite angebrachte Richtseile. Alle schwer zu dichtenden Stellen sind elektrisch zugeschweißt worden.

Für das Verlegen und das Herausnehmen der Dammbalken ist unter Ausnutzung der Hubgerüste eine besondere Einrichtung getroffen worden, die in Abb. 40 u. 41 dargestellt ist.

Jeder Dammbalken trägt in seiner Schwerlinie zwei Ösen. In diese fassen die selbsttätig wirkenden Haken des in Abb. 40 dargestellten Waagebalkens, der als Greif- und Traggerät der Balken dient. Zur sicheren Führung in den Dammbalkennischen besitzt der Waagebalken an seinen Enden Führungsrollen.

Ein eiserner Schwenkmast bildet das eigentliche Hebegerät. Sein Fuß stützt sich auf der Plattform auf einbetonierte Anker. Sein Kopf hängt mit Seilrollen an einer an den Hubgerüsten angebrachten Traverse (in Abb. 1 erkennbar). Das Heben und Senken der Last und die Ausladung des Schwenkers besorgt die in Abb. 41 dargestellte elektrisch angetriebene Doppeltrommelwinde von 7 kW Motorstärke. Die Winde ist fahrbar. Das seitliche Verschwenken des Mastes besorgen zwei Handwinden, deren Seile am Kopfe des Mastes anfasen.

Das Einsetzen bzw. das Herausnehmen zweier 10 m hoher Wände läßt sich mit dem Gerät in acht Stunden durchführen.

Die Kosten eines Hubtores betragen einschließlich aller Maschinen rd. 800 000 RM. Trotz dieses hohen Preises waren die Kosten für ein mit Hubtoren versehenes Schleusenaupt geringer als die Kosten für ein mit Schiebetoren ausgerüstetes Haupt, da die durch die Hubtore ermög-

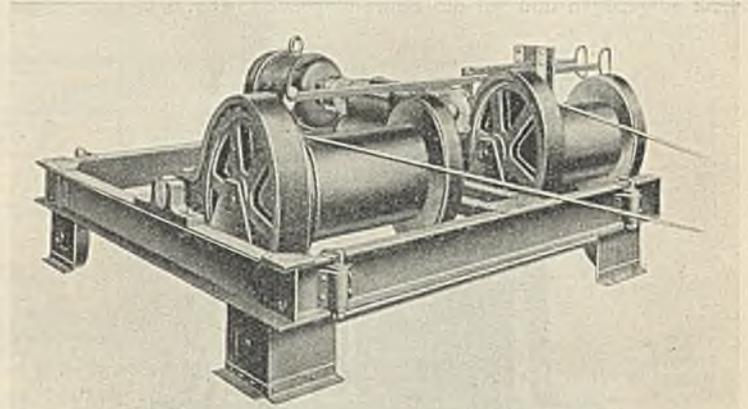


Abb. 41. Elektrische Doppeltrommelwinde des Dammbalken-Einsatzgerätes.

lichte Beschränkung auf die kleinstmögliche Grundfläche große Ersparnisse an Beton und Erdaushub mit sich brachte.

Die Anregung zu den Hubtoren gab Oberbaurat Loebell (s. a. seine Aufsätze in der Bautechn. 1925).

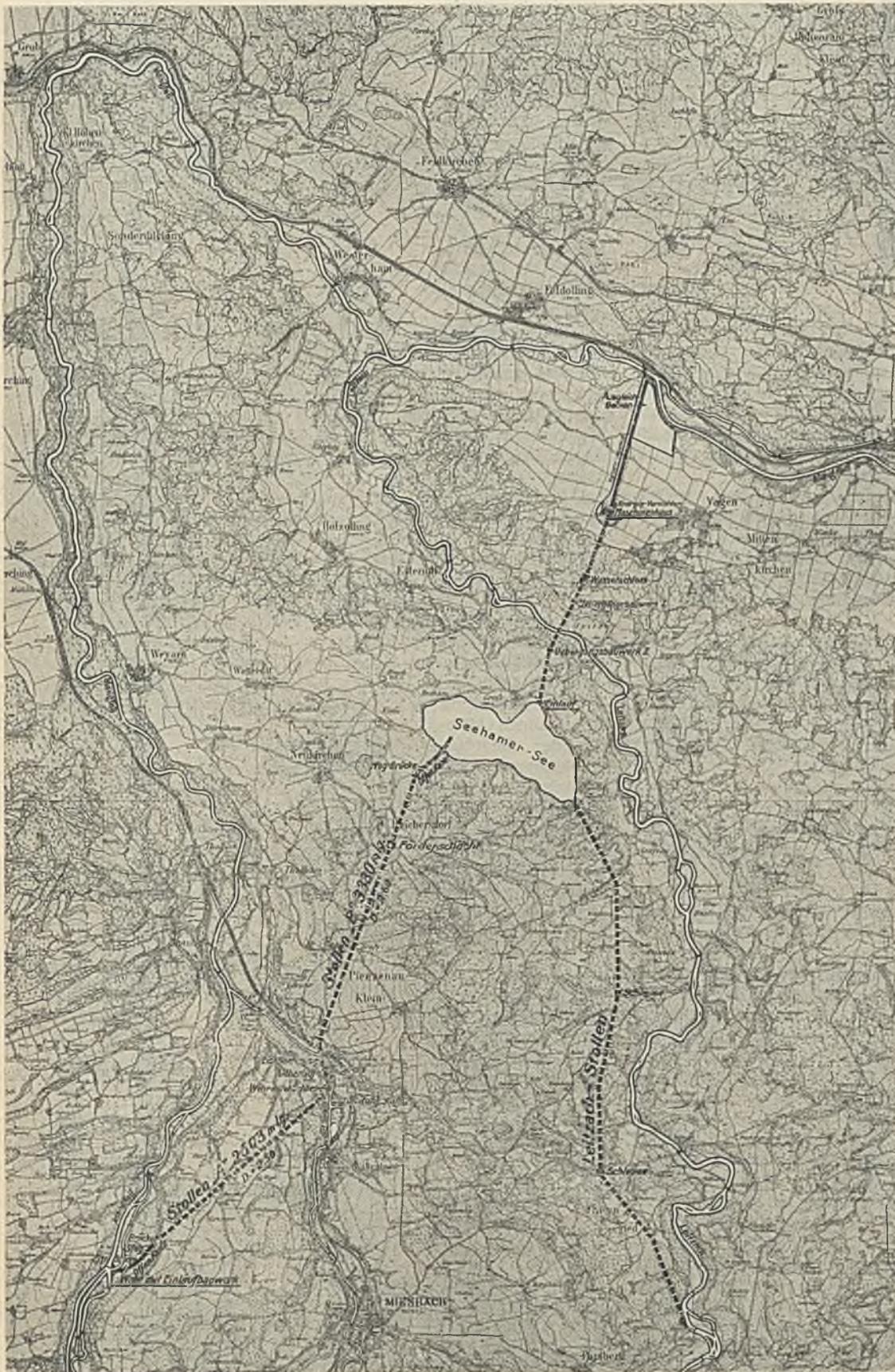
Die Ausbildung der Hubtore ist das gemeinsame Werk der Kanalbauabteilung in Essen und der Brückenbauabteilung der Gute-Hoffnungshütte in Sterkrade, der auf Grund eines engeren Wettbewerbs der Auftrag zur Ausführung gegeben worden war. Der Gute-Hoffnungshütte standen zur Seite die Maschinenbauabteilung der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg in Gustavsburg und die Siemens-Schuckert-Werke in Frankfurt/Main-Berlin.

Die Ausbildung des Dammbalkenverschlusses und die seiner Verlegeeinrichtung ist das gemeinsame Werk der Kanalbauabteilung in Essen und der Brückenbauanstalt Hein, Lehmann & Co. AG. in Düsseldorf.

Alle Rechte vorbehalten.

Überleitung der Mangfall und der Schlierach zum Seehamersee zur Erweiterung des Leitzach-Kraftwerkes der Städt. Elektrizitätswerke München.

Von Stadtoberbaurat A. Altmann und Stadtbaurat H. Oelbaum, München.



Übersichtslageplan.

Im Flußgebiete der Mangfall besitzt die Stadt München das in den Jahren 1912 bis 1914 errichtete Spitzenkraftwerk „Leitzachwerk“, das die Wassermengen der Leitzach, die im Mittel $6,8 \text{ m}^3/\text{sek}$ betragen, vor ihrer Einmündung in die Mangfall mit einem Rohgefälle von 130 m ausnutzt. Die Leitzach wird bei Mühlau südöstlich von Miesbach durch einen 7,8 km langen Stollen von einer Aufnahmefähigkeit bis zu $10 \text{ m}^3/\text{sek}$ dem Seehamersee zugeleitet und aus diesem dem Kraftwerk bei Vagen durch Stollen und Rohrleitungen zugeführt.

Bei dem Bau des Leitzachwerkes wurde auf die spätere damals schon in Aussicht genommene Einleitung der Mangfall in den Seehamersee dadurch Rücksicht genommen, daß die Querschnitte für die Stollen und Druckrohrleitungen vom See zum Krafthaus für die später durch die Mangfallüberleitung erhöhten Triebwassermengen bemessen wurden.

Im Herbst des Jahres 1927 nahm die Stadt München nach Abschluß der langwierigen wasserpolizeilichen Verhandlungen die Überleitung der Mangfall und Schlierach in das Becken des Seehamersees in Angriff. Durch diese neue Wasserzuführung zum Seehamersee wird die bisherige Jahresleistung des Leitzachwerkes von rd. 40 Mill. kWh auf rund 110 Mill. kWh gesteigert.

Mangfall und Schlierach haben den Charakter von Gebirgsflüssen mit rasch wechselnden Wassermengen. Die Wassermenge schwankt bei ersterer zwischen 2 und $200 \text{ m}^3/\text{sek}$, bei letzterer zwischen 1 und $60 \text{ m}^3/\text{sek}$. Durch die Überleitung wird der Mangfall eine größte Wassermenge von $10 \text{ m}^3/\text{sek}$ und der Schlierach von $4,4 \text{ m}^3/\text{sek}$ entnommen. Das Gefälle der Mangfall ist seit langem von Sägewerken, Papierfabriken, Schleifereien und kleineren Elektrizitätswerken ausgenutzt worden; das Sägewerk am Ausfluß der Mangfall bei Gmund hat schon im 11. Jahrhundert bestanden. Die durch die Überleitung beeinträchtigten Wasserwerkenanlagen von insgesamt rd. 3000 PS werden von der Stadt München durch Ersatzstromlieferung entschädigt.

Das Überleitungswasser aus Mangfall und Schlierach mußte in einer Höhe abgeleitet werden, die ein Zufließen in den gestauten Wasserspiegel des Seehamersees gestattet. Der Seespiegel schwankt zwischen 654,00 und $646,00 + \text{NN}$. Auf Grund genauer Aufnahmen und vergleichender Untersuchungen wurde fest-

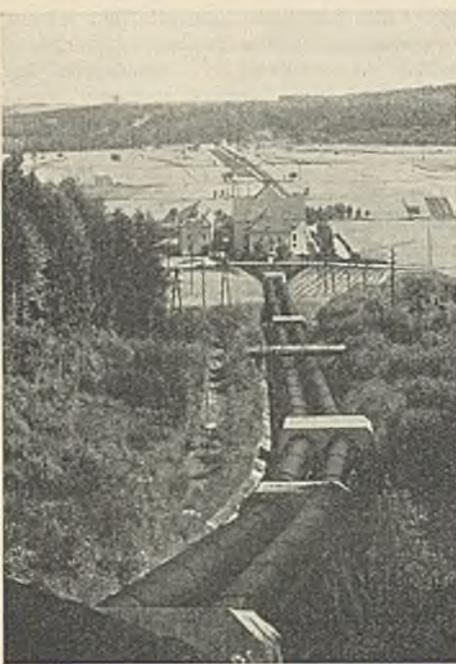


Abb. 1. Druckrohrleitung mit Maschinenhaus und Unterwasserkanal.

einerseits der Betrieb des Leitzachwerkes während des Baues der Endstrecke möglichst wenig beeinflusst wird und andererseits durch Wasseränderung vom See her keine Schwierigkeiten für den Bau entstehen. Die Sohle des Stollens beim Übergang in den offenen Auslaufkanal nach dem See wurde auf Kote 649,56 + NN gelegt, wobei die Höchstfördermengen von 14,40 m³ bei einem Seestande bis Kote 652,25 + NN noch möglich sind. Bei höheren Seeständen ist die Fördermenge geringer.

Wäre die Stollensohle höher gelegt worden, so wäre die Leistungsfähigkeit bei tieferen Seeständen wesentlich geringer. Ein weiteres Tieferlegen als jetzt mit Stollensohle 649,56 + NN hätte auf kürzere Zeit wohl eine etwas größere Wasserführung ergeben, dagegen die Ausführung und den Betrieb des Leitzachwerkes erschwert, außerdem wäre der Stollen früher unter Druck gekommen, wodurch die Leistungsfähigkeit ungünstig beeinflusst worden wäre.

Bei der auf Grund von Vergleichsberechnungen gewählten Stollenauslaufkote von 649,56 (Sohlenkote) stehen vom Anfang der Überleitungsstrecke im Mangfalltal (Sohlenkote 655,45) bis zum See 5,89 m Gefälle zur Verfügung. Das Wasserspiegelgefälle wechselt je nach den Seeständen und beträgt bei vollem See 657,92 — 654,00 = 3,92 m. Das Gefälle ist in die offenen Kanäle und Stollen verschieden aufgeteilt. Den Stollen sind größere Gefälle zugeteilt als den offenen Kanälen. Die Querschnitte, Gefälle und Geschwindigkeiten sind in Abb. 2 eingetragen.

Die Abzweigung der Mangfallüberleitung liegt beim Wehr der Papierfabrik Oberneumühle. An dieser Stelle vereinigt sich das Mutterbett mit dem Altlauf der Mangfall und mit dem Auslauf des Werkkanals der Oberlieger.

Dieser Werkkanal zweigt oberhalb der Papierfabrik Müller am Baum auf der rechten Seite vom Hauptbett ab und versieht drei Anlagen mit Triebkraftwasser. Das oberste dieser drei Werke Müller am Baum ist auf größere Wassermengen ausgebaut als die beiden unteren kleineren Anlagen. Der Triebwerkskanal hat aus diesem Grunde unterhalb der obersten Fabrik eine Entlastung nach dem Altlauf der Mangfall, der oberhalb des Wehres Oberneumühle in keinerlei Verbindung mit dem korrigierten Mutterbett steht. Für gewöhnlich führen Triebwerkskanal und Altbett der Mangfall bis zu 8 m³/sek. Diese Menge vergrößert sich noch etwas durch Zufluß aus dem kleinen Einzugsgebiet des Altlaufes. Im korrigierten Mutterbett laufen im allgemeinen nur Hochwassermengen ab. Bei geschlossenem Kanaleinlauf der Mangfallüberleitung tritt das aus dem Weidenauer Triebwerkskanal und dem Altbett der Mangfall kommende Wasser durch eine 26 m breite Öffnung nach der korrigierten Mangfall oberhalb des Wehres. Umgekehrt fließt bei abgesperrtem Weidenauer Triebwerkskanal das Wasser durch die gleiche Öffnung aus dem Mutterbett nach dem Kanaleinlauf. Die vor dem Wehr entnommene Wassermenge beträgt bis zu 10 m³, die durch einen 709 m langen offenen betonierten Kanal mit 1 1/2 maliger Böschung und kreisbogenförmiger Sohlenschale zum 2511 m langen Stollen A mit nahezu kreisförmigem Profil — 2,50 m lichte Weite — geführt wird. Der Stollen verläuft durch den Höhenrücken zwischen Mangfall und Schlierachtal. Im Schlierachtal ist ein selbsttätiges Dachwehr errichtet, wodurch aus der Schlierach bei Hochwasser bis zu 14,4 m³/sek und bei Normalwasser bis zu 4,4 m³/sek entnommen werden können. Dieses Zuflußwasser wird mit den aus dem Stollen A

gestellte, daß die zweckmäßigste Entnahmestelle am Wehr der Papierfabrik bei Oberneumühle auf Kote 657,92 + NN ist. Die Linienführung zum Schlierachtal hin wurde so gewählt, daß die Einleitung der Schlierach ermöglicht wurde. Für die Trasse im Schlierachtal selbst war die Höhenlage der Bahnlinie Holzkirchen — Schliersee bestimmend, da die Konstruktionsunterkante des Überleitungskanals mindestens 5,65 m über den Gleisen liegen mußte. Dies konnte bei Bahnkm 13,618 erreicht werden. Die Überquerung des Schlierachtales durch einen Düker wurde aus wirtschaftlichen Erwägungen vermieden.

Für die Höhenlage des Auslaufes in den See war maßgebend, daß kommenden Wassermengen, insgesamt 14,4 m³/sek, zunächst durch einen 322 m langen offenen betonierten Kanal und einen 364 m langen Aquädukt zum 3481 m langen Stollen B geleitet. Der Aquädukt führt über die anläßlich der Mangfallüberleitung hergestellte Schlierachkorrektion und über die Bahnlinie Holzkirchen — Schliersee. Der Stollen B mit ebenfalls nahezu kreisförmigem Profil (Durchmesser 2,60 m) mündet in einen 441 m langen offenen Kanal, der zum Seehamersee führt. Durch die bereits seit 1914 bestehenden Rohr- und Stollenleitungen des Leitzachwerkes wird das Mangfall- und Schlierachwasser gemeinsam mit dem See durch die bereits vorhandene Stollenführung zuffließenden Leitzachwassermengen über das Wasserschloß dem Krafthaus bei Vagen zugeführt.

Geologische Formationen in der Mangfallüberleitungsstrecke.

Der Untergrund des gesamten Gebietes der Mangfallüberleitung wird von den Schichten der Molasse gebildet, und zwar in dem Gebiet zwischen Mangfall und Schlierach von der älteren oder oligozänen Molasse und in dem Gebiet zwischen Schlierach und Seehamersee von der jüngeren oder miozänen Molasse. Diese Schichten werden von den mehr oder weniger mächtigen Ablagerungen der Eiszeit vollständig überdeckt.

Zwischen Mangfallbett und Stollen A werden hauptsächlich alluviale Ablagerungen durchschnitten, der Stollen A selbst durchfährt auf eine Länge von rd. 1700 m diluviale Schichten mit mehr oder minder

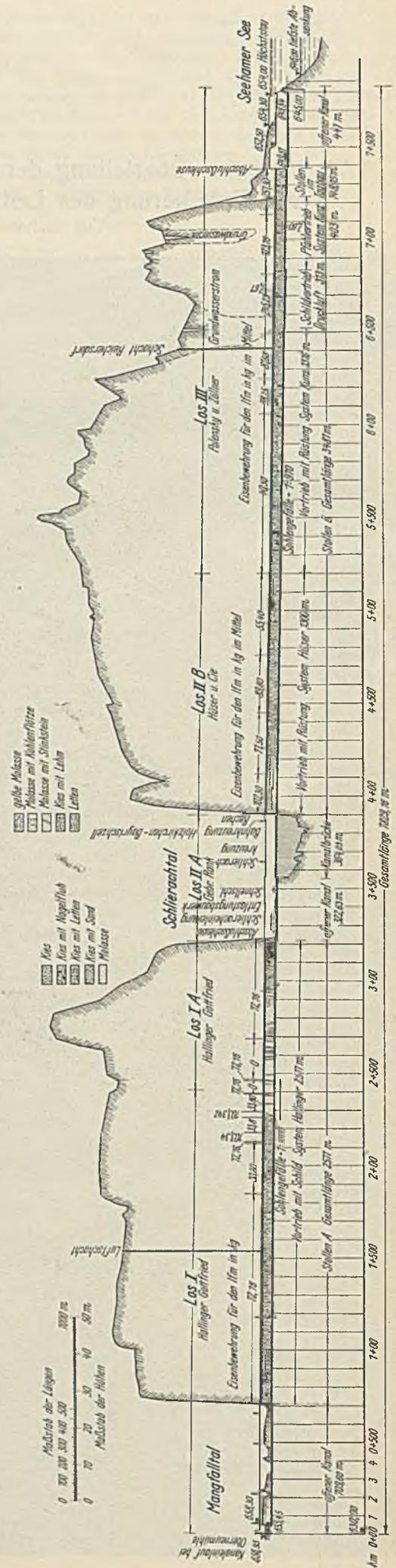


Abb. 3. Längenschnitt der Überleitung.

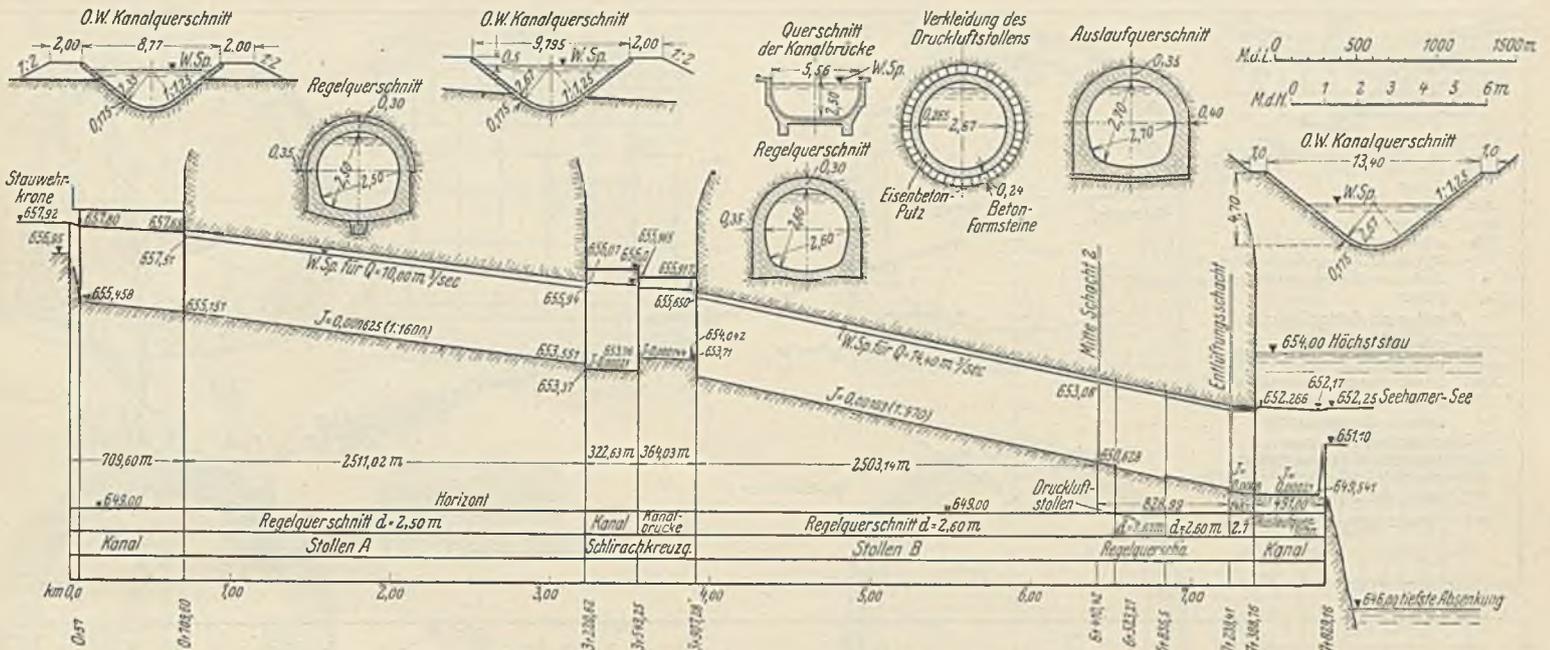


Abb. 2. Höhenplan mit Regelquerschnitten.

festem kiesigem Gebirge und einzelnen Nagelfluheinlagerungen, dann gegen die Schlierachseite hin auf eine Länge von etwa 700 m oligozäne Molasse und von da gegen den linksseitigen Talhang wieder diluviale Schichten. Auf Grund der Bohrungen glaubte man, daß der Stollen A nur durch diluviale Schichten zu führen sei, während in Wirklichkeit sich die oligozäne Molasse auf die vorerwähnte Länge von 700 m über die Stollenröhre hinaus erhob. Die Molasse war stark von Verwerfungen durchzogen, die sich mitunter durch bald sich erschöpfende Wassereinträge (Spaltenwasser) äußerten. Die Molasse enthielt auch meist von Stinksteinen begleitete Pechkohlenflöze von 10 bis 20 cm Mächtigkeit und einige isolierte Stinksteinflöze.

Im Schlierachtal selbst wurden beim Aushub für die offenen Bauwerke (Wehr, Kanäle, Schlierachkorrektur und Aquädukt) hauptsächlich nur aluviale Schichten (Kies, Lehm) angetroffen.

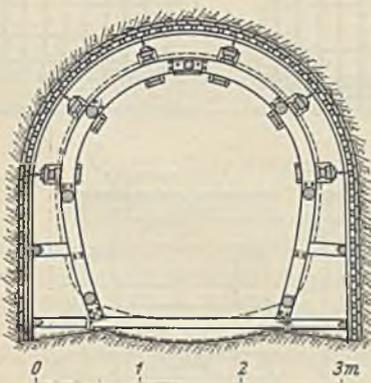
Der Stollen B wurde nächst dem rechtsseitigen Schlierachtalhang zuerst durch diluviale Nagelfluh, dann auf eine Länge von etwa 430 m durch die miozäne Molasse und hierauf durch diluviale Moräne, Schotter und spätdiluviale Schotter vorgetrieben. Der offene Kanal zum Seehamersee führte durch Moräneablagerungen und in der Nähe des Sees durch Moorboden.

Die Bauausführungen.

A. Allgemeines über die Stollen.

Von der gesamten 7800 m langen Überleitungsstrecke entfallen rund 6 km auf die Stollen, deren Ausführung für das ganze Bauprogramm bestimmend war. Vgl. hierzu Längenschnitt der Überleitung, Abb. 3. Gelang es, die von den Firmen angebotenen Bauzeiten einzuhalten, so konnten die zugehörigen Wehr-, Kanal- und Brückenbauten bei gleichzeitiger Inangriffnahme bequem fertiggestellt werden. Die beteiligten

bohrungen wurden vor Baubeginn sehr erhebliche Summen aufgewandt. Wie aber schon aus den bereits angeführten geologischen Verhältnissen hervorgeht, war es bei dem raschen Gebirgswechsel ausgeschlossen, mit Bohrungen den Untergrund genau zu erforschen. Nach den Erfahrungen beim Bau des in ähnlichem Gebirge verlaufenden Leitzachstollens war man zwar auf Schwierigkeiten gefaßt, konnte aber nicht annehmen, daß insbesondere die den Moräneuntergrund durchziehenden Grundwasserströme zu außerordentlichen, nicht vorgesehenen Maßnahmen führen würden. Es schien von vornherein nicht wahrscheinlich, daß der Stollen die Molasse in vollem Querschnitte oder auch nur teilweise durchfahren würde. Von den beteiligten Stollenbaufirmen wurde auf der Strecke vom Mangfall- zum Schlierachtal das Schildvortriebverfahren System Hallinger, in der ersten Teilstrecke vom Schlierachtal zum Seehamersee die Stollenrüstung der Firma Hüser und auf der Reststrecke die von der



Rüstung System Kunz.

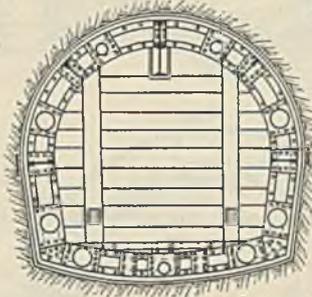
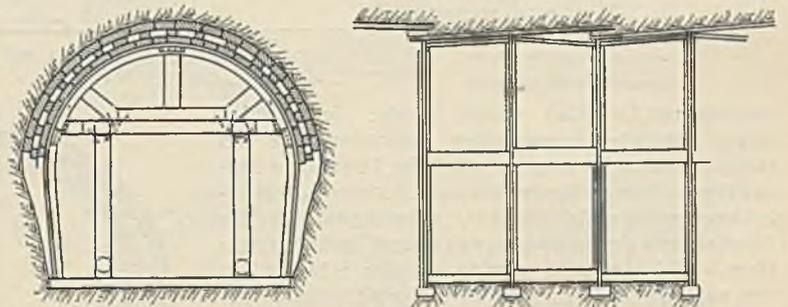


Abb. 4. Schild System Hallinger.



Rüstung System Hüser.

Unternehmungen hatten die Verpflichtung übernommen, den Bau innerhalb 18 Monate nach Vertragsabschluß fertigzustellen; die bei einem Teil der Stollenbauten angetroffenen unerwarteten Untergrundverhältnisse verursachten jedoch eine Verlängerung des Fertigstellungszeitpunktes um rd. 1/2 Jahr. Diese Verlängerung der Bauzeit ist aber keineswegs auf ungenügende Vorarbeiten zurückzuführen, denn für Untergrund-

Firma Polensky benutzte Kunzsche Rüstung angewandt. Auf Einzelheiten der verschiedenen Stollenbauarten wird später noch eingegangen. Vorerst sei nur erwähnt, daß beim Anschneiden eines Grundwassersees in der Reichersdorfer Senke, die der letzten Stollenstrecke gegen den See angehört, die reine Getriebezimmernach nutzlosen, mühevollen Versuchen, vorwärts zu kommen, aufgegeben werden mußte und durch Schild-

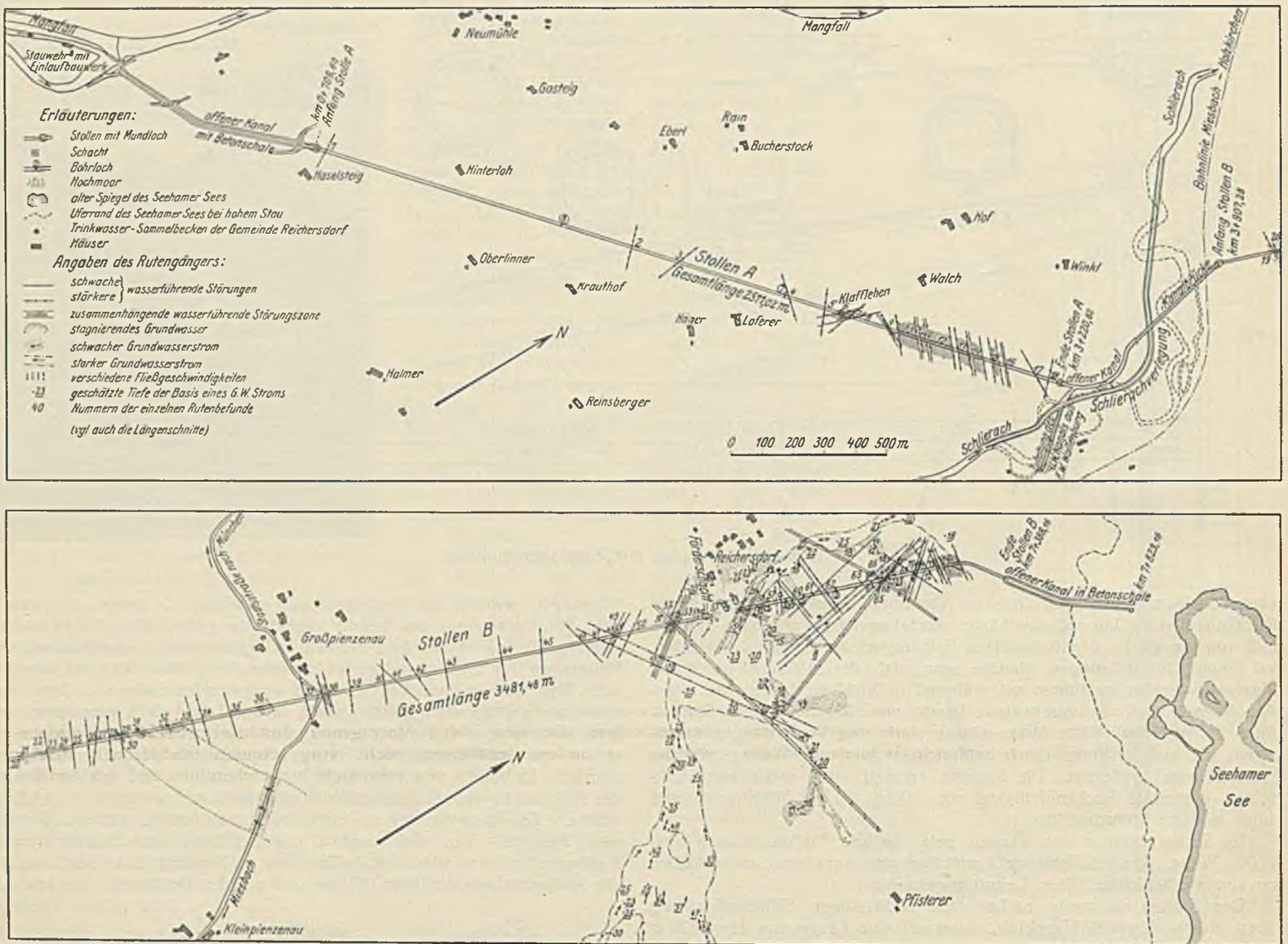
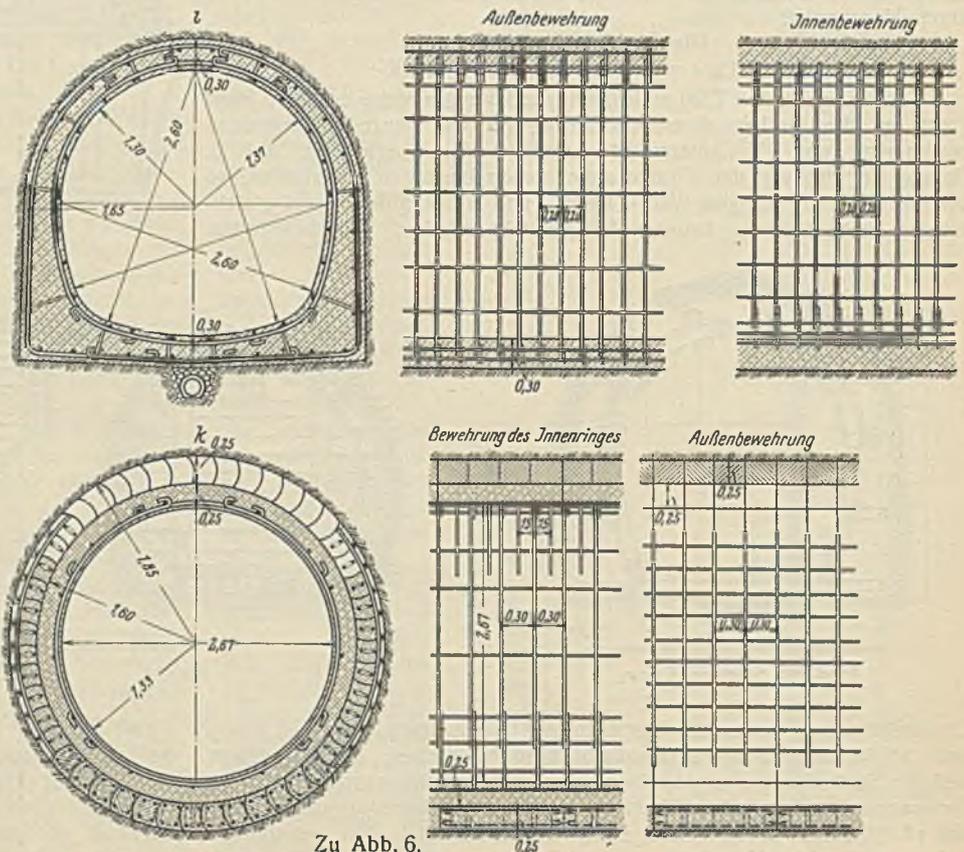


Abb. 5. Lageplan mit Wüschelrutenbefunden.

vortrieb mit Druckluft ersetzt wurde. Im übrigen hatten sämtliche angewandten Vortriebsysteme bei entsprechendem Gebirge vorzügliche Leistungen aufzuweisen. Soweit beispielsweise trockenes Moränegebirge zu durchfahren war, entwickelte sich das Arbeitstempo derart lebhaft, daß einmal in 24 Stunden 10 m Vortrieb erreicht wurden. Solche Schnellarbeit war natürlich an sehr erhebliche Vortriebsprämien gebunden, ohne die bei den ganzen Stollenbauten nicht auszukommen war.

Es hat sich erwiesen, daß der Vortrieb außer von der Geschicklichkeit der Mineure und der Gewährung von Prämien an die gesamte Stollenbelegschaft auch noch ausschlaggebend von der Umsicht und der Energie der beteiligten Ingenieure, Bauführer und Aufseher abhängig war. Bei den mit größter Vorsicht auszuführenden Arbeiten in den wasserführenden druckhaften Zonen wurden sowohl an die Belegschaft wie an die Aufsicht nicht unerhebliche Anforderungen gestellt. Im wasserführenden Gebirge konnte tagelang kein Fortschritt erzielt werden. Dabei behinderte weniger die Menge des Wassers als vielmehr der außerordentlich hohe Druck der hauptsächlich in Verwerfungen angeschnittenen Wassersäcke und der fortwährende Wechsel der Austrittsstellen an der Stollenbrust. Vielfach half in solchen Fällen ein Auslaufenlassen des Wassers bei verzogener Brust, in einzelnen Fällen mußten aber auch kostspieligere Maßnahmen ergriffen werden, auf die später noch eingegangen werden soll. Auch der Druckluftbetrieb soll in der Folge noch im einzelnen behandelt werden. Dem Vortrieb folgte das Betonieren und Bewehren der Stollenwandungen meistens unmittelbar. Die Stärken



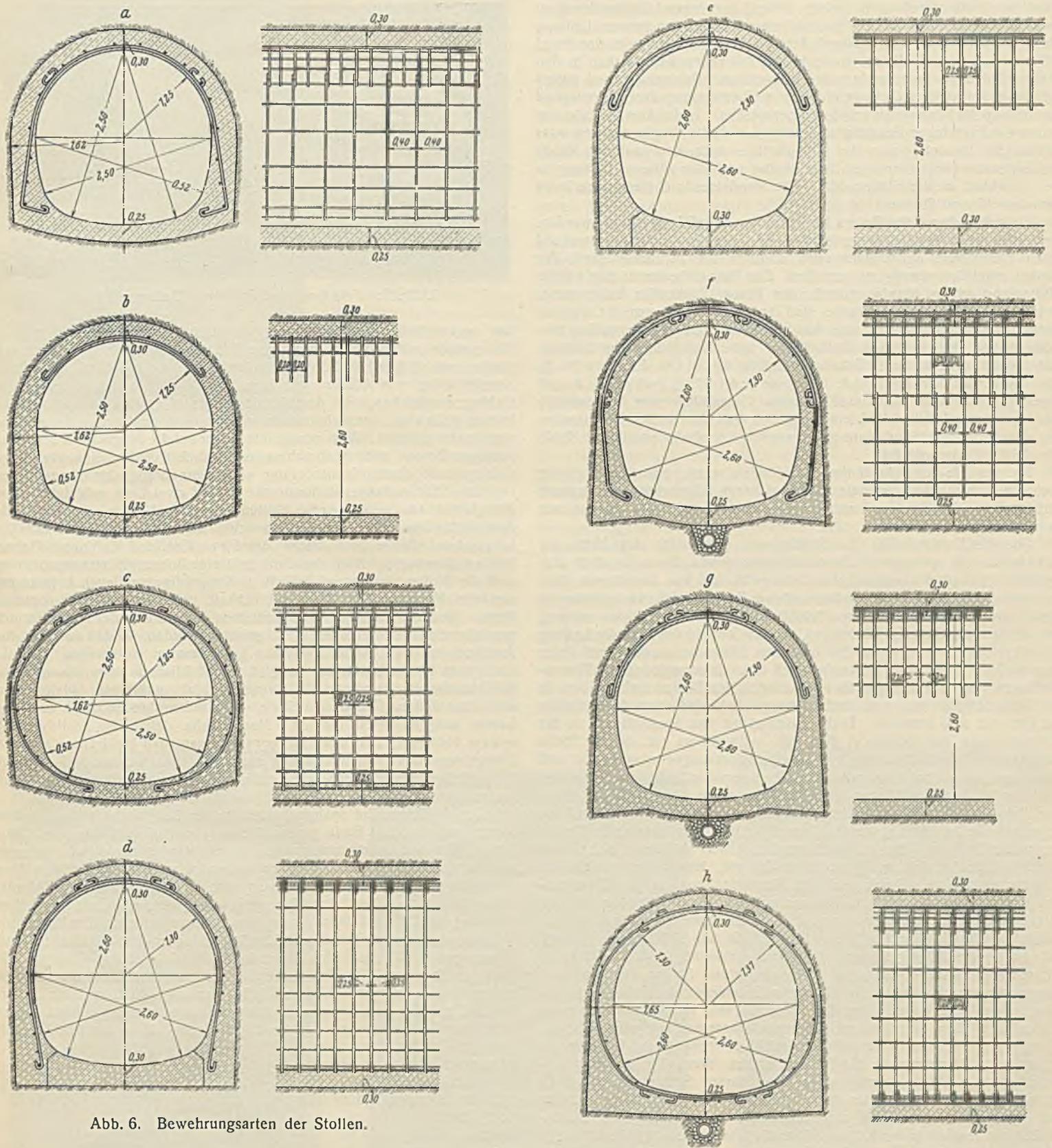


Abb. 6. Bewehrungsarten der Stollen.

der Betonwänden betragen sowohl für Stollen A und B im Scheitel 0,30 m. Die Seitenwände verstärkten sich zu den Fundamenten auf durchschnittlich 0,60 m. Zwischen die Fundamente wurde die 0,25 m starke Sohle, soweit die Arbeiten nicht mittels Schildes durchgeführt wurden, in einem späteren getrennten Arbeitsgang eingebracht, wobei die Stoßstellen verzahnt wurden. Beim Schildvortrieb waren das Aufahren und Betonieren zwangsläufig miteinander verbunden, hingegen wurde beim Durchörteren mit Getriebezimmerung meist ein Abstand von 6 bis 8 m von der Brust eingehalten. Nur im ersten Teil des Stollens B blieben einige standfeste Strecken des ausgebrochenen Querschnittes längere Zeit unausgekleidet, da infolge von Behinderung durch Wasser das Betonieren nicht rechtzeitig einsetzte. Bei druckhaftem Gebirge mußte schon mit Rücksicht auf Verbruchsgefahr jeweils bis auf eine Vortrieblänge (1,20 m) vor Ort sofort nachbetoniert werden. Hierdurch

wurde zwar die Vortriebgeschwindigkeit gehemmt, gegen den Gebirgsdruck aber die nötige Sicherheit geschaffen. An derartigen Stellen war es auch notwendig, die Sohle zum Zwecke des Verspannens der Seitenwände in einem Arbeitsgang mitzubringen.

Die Bewehrung der Stollenwände richtete sich nach den Belastungen. Es waren zwei Fälle zu berücksichtigen, nämlich Gebirgsdruck und Innendruck. Die größten Belastungen waren im Gebirgsdruck zu berücksichtigen, hingegen mußte auf den Strecken, die zeitweise unter Druck stehen, auch noch mit dem Auftreten von Luftstößen gerechnet werden. Derartige zusammengepreßte Luftsäcke treten zwar gelegentlich bei Überlastung der Stollen auf der ganzen Überleitungsstrecke auf, in der Regel ist dies nur auf der bei aufgestautem See unter Druck stehenden Strecke des Stollens B der Fall. In der unter Innendruck stehenden Strecke des Stollens B wurde die Scheitelbewehrung an den äußeren

Rand der Stollenwandungen verlegt; soweit vorwiegend Gebirgsdruck zu berücksichtigen war, sind die Scheiteleisen am Rande der inneren Leibung eingebracht worden. Der Abstand der Scheiteleisen beträgt in der Regel 0,20 m; jedes zweite Eisen wurde in den trockenen Kiesstrecken in den Seitenwänden bis zum Fundament hinabgeführt. Bei nassem und außerordentlich druckhaftem Gebirge mußte dem Überlagerungsdruck vorwiegend durch doppelte Ringbewehrung begegnet werden. In leichterem lockerem Gebirge mit geringer Feuchtigkeit genügte einfache Ringbewehrung oder Führen der Rundeisen von der Kämpferlinie nach dem äußeren Rande der Seitenwandungen und von hier wieder nach der inneren Leibung in den Anschluß an die Stollensohle. Die Rundeisendurchmesser wechseln zwischen 16 und 20 mm (Abb. 6).

Dem Aufbringen des Putzes ist besondere Sorgfalt geschenkt worden. Er mußte möglichst glatt ausgeführt werden, um die Reibungsverluste auf einen Kleinstwert abzumindern und dadurch die Schluckfähigkeit der Stollen möglichst günstig zu gestalten. Der Putz sollte ferner eine völlige Abdichtung gegen etwaiges durch den Beton drückendes Außenwasser bewirken. Diese beiden Zwecke sind im allgemeinen erreicht worden, wenn auch in den wasserführenden Stollenstrecken das Herstellen sehr mühsam vor sich ging und vielfach nur unter Anwendung der Schnelldichtungsmittel Sika und Trikosal möglich war. Der Putz wurde in vier Lagen, als Spritzwurf 1:4, Grobputz 1:4, Schweißschicht 1:2 und einer reinen Zement-Glättenschicht mit einer Gesamtdicke von durchschnittlich 2 cm, aufgebracht. Auf einem großen Teil der Stollen-Putzstrecken war der verfügbare Sand stark glimmerhaltig, weshalb an dessen Stelle Pleinfelder Quarzsand trat.

An den Ein- und Ausläufen der Stollen wurde auf den Glattputz noch eine Inertolschicht mittels Spritzverfahrens aufgebracht, um dadurch Dichtigkeit und Glätte noch weiter zu erhöhen und einen Algenansatz zu verhindern.

Für die Entwässerung der Stollen war eine unter der Mitte der Stollensohle zu verlegende Zementrohrleitung von 20 cm Durchm. vorgesehen. Soweit das aufgefahrene Gebirge trocken war, konnte von ihrer Verlegung abgesehen werden oder wurde vor Beginn der Sohlenbetonierung wieder ausgebaut. Beim reinen Schildvortrieb war es indessen schwer, eine sachgemäße Drainage einzulegen, da das Gewicht des über die Leitung vorgedrückten 18 t schweren Stahlzylinders diese bei ungenügend tiefer Lage vielfach zerdrückte. Es entstanden dadurch verschiedentlich Wasserstauungen, die ein sachgemäßes Einbringen des Betons insbesondere in der Sohle erschwerten und auch sonstige Behinderungen der Arbeiten vor Ort mit sich brachten. Beim Anschneiden von Spaltwässern in der Molassestrecke des Stollens A ging man zeitweise so vor, daß an Stelle der Rohre in der Sohlenmitte gröbere Steinsickerungen eingebracht und diese dann möglichst kurz mit einem Pumpensumpf verbunden wurden. Von hier ist dann das Wasser durch Preßluftpumpen abgesaugt und durch eine Rohrleitung ins Freie gedrückt worden. In anderen Strecken, wie beispielsweise im Anfang des Stollens B, mußte das anfallende Wasser gegen das Stollengefälle gefördert werden. Hier half man sich durch Anlegen kleinerer, bis zu 30 cm hoher Dämme, hinter denen sich das Wasser ansammelte. Durch sechs in Abständen von 100 bis 150 m aufgestellte elektrische betriebene Pumpen wurden die anfallenden Mengen einer gemeinsamen Rohrleitung von 120 mm Durchm. zugeedrückt, die im Freien ins alte Schlierachbett entwässerte. Es hat sich später gezeigt, daß es zweckmäßig gewesen wäre, von vornherein statt der kleinen Dämme geschlossene Dränagen mit mindestens 30 cm Durchm. und Pumpensümpfe einzulegen, da sich beim Betonieren der Sohle und Aufbringen des Putzes das nicht gefaßte Wasser als sehr mißlich und hemmend erwies. Auf allen Strecken mit stärkerem Wasserandrang wurde die Erfahrung gemacht, daß trotz teilweise reichlich vorhandenen Gefälles die verwendeten Rohre von 15 bis 20 cm Durchm. durch den aus dem vorherrschenden Gebirge vom Wasser mitgeführten Schlamm sehr rasch verstopften. Das Reinigen der engen Leitungen war in der Folge mühsam und nur von kurzem Erfolg begleitet. Die Entwässerung der Seitenwandungen geschah in der Art, daß über die Wasseradern halbkreisförmige Bleche gedeckt wurden, die das Wasser zwangen, zusammengefaßt von der Gebirgswandung abzulaufen. Die Bleche wurden einbetoniert und am Fuße der Seitenwandungen frei auslaufend gelassen; vielfach hat man sie auch der Sohlenentwässerung unmittelbar zugeführt. Sämtliche Leitungen sind nach Beendigung der Beton- und Putzarbeiten wieder abgedichtet worden.

B. Einzelheiten über die verschiedenen Stollenstrecken.

1. Der Stollen A.

Wie früher bereits erwähnt, war die Strecke vom Mangfall- zum Schlierachtal für eine höchste durchzuführende Wassermenge von 10 m³/sek auszubauen. Durch die Forderung der Aufnahme von weiterem Triebwasser aus dem Unterwasserkanal eines bestehenden Werkes im Schlierachtal war das Stollengefälle mit 1:1590 von vornherein gegeben, und es errechnete sich hieraus bei einer Höchstgeschwindigkeit von 1,96 m/sek unter Annahme scheidelfreien Fließens ein Stollendurchmesser von 2,50 m.

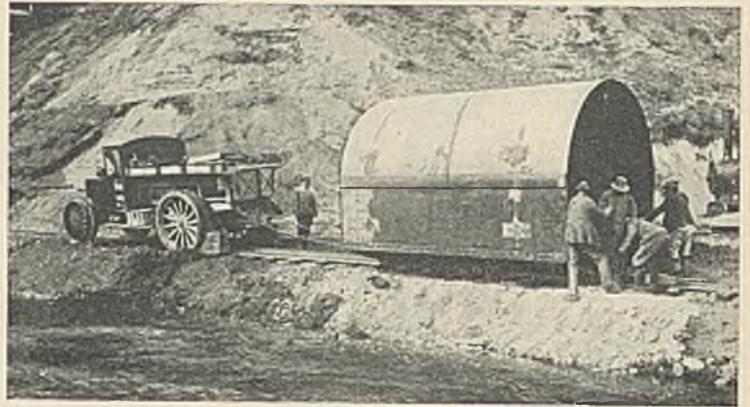


Abb. 7. Transport des Schildes. Außenansicht.

Der rechnerische Ausbruchquerschnitt beträgt hierbei rd. 8,70 m²; die Betonwände haben einen Inhalt von 3,42 m³, und der Putz umfaßt eine Fläche von 8,30 m² f. 1 lfd. m Stollen. Die durchgehend ausgeführte Scheitelstärke von 0,30 m war ursprünglich nur für stark druckhaftes Gebirge vorgesehen. Bei dem für den Stollen A gewählten Schildvortrieb konnte jedoch die Querschnittsform während der Ausführung keine Änderung mehr erfahren. Man verzichtete daher auf die Möglichkeit zeitweiser geringer Beton- und Ausbruchmassen und half sich bei wechselndem Gebirgsdruck durch Verminderung oder Vermehrung der Eiseneinlagen.

Die 2511 m lange Stollenstrecke war in zwei Lose aufgeteilt. Vom Mangfalltal aus gehörte eine Stollenlänge von 1700 m zum Los I; der Ausbau für Los IA war vom Schlierachtal aus auf eine Länge von 800 m vorgesehen. Beide Lose waren der Firma Gottfried Hallinger, Gelsenkirchen, übertragen. Nach den durchgeführten Bohrungen war anzunehmen, daß die Stollenröhre ausschließlich in Kiesgebirge zu liegen komme und daß die Molasse aller Wahrscheinlichkeit nach unter der Stollenröhre liege. Die Möglichkeit des gelegentlichen Auftauchens der Molasseschicht war aber von den Geologen offen gelassen worden, so daß auch mit dem Anschneiden von darauf liegendem Grundwasser zu rechnen war. Da die ganze Fläche zwischen Mangfall und Schlierach zum Einzugsgebiet der Münchener Grundwasserversorgung gehört, mußte ein Ableiten etwa anzuschneidender Grundwasserläufe, der Stollenröhre entlang, von vornherein ausgeschlossen bleiben. Man wählte daher das Schildvortriebssystem Hallinger, bei dem zu erwarten war, daß Hohlräume zwischen Kiesgebirge und Betonwandungen nicht entstehen würden und somit ein Längsfließen von Grundwasser außerhalb der Stollenröhre nicht stattfinden kann.

Das Hallingersche System besteht in der Hauptsache aus einer stählernen am vorderen Ende zugeschürften zylindrischen Röhre von 4,50 m Länge, die mit Druckwasserpressen durch das vorminierte Gebirge getrieben wird. Der gesamte Gebirgsdruck wird von diesem Zylinder übernommen. Die Pressenfüße stemmen sich gegen einen in der Zylinder-röhre beweglichen Druckring, der genau die Querschnittsform der Stollenwandung besitzt und beim Vortrieb auf dieser aufliegt. Da bei diesem Vorgang der hintere Teil des Stahlzylinders hinter dem plastischen Beton vorgezogen wird, preßt sich dieser in die Hohlräume des Gebirges. Im vorderen inneren Teile des Stahlzylinders sind die Pressensteuerungen untergebracht; der glatte hintere Teil hat genau die Form und den Umfang der Stollenaußenwandungen und dient zur Aufnahme des Betons mit zugehöriger Innenschalung. (Vgl. auch Zeichnung über das Hallingersche System.) Der Betriebsvorgang gestaltet sich in der Weise, daß vor dem Stahlzylinder unter dem Schutz von stählernen auf dem Zylinder aufliegenden sogenannten Messern die Brust abgebaut wird. Je nach dem angetroffenen Material beträgt dabei die durchörterte Länge 1,20 bis 0,60 m. Nach der Gebirgsart richtet es sich auch, ob mit oder ohne Brustverzug zu arbeiten ist. Während an der Brust vorgearbeitet wird, ist im hinteren Teile der Stahlröhre die Innenschalung und der Beton einzubringen. Der Beginn dieser Arbeit richtet sich nach



Abb. 8. Transport des Schildes. Durchblick.

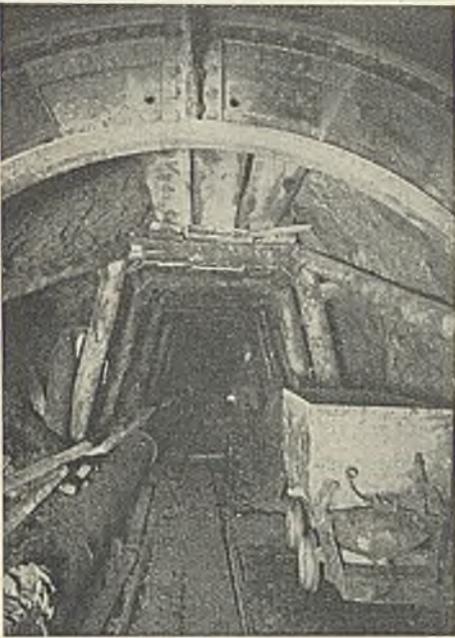


Abb. 9.

Holzzimmerung in der Molassestrecke. Schild noch sichtbar.

dem Zeitaufwand für das Vorminieren. Es muß unter allen Umständen vermieden werden, daß der Beton in der Zylinderrohre abbinden kann. Wird nämlich beim Vordrücken des Zylinders in den vorminierten Raum der Druckring gegen den Beton gepreßt und mit Hilfe der Druckwasserpressen der Zylinder hinter dem Beton weggezogen, so wird bei bereits im Gange befindlichem Abbinden des Betons dieser zerstört. Etwa 25 cm der Zylinderkonstruktion müssen der Führung wegen in Verbindung mit dem eingepreßten Beton bleiben. Beim neuerlichen Vordrücken wird dieser Teil der Stollenrohre nochmals beansprucht; der dem Beton hierbei zugefügte Schaden kann durch sofortiges

Einspritzen von Zementmilch größtenteils wieder behoben werden. Es ist aber auch vorgekommen, daß das Material herausgestemmt und durch frischen Beton ersetzt werden mußte. Beim Vordrücken des 18 t schweren Schildes entwickeln die Druckwasserpressen bei einer Spannung von 400 at eine Druckkraft von 35 t. Je nach Gebirgsart wechseln die Spannungen. Der Grundgedanke dieses Vortriebsystems ist nicht neu, da sie bereits beim Bau des Themsetunnels angewendet wurde. Das Hallingersche Patent beruht vielmehr auf der Anwendung des Druckringes im Zusammenhang mit der sofort hinter dem Auffahren möglichen Herstellung der Betonwandungen. Einen Schild im eigentlichen Sinne des Wortes stellt also die beschriebene Anordnung nicht dar, die Brust, an deren Schutz mittels Eisenschildes man zuerst denken mag, wird

Sobald die beim Vordrücken steuernden Aufseher mit der Eigenart des Gebirges vertraut waren, kamen durch das Hin- und Herschwenken nur noch kleinere Unebenheiten zustande, die durch Putz und etwas Abstemmen beseitigt werden konnten. Soweit reine Kiesschichten zu durchfahren waren, ist der Zweck des Schildvortriebes, ein saftes Anliegen des Gebirges an die Stollenwandungen zu erhalten, vollkommen erreicht worden. Es soll nicht unerwähnt bleiben, daß hierbei eine nicht unerhebliche erwünschte Einsparung an Beton gegenüber anderen Vortriebsarten festgestellt werden konnte. Wider Erwarten mußte aber in Los I A und am Ende des Loses I eine Strecke von 700 m in der Molasse aufgefahren werden, die stark von Verwerfungen durchzogen war und wobei vielfach Spaltwassereinbrüche vorkamen. Beim Sprengen in dem teilweise sehr harten Molassesandstein waren Mehrausbrüche über den vorgeschriebenen Querschnitt hinaus nicht zu vermeiden. Die dadurch entstandenen Felspalten sind aber durch den Pressendruck nicht vollständig mit Beton ausgefüllt worden. Die Hohlräume zwischen Gebirge und Beton mußten später unter einem Druck von 2 bis 4 at mit einer Mischung von 2 Sack Kalk zu 1 Sack Zement unter Zusatz von 85 l Wasser hinterfüllt werden.

Das Anschneiden von Wasser kam fast ausschließlich beim Durchfahren von Verwerfungen vor. Diese kennzeichneten sich vorzugsweise als 0,20 bis 1 m starke, vielfach durch Stinksteinbänder eingefasste, in der Molasse eingebettete Kohlenflöze. Die Schüttung der angeschnittenen Spaltquellen, die ursprünglich etwa 2 bis 4 l/sek ausmachte, ging gewöhnlich im Laufe von 1 bis 2 Tagen auf 0,10 bis 0,50 l/sek zurück und blieb dann ziemlich gleichmäßig bis zum vollständigen Abdichten der Entwässerungsröhre nach aufgebrachtem Putz. Wie früher bereits hervorgehoben, behinderte das Wasser den Vortrieb, das Betonieren und das Putzen nicht unwesentlich. Die Wasserschwierigkeiten im Verein mit dem Bohr- und Schießbetrieb verringerten naturgemäß die Vortriebsgeschwindigkeit, so daß gegenüber einer 24stündigen Leistung von durchschnittlich 6,50 m im reinen Kiesgebirge auf der Molassestrecke nur 3,75 m erreicht werden konnten. Für die Bewetterung waren in Los I vom Mangfalltal aus auf 300 m Länge keine besonderen Einrichtungen notwendig, da das Fördern mittels elektrischer Lokomotiven vor sich ging und auf dieser Strecke auch nicht geschossen werden mußte. Beim weiteren Auffahren wurde bei km 1 + 540 ein Entlüftungsbohrloch mit einem Durchmesser von 0,35 m vom Gelände nach dem Stollenscheitel 40 m tief durchgestoßen. Am Ende des Rohres war im Stollenscheitel ein Ventilator angebracht, der die Bewetterung durch Absaugen regelte. Beim weiteren Auffahren mußte der Anschluß an den Luftsauger durch



Abb. 11. Rüstung Hüser.



Abb. 10. Stollenbauweise Hüser. Betonieren mit Preßluftstamper und Bewehren.



Abb. 12. Stollenbrüst im Stollen „B“ bei km 3 + 350. Arbeiten vor Ort.

vielmehr bei rolligem nassem Gebirge durch Holzverzug gehalten, der gegen die Schildwand abgesteift wird.

Die Steuerung der Konstruktion erfordert viel Aufmerksamkeit und Erfahrung der damit betrauten Aufseher. Es wurde zum Beispiel die Beobachtung gemacht, daß die ersten Vortriebe sowohl in waagerechter wie in senkrechter Richtung nicht unerhebliche Achsabweichungen ergaben.

Anschluß von Luttenrohren bis vor Ort ausgeführt werden. Im Los I A war der Ventilator kurz vor dem Stolleneingang aufgestellt. Hier wurde die Bewetterung mit dem Beginn des Schießbetriebes beim Anschneiden der Molasse notwendig. Zwischen Schießen und Neuaufnahme der Aufräumungsarbeit wurde gewöhnlich 1/4 Stunde zum Wegfangen der Sprenggase benötigt.

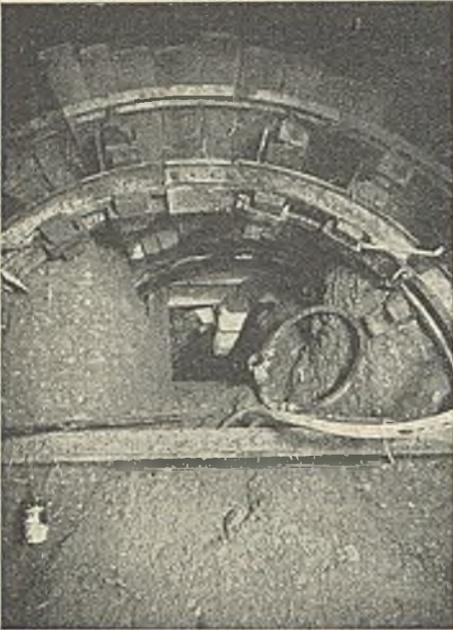


Abb. 13. Durchschlag im Stollen „B“ bei km 5 + 178. Vgl. Kunzsch's Rüstung vorn und Hüser-Rüstung mit Esel im Hintergrunde.

konnte. Der Durchschlag vollzog sich ohne Höhen- und Seitenabweichungen.

Die beiden Schilde wurden einbetoniert, nachdem die Steuerungs- und Druckwasserpresseneinrichtungen herausgenommen waren. Die Verstärkungsrippen, soweit sie in den lichten Stollenquerschnitt hineinragten, sind autogen abgeschweißt worden. Ein Abtransport in einzelnen Stücken hätte sich nicht gelohnt. Für das Heranschaffen des Schildzylinders waren wegen schlechter Weg- und Brückenverhältnisse schon besondere Vorkehrungen notwendig (Abb. 7 u. 8).

2. Der Stollen B.

Zwischen Schlierachtal und Seehamersee erhielt der Stollen eine Länge von 3480 m. Hier stand, gegenüber Stollen A, ein wesentlich größeres Gefälle zur Verfügung, wodurch sich die Schluckfähigkeit erhöhen ließ. Bei schieffreiem Fließen können bei einem Gefälle von 1:950 und einem Stollendurchmesser von 2,60 m bis zu 14,40 m³/sek Wasser durchgeführt werden, wobei eine Höchstgeschwindigkeit von 2,60 m/sek auftritt. Im Zusammenhang mit einer während des Baues notwendig gewordenen Änderung der Vortriebsart mußte der Durchmesser im letzten Stollendrittel streckenweise etwas vergrößert werden, wobei ein reiner Kreisquerschnitt zur Ausführung kam. Auf 2616 m vom Schlierachtal bis über den Reichersdorfer Schacht hinaus wurde der aus Kreisbogen mit flacher Sohle zusammengesetzte Querschnitt durchgeführt. Von Stollenkilometer 6 + 523,27 war auf eine Länge von 213 m das Auffahren im Druckluftbetrieb mit reinem Kreisquerschnitt notwendig. Hierauf folgte wieder der Regelquerschnitt auf 403 m Länge, um schließlich mit dem Stollen im Tagebau nach 148 m in den offenen Kanal zum See überzugehen. Beim Fließen unter Druck beträgt die Durchflußfläche in der Regelstrecke mit flacher Sohle 5,60 m², beim reinen Kreisquerschnitt ebenfalls 5,60 m² und beim Stollen im Tagebau 6,05 m². Wie beim Stollen A war durchgehend eine Scheitelstärke von 0,30 m vorgesehen, die in der Druckluftstrecke auf 0,50 m erhöht werden mußte. Auch hier wechselte die Scheitel- und sonstige Bewehrung je nach Gebirgsdruck.

Durch den 32 m tiefen Reichersdorfer Schacht waren für die Gesamtstrecke vier Angriffspunkte geschaffen. Die Arbeiten waren in zwei Losen an die Firmen Hüser & Cie. (Los II B) und Polensky & Zöllner (Los III) vergeben. Los II B erstreckte sich mit einem Angriffspunkte vom Schlierachtal aus auf 1300 m; Los III hatte bei drei Angriffspunkten vom Reichersdorfer Schacht und von der Seebaustelle aus einen Stollenbaubereich von 2185 m. Sowohl hinsichtlich der angewandten Vortriebsysteme wie auch wegen der Verschiedenheit des durchfahrenen Gebirges und des wechselnden Wasservorkommens bot die Ausführung des Stollens B sehr viel Eigenartiges. Es ließ sich aber dabei nicht vermeiden, daß streckenweise, durch notwendig werdende Umstellung der Baustelleneinrichtung, auch beträchtliche Mehrkosten entstanden.

In Los II B waren vom Schlierachtal aus anfänglich einige Schwierigkeiten zu überwinden. Die am Stollenmundloch durchschnittenen harten, trockenen Nagelfluhbrüche wurden sehr rasch und unvermittelt durch nasses, lehmiges, stark druckhaftes Gebirge abgelöst, das sich allerdings nur auf eine Länge von 10 m erstreckte und dann in Molasse mit aufgelagerter Moräne überging. Das stark wellige Molassegebirge bewegte

Man war sich unschlüssig darüber, ob man im Schießgebirge den Schildvortrieb aufgeben und auf ein rein bergmännisches Auffahren übergehen sollte. Da man aber die Ausdehnung der Molassestrecke nicht kannte, mußte jederzeit wieder mit dem Anschneiden von druckhaftem Kiesgebirge gerechnet werden. Schließlich wurde entschieden, das Durchörteren von der Schlierachseite aus einzustellen und den Vortrieb ausschließlich von der Mangfallseite her zu betätigen. In der Molassestrecke wurde der Schild stehengelassen und eine Reststrecke von 50 m in bergmännischer Weise ausgeführt (Abb. 9). Hierbei zeigte es sich aber, daß gegenüber der Vortriebgeschwindigkeit mittels Schildes keine Besserung erzielt werden

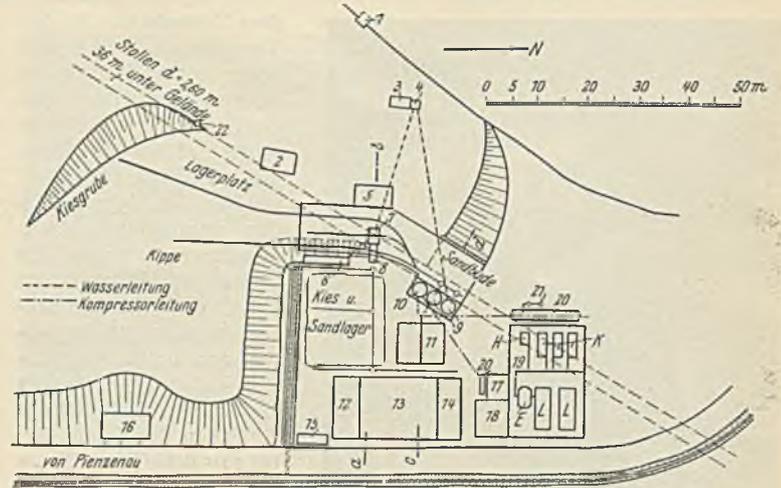


Abb. 14. Baustelleneinrichtung in Reichersdorf.

sich etwa 600 m lang mit seiner Oberfläche ungefähr in halber Höhe des Stollenquerschnittes. Dieses undurchlässige Gebirge war zugleich Träger des durch die überlagerte Moräne abgesunkenen Wassers, das sich insbesondere beim Anschneiden der Täler unangenehm bemerkbar machte, so daß fast von Anfang an Pumpbetrieb zur Wasserhaltung erforderlich war. Die Schüttung betrug bis zu 600 l/min. Bei km 4 + 850 sank die Molasse ab, worauf bis zum Losende vorzugsweise nur noch lehmige Moräne auftrat. Das darüber lagernde Grundwasser konnte an einigen Stellen durch zunehmendes Tropfen und stärkeren Gebirgsdruck in der aufgefahrenen Stollenröhre festgestellt werden. Das Hüser'sche Vortriebsystem gründet sich auf Pfahlvortrieb und sieht für weniger druckhaftes Gebirge einen Ausbruchbogen aus zusammengeschweißten alten Eisenbahnschienen vor, die dem auszubrechenden Querschnitt im Scheitel und den Seitenwänden angepaßt sind. Sie tragen die Vortriebspfähle, stehen in der Sohle auf hölzernen Schwellen und sind bei durchschnittlichen Abständen von 1,20 m gegeneinander abgesteift. Vor Ort dienen diese Bogen auch noch zum Aufhängen des Esels. Bei stärkerem Gebirgsdruck werden die Schienen nochmals durch Holzzimmerung unterfangen (vgl. hierzu Abb. 4, 10, 11, 12 u. 13). Seitenwände und Stollenscheitel werden zunächst betoniert, wobei die Schalung durch Eisenlehrbogen getragen wird. Ausbruchringe und Pfähle wurden hierbei mit einbetoniert und verstärkten dadurch den tragenden Querschnitt. Zum satten Einbringen des Betons hat man Preßluftstamper verwendet, die sich gut bewährt haben. Das Einbringen des Sohlenbetons folgte erst nach dem Durchschlag. Eine Verzahnung in den Seitenwänden ermöglichte das satten Anbetonieren der Sohle. Das zum Betonieren notwendige Sand- und Kiesmaterial wurde aus einer 230 m entfernten Kiesgrube entnommen, dort sortiert und in einen Bunker gefahren, der oberhalb der Mischmaschine am Stollenmundloch eingerichtet war und von dem die benötigten Mengen unmittelbar in die Maschine eingeleitet werden konnten.

Die Bewehrung des Stollens richtete sich nach dem Gebirgsdruck und schwankte, ohne Berücksichtigung der äußeren Ausbruchbogen, zwischen 44,7 und 445 kg für 1 m. Die große Eisenmenge war jedoch nur auf der etwa 8 m langen nassen Druckstrecke hinter dem Stollenmundloch erforderlich. Die entsprechenden Zahlen für das Gewicht der Ausbruchbogenschienen bewegten sich zwischen 94 und 323 kg für 1 m.



Abb. 15c. Förderschacht Reichersdorf mit Kieswäsche und Schuppen.

Das Stollengut wurde mittels Benzolokomotive wegbefördert und zunächst auf einer Halde jenseits der Eisenbahnlinie abgekippt. Später wurde das Material in den alten Schlierachlauf und in Geländemulden verfahren.

Das Bewettern geschah mittels Stollenventilators und anschließender Luttenrohrleitung durch Einpumpen von Luft. Trotz dieser Luftzufuhr kamen einige Male, je nach der Erwärmung der äußeren Luftschichten vor dem Stollenmundloch, leichte Vergiftungen der Stollenbelegschaft durch die Abgase der Benzolokomotiven vor, von denen hauptsächlich die Scheitelbetonierer betroffen wurden. Durch Sprenggase sind derartige Unfälle nicht eingetreten, da die Luttenrohrleitung die frische Luft bis vor Ort brachte.

Über die Wasser- und Putzschwierigkeiten in der beschriebenen Stollenstrecke wurde früher bereits berichtet; diese hätten sich bei Anlage einer hinreichend bemessenen Drainage von vornherein wesentlich einschränken lassen. Mit Geduld und etwas erhöhtem Aufwand konnten aber auch diese Arbeiten zum befriedigenden Ende geführt werden. Das an Los II B anschließende Stollenstück wurde vom Reichersdorfer Schacht aus aufgefahren. Hier lag zugleich der Schwerpunkt für die Arbeiten in Los III. Auf verhältnismäßig gedrängtem Raum waren an diesem Platze die gesamte Baustelleneinrichtung für den Vortrieb gegen das Schlierachtal und den Seehamersee, die Kiesgewinnung, Kippe und Lagerplatz für Materialien vereinigt. Später mußten hier noch die sehr umfangreichen Anlagen für den Betrieb in der Druckluftstrecke untergebracht werden (vgl. Skizze der Baustelleneinrichtung Reichersdorf, Abb. 15 u. 15a).

Ein Vorzug dieser Baustelle bestand in ihrer unmittelbaren Lage an der Zufahrtstraße. Material und Maschinen mußten von dem rd. 3 km entfernten Bahnhof Thalham mit Gespannen angefahren werden, wobei 90 m Höhenunterschied zu überwinden waren. Die 32 m tiefe Schachtanlage besteht aus drei betonierten Einzelschächten von je 2,50 m Durchm. (vgl. Abb. 15b, 15c). Ihre Ausführung geschah in der Weise, daß zunächst die beiden äußeren Teilschächte abgeteufelt und hochbetoniert wurden, worauf man den Mittelschacht, der zwischen die Außenteile eingespannt ist, niederbrachte. Teilschacht 2 und 3 dienten dem Fördern und Einbringen von Stollengut, Beton und sonstiger Materialien. Der Betrieb geschah durch zwei Fahrstühle, die elektrisch betrieben wurden und zwangsläufig miteinander verbunden waren, so daß der eine einfuhr, während der andere hochkam. Das Aufsichts- und Arbeitspersonal bediente sich der Eisenbetontreppe im Teilschacht 1. Teilschacht 2 wurde unter die Stollensole hinabgeführt, so daß hier ein Pumpensumpf entstand.

Das Auffahren der Stollenröhre in Richtung gegen das Schlierachtal begann bereits während des Schachtbaues. Bis zum Anschluß an Los II B waren hier die Gebirgsverhältnisse verhältnismäßig günstig, da fast ausschließlich trockene Moräne durchfahren werden mußte, die zeitweise von harten und vielfach mächtigen Nagelfluhfelsen durchsetzt war. Letztere erforderten zum Teil umfangreiche Sprengarbeit, da die Schüsse in dem klüftigen Material sich nicht immer voll auswirken konnten. Im übrigen wurde der Abbau vor Ort fast ausschließlich durch Preßlufthammer mit Betriebsdrücken bis zu 7 atü durchgeführt. Die hier angewandte Kunzsche Rüstung bestand aus einem Ausbruchbogen, auf dem die Vortriebspfähle auflagern, und einem Lehrbogen, auf den die Ausbruchbogendrücke mittels sogenannter Reiter übertragen wurden (vgl. Abb. 13). Der Lehrbogen stand in der Stollensole auf einer 16 cm starken Holzschwelle und diente zur Aufnahme der Schalung für den Beton der Wandungen. Beim Hochstampfen der Seitenwände werden die Reiter allmählich ausgewechselt und durch hölzerne Stempel ersetzt, die alsdann die Vortriebspfähle tragen. Der aus Einzelstücken bestehende Ausbruchbogen kann bei dieser Arbeit ebenfalls herausgenommen werden. Bei allmählichem Hochführen der Wandungen übernimmt schließlich der Beton die Aufnahme der Drücke; die an Stelle der Reiter eingesetzten Stempel werden wieder herausgenommen; die Vortriebspfähle werden einbetoniert. Das Auswechseln von Reitern und die Herausnahme der Stempel muß von erfahrenen Leuten geschehen, da sonst leicht Verbrüche entstehen können. Die Kunzsche Rüstung kann immer wieder neu verwendet werden. In

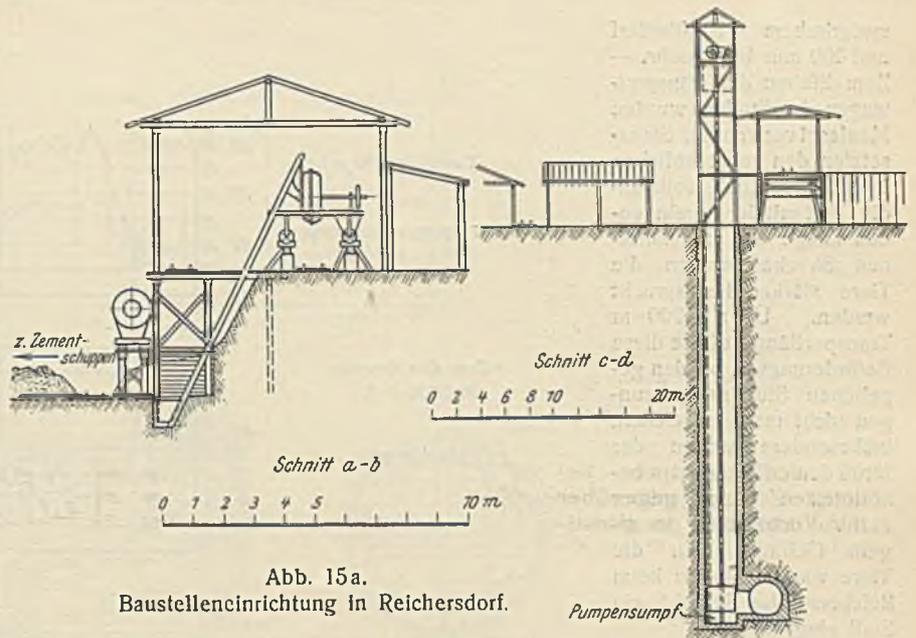


Abb. 15a. Baustelleneinrichtung in Reichersdorf.

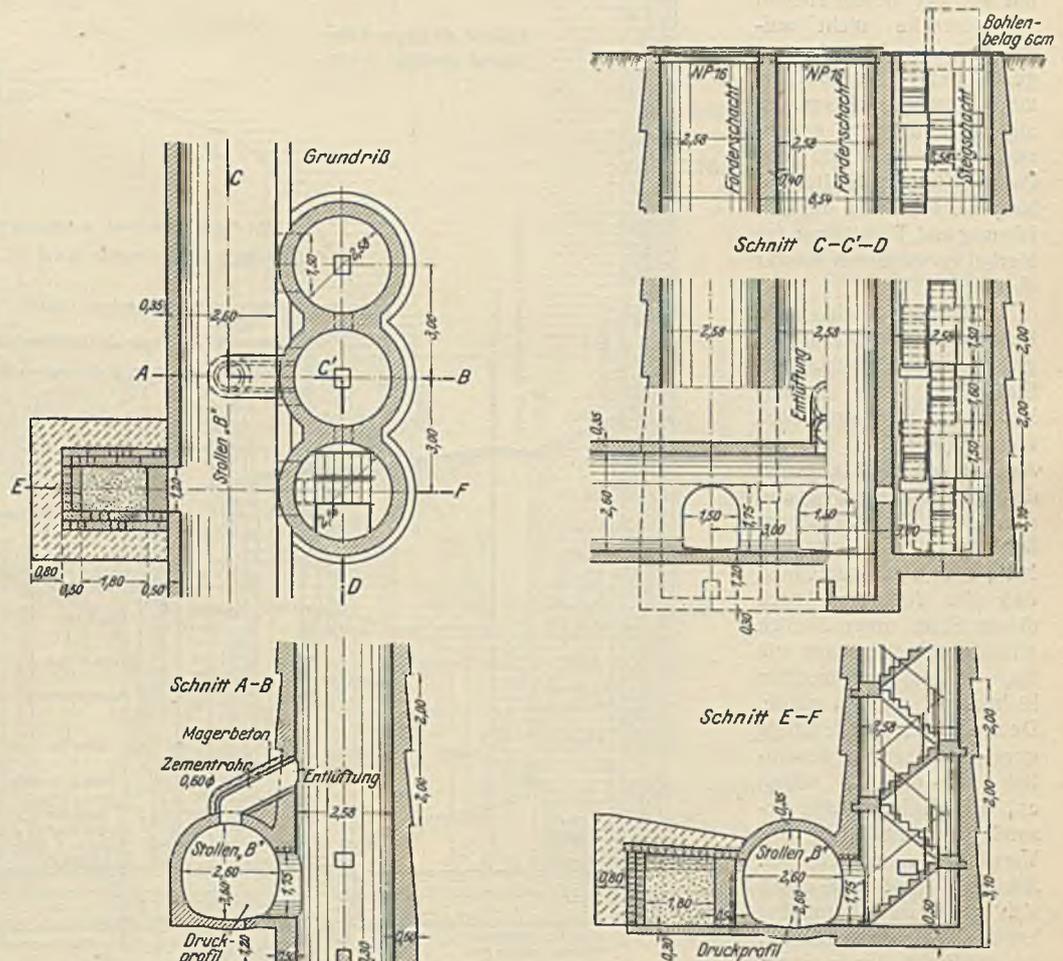


Abb. 15b. Reichersdorfer Schacht.

dem weniger druckhaften Gebirge auf der beschriebenen Stollenstrecke hat sie sich gut bewährt. Wie bei Los II B wurde auch hier die Stollensole nachträglich eingebracht, nachdem die nicht benötigten Dränageröhre wieder vollkommen herausgenommen waren. Das Stollengut war fast auf der ganzen Strecke derart beschaffen, daß es leicht gewaschen werden konnte und zum Betonieren auch noch auf anderen Stollenabschnitten und Baustellen wieder Verwendung fand. Die Bewehrung wurde auf dem Großteil der aufgefahrenen Strecke in den äußeren Rand der Betonwandungen gegen das Gebirge zu verlegt, weil die Stollenröhre hier vielfach unter Innendruck steht und die durch mitgerissene Luft gegen die Scheitelwandungen hervorgerufenen Schläge in ihrer Wirkung den Gebirgsdruck übertreffen können. Die für 1 m Stollen benötigten Eisengewichte schwankten zwischen 40,5 und 98,77 kg. Die Bewetterung geschah durch Absaugen der Luft vor Ort mittels eines in der Schachtsole aufgestellten Stollenventilators von 60 m³ minutlicher Leistung bei 12 PS

motorischem Kraftbedarf und 400 mm Luttenrohr. — Zum Ziehen der Transportwagen im Stollen wurden Maulesel verwendet. Sie ersetzen den sonst üblichen Lokomotivbetrieb vollständig; erst mit der zunehmenden Länge der aufgefahrenen Strecke mußten die Tiere stärker beansprucht werden. Über 1200 m Transportlänge dürfte diese Beförderungsart bei den gegebenen Stollenabmessungen nicht mehr ausreichen, insbesondere wegen der für den Transport benötigten Zeit gegenüber der Vortriebszeit in günstigem Gebirge. Für die Tiere war im Stollen beim Reichersdorfer Schacht ein Stall eingebaut.

Da Wasserschwierigkeiten auf der beschriebenen Stollenstrecke nicht auftraten, konnte hier ein ausgezeichnete Glattputz erzielt werden. Hierzu ist allgemein noch zu erwähnen, daß die Güte von Putzarbeiten im Stollenbau hauptsächlich von der Erfahrung und Tüchtigkeit der hierbei verwendeten Maurer abhängt.

Während sich vom Reichersdorfer Schacht aus gegen das Schlierachtal der Stollenbau ohne bemerkenswerte Schwierigkeiten vollzog (Abb. 16), war der Ausbau der Strecke gegen den See durch Wasser und druckhaftes Gebirge schwer behindert. Ursprünglich hatte man damit gerechnet, daß das Auffahren nach dieser Seite unter ähnlich günstigen Bedingungen wie nach der entgegengesetzten Richtung stattfinden würde. Da die aufzufahrende Länge gegen den See zu wesentlich kürzer war, schien es, als ob hier keine besondere Schnelligkeit des Vortriebes notwendig sei. Am 24. August 1928 ergab sich ganz unerwartet bei km 6 + 536 Wassereintritt aus der Firste, der zu einem großen Verbruch führte und die Stollenröhre in wenigen Minuten auf 14 m Länge verschüttete. Die an der Brust beschäftigten Mineure konnten sich noch knapp in Sicherheit bringen, und es wurden sofort Maßnahmen getroffen, um die im Stollen vordringenden Sand-, Schlamm- und Kiesmassen abzufangen. Einige Tage nach diesem Vorkommnis im Stollen folgte über der alten Brust in nächster Nähe eines Bauernhauses ein Tagebruch von etwa 8 m Durchm. und rd. 3,5 m Tiefe. Während der darauffolgenden Aufräumarbeiten im Stollen vergrößerte sich der über Tage entstandene Trichter. Vergeblich wurde versucht, das Nachbrechen weiterer Erdmassen durch Einbetonieren bewehrter Platten in den Trichter zu verhindern. Die Sackungen wurden zwar gehemmt, ließen aber erst nach, als die Ver-

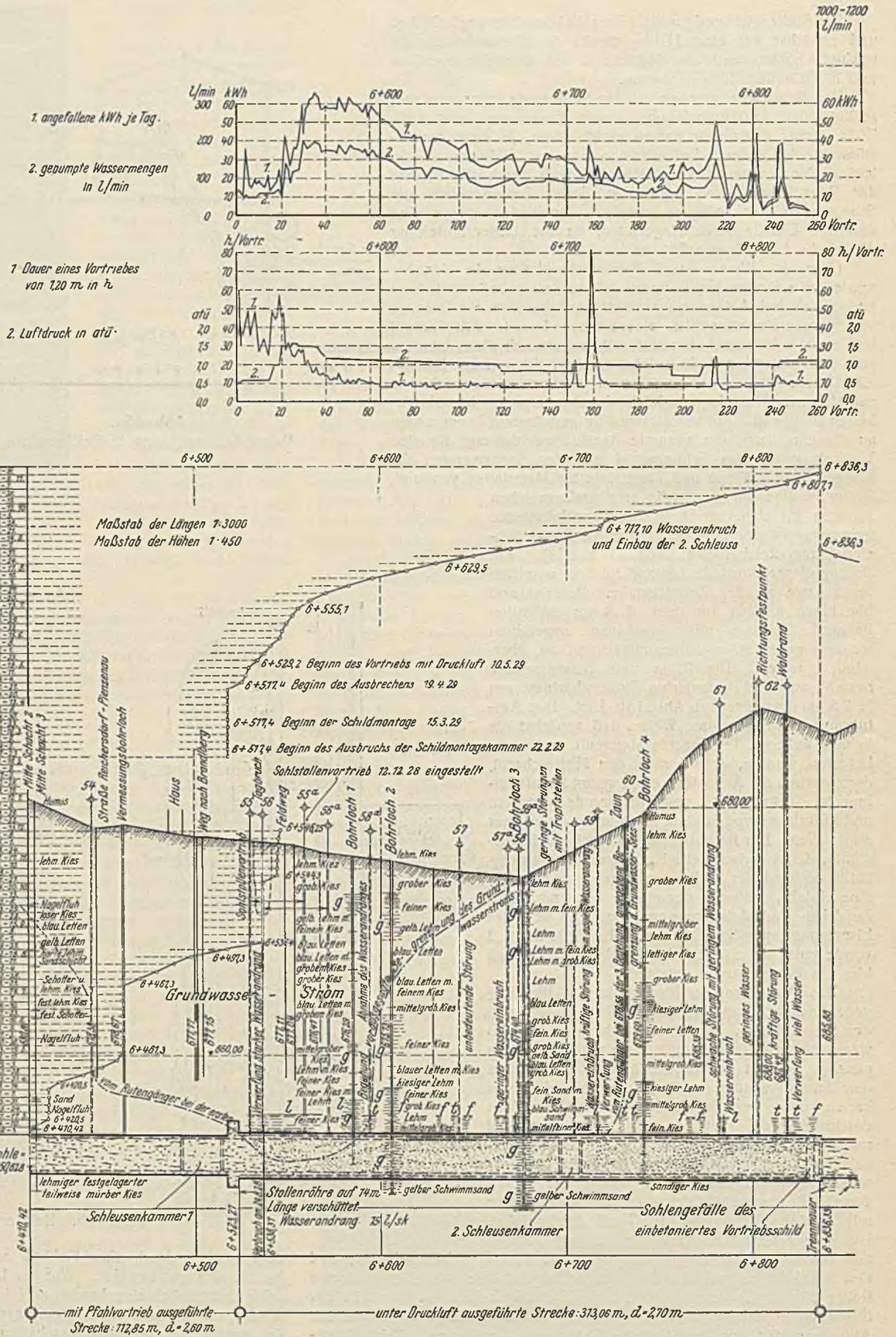


Abb. 16. Längenschnitt des Stollens B vom Reichersdorfer Schacht bis Stollenende.

bruchstelle im Stollen wieder unterfangen war. Nachdem im Stollen das Wasser aus den eingebrochenen Sand- und Kiesmassen abgeleitet war, konnte ohne Schwierigkeiten wieder an die Verbruchstelle herangearbeitet werden. Der weitere Vortrieb durch Abbau des Querschnittes mittels starken Brustverzugs mißlang, da die ursprünglich noch einen großen Teil des Stollens ausfüllende, feste undurchlässige Schicht immer mehr absank und schließlich einem unter starkem Druck stehenden schwimmenden Gebirge Platz machte. Nach den vergeblichen Versuchen, mit Getriebe-

bruchstelle im Stollen wieder unterfangen war. Nachdem im Stollen das Wasser aus den eingebrochenen Sand- und Kiesmassen abgeleitet war, konnte ohne Schwierigkeiten wieder an die Verbruchstelle herangearbeitet werden. Der weitere Vortrieb durch Abbau des Querschnittes mittels starken Brustverzugs mißlang, da die ursprünglich noch einen großen Teil des Stollens ausfüllende, feste undurchlässige Schicht immer mehr absank und schließlich einem unter starkem Druck stehenden schwimmenden Gebirge Platz machte. Nach den vergeblichen Versuchen, mit Getriebe-

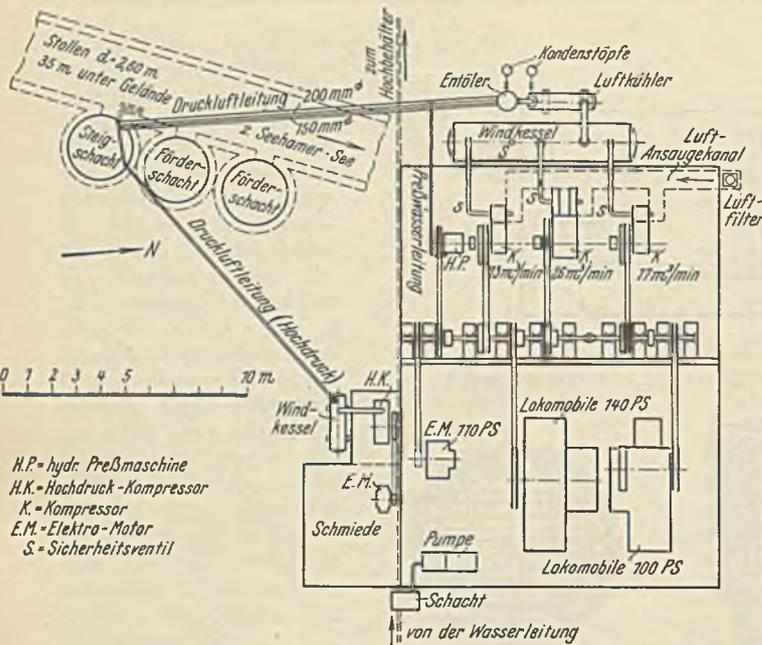


Abb. 17.

Baustelleneinrichtung für Druckluft.

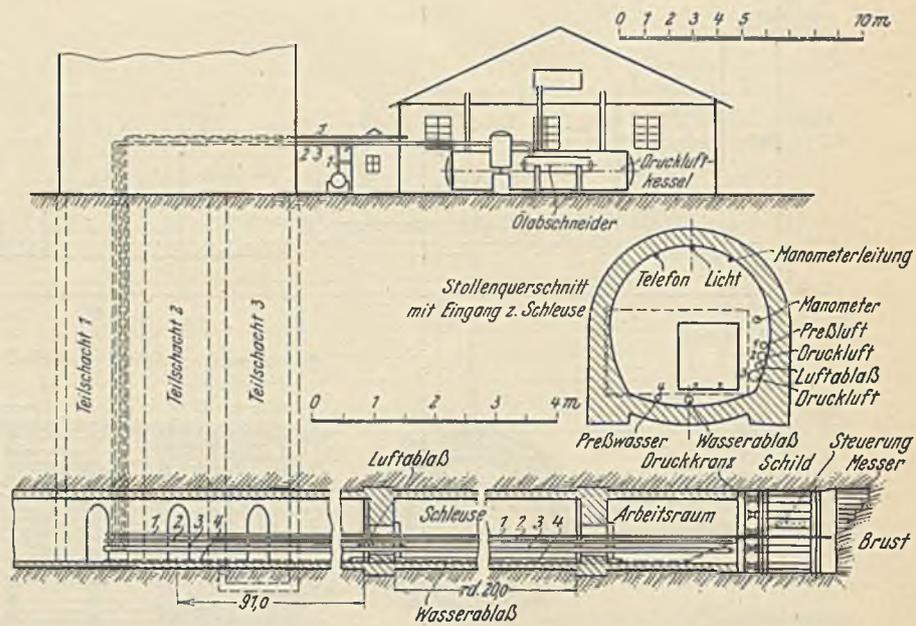


Abb. 17a.

Teil der Ingenieure steht dieser noch wenig erprobten Art, sich Bodenaufschlüsse zu verschaffen, wenn nicht gänzlich ablehnend, so doch skeptisch gegenüber. Im vorliegenden Fall erwies sich aber die Voraussage des Rutengängers, daß der Stollen einen Grundwassersee in einer Ausdehnung von mindestens 70 m durchfahren müsse, durch hinterher angesetzte Bohrungen und die tatsächlich angetroffenen Verhältnisse als vollständig richtig. Auch die weiteren Rutenbefunde des Geologen in bezug auf weitere Wasservorkommen haben ihre Bestätigung beim späteren Stollenbau selbst gefunden. Die Rutenbefunde sind im Lageplan Abb. 5 eingetragen.¹⁾

Der Schild wurde sicherheitshalber 25 m vor dem fertigen Stollenende eingebracht, weshalb die bereits betonierete Stollenstrecke wieder abgebrochen werden mußte, um den Schild vortreiben zu können.

Der eigentliche Druckluftvortrieb setzte erst am 10. Mai 1929 bei km 6 + 529,4 ein und wurde bis km 6 + 836,30, das ist bis zum 9. November 1929, fortgesetzt. Das Aufbringen des Putzes geschah ebenfalls unter Druckluft und dauerte bis 5. Dezember 1929.

Für den Druckluftvortrieb mit Schild wurde ein Kreisprofil mit 2,67 m lichtigem Querschnitt gewählt (Abb. 20 u. 21). Der Schild hatte einen Durchmesser von 3,67 m. In der Annahme, daß der Vortrieb nur langsam vonstatten geht und der Beton bereits abgebunden hat, bevor der Schild vorgepreßt werden kann, wodurch eine teilweise Zerstörung des Stollenbetons eintritt, wurde der 50 cm starke Stollenring aus einem äußeren Formsteinkranz von 25 cm Stärke und einem inneren Eisenbetonring mit ebenfalls 25 cm Stärke zusammengesetzt.

Für den zuerst auszumauernden Formsteinkranz wurden die Steine mittels eiserner Formen auf dem Lagerplatz über Tag betoniert und bis zur Erreichung einer genügenden Festigkeit gelagert. Die Abmessungen und die Form sind aus Abb. 6 ersichtlich. Die Sohlenformsteine erhielten längere Abmessungen. Für sämtliche Steine wurden gewölbte Flächen vorgesehen, die eine Art Wälzelenke bildeten. Diese Maßnahme war deshalb notwendig, weil der ganze gemauerte Formsteinkranz, der innerhalb des Schildes hergestellt wird, sich bei dessen Vordrücken um die Schildmantelstärke setzt. Zur Aufnahme der Zugspannungen wurden in die Rückwand der Formsteine Rillen ausgespart und Zugseile eingelegt, die durch Bügel mit dem inneren Eisenbetonring eine Verbindung bekamen. Die Rückwandung des Formsteinkranzes wurde mit Zement hinterspritzt, so daß die Eiseneinlagen eingebettet sind.

Der Schildvortrieb ging im übrigen wie bei Stollen A vonstatten, nur mit dem Unterschiede, daß die Pressen lediglich auf den Formsteinkranz drückten. Die Brust wurde mit Lehm gedichtet, um ein Ausblasen der Luft zu verhindern. — Die Tagesfortschritte betrugen in den ersten Wochen 0,60 m und erreichten später eine Länge von 3 bis 3,60 m. Der

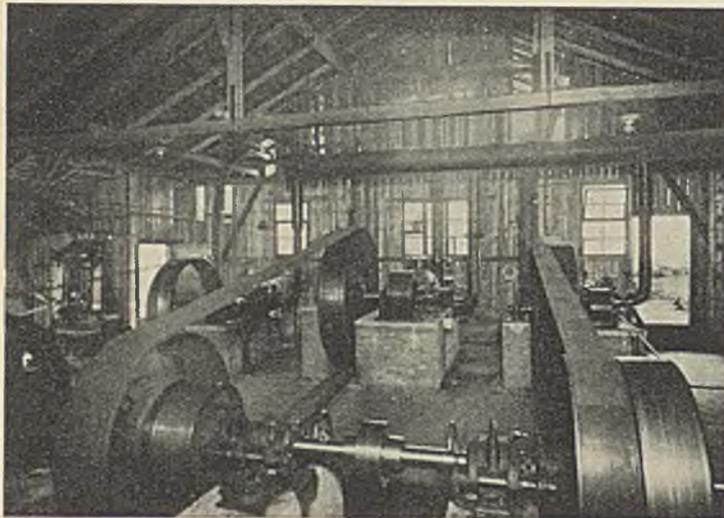


Abb. 18. Maschinenhaus Reichersdorf. Betrieb der Kompressoren und Druckwasserpressen.

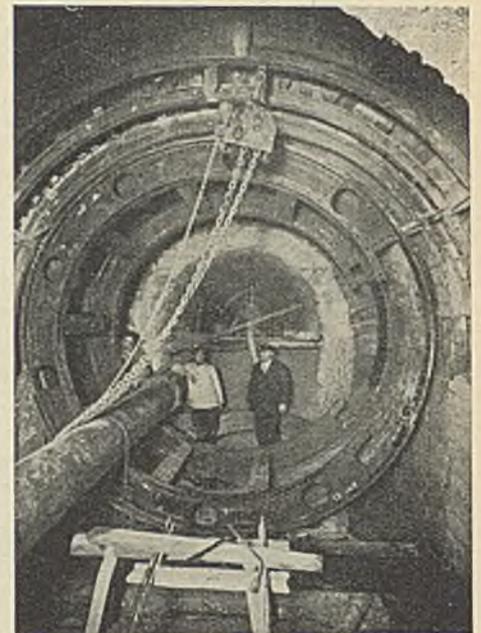


Abb. 19. Schildmontage, im Hintergrunde betonierete Stollenröhre, Fangdamm und Ableitung des Wassers durch Luttenrohr.

Nach vielen Erwägungen wurde schließlich, mit Rücksicht auf ein sicheres und gefahrloses Vorwärtkommen, ein Verfahren mit Druckluft und Schild gewählt. Dieses nur in schwierigen Fällen anzuwendende System erforderte eine weitere Baustelleneinrichtung, und es gingen drei kostbare Monate verloren, bis der neue Schild und die notwendigen Maschinen beschafft waren (Abb. 17, 17a u. 18).

Bei km 6 + 492,40 wurde am 22. Februar 1929 mit dem Ausbruch der Schildmontagekammer begonnen. Der eiserne Schild mußte in Stücken angeliefert werden, um durch die fertige Stollenstrecke vom Schlierachtal aus herantransportiert werden zu können. Am 15. März 1929 begann die Montage des Schildes (Abb. 19). Die schweren Maschinenkessel für die Drucklufteinrichtung wurden vom Bahnhof Thalham mit vieler Mühe an den Aufstellungsort beim Reichersdorfer Schacht herantransportiert. Hierzu war ein Gespann von zwölf Pferden notwendig, um die steile Straße von Thalham zu überwinden.

¹⁾ Vgl. „Zur Klärung der Wüschelrutenfrage“. Verlag R. Oldenbourg, München u. Berlin.

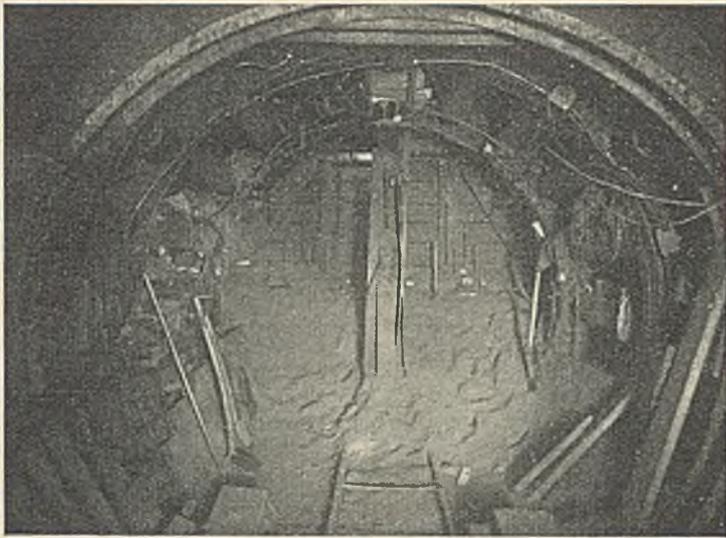


Abb. 20. Schildbauweise mit Druckluftvortrieb bei km 6 + 645. Brust zur Hälfte abgebaut und verzogen. Unten feiner, etwas feuchter Sand. An der Brust keine Wasserhaltung.

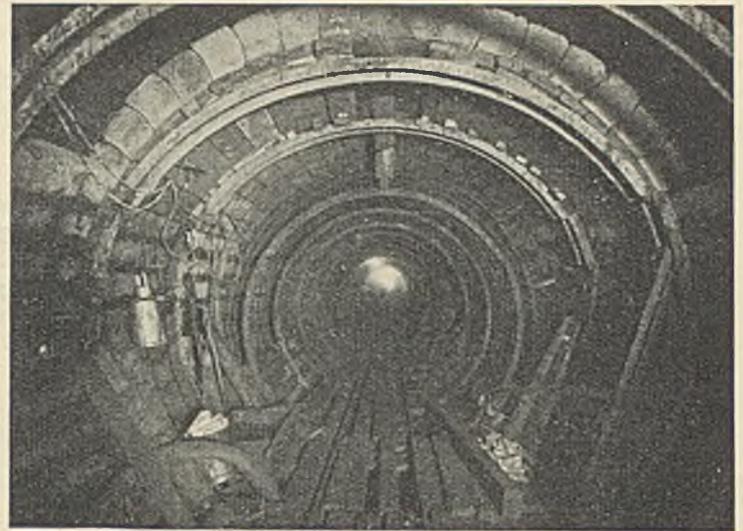


Abb. 21. Druckluftstollen zwischen Reichersdorf und See bei km 6 + 645. Im Vordergrund Mauerung des Außenkranzes der Stollenwandung im Schildschwanz. Unten Binder auf 1,20 m Länge ohne Schalung, etwas über der Mitte beginnen die Formsteine mit Wälzgelenzen in Schalung. Im Hintergrunde Bewehrung der Eisenbetoninnenwandung mit eisernen Lehrbögen und Schalung.

Überdruck war verschieden und schwankte zwischen 0,60 bis 1,80 atü. — Die Drucklufterkrankungen betrug bei Drücken über 1,3 atü zeitweise bis zu 40 % der Druckluftbelegschaft.

Bemerkenswert ist, daß vorzugsweise ortsansässige Arbeiter erkrankten. Die Drucklufterkrankungen äußerten sich meist in Gliederschmerzen am

vorgekommen sind. Durch die Antriebmaschinen wurden drei Kompressoren bedient, die 26,17 + 13 m³/min leisteten. Je nach Bedarf waren zwei, manchmal auch alle drei Kompressoren in Tätigkeit. Die Druckluft und Preßwasserleitungen wurden durch den Steigschacht und die Schleusen-kammern zum Arbeitsraum geführt. Durch die Druckluft ist das angeschnittene Wasser nie restlos weggedrückt worden. Aus der Stollen-sohle fielen stets noch geringere Mengen an, die durch eine zeitweise zu öffnende Schlauchlage infolge des vorhandenen Luftdruckes außerhalb der Schleusen-kammer gedrückt wurden. Von hier lief das Wasser in natürlichem Gefälle zum Pumpensumpf des Reichersdorfer Schachtes, von wo es hochgefördert werden konnte.



Abb. 22. Tagbruch.

Arm, Knie und Fuß. Die bereitgestellte Krankenschleuse mußte wiederholt in Anwendung kommen. Schwerere anhaltende Erkrankungen sind nicht vorgekommen. Die fast bei jedem dritten Mann beim Einschleusen aufgetretenen Ohrenscherzen waren nur vorübergehend. Zur Erzeugung

Im ganzen wurden 281 lfd. m Stollen mit Druckluft vorgetrieben. Es wäre wohl möglich gewesen, bei dem noch 70 m hinter dem Verbruch auftretenden weniger wasserführenden Gebirge ohne Druckluft und mit dem Schild allein vorzutreiben. Da aber durch den Wünschelrutengänger und Geologen Dr. Oßwald noch einige schwierig zu durchfahrende Stellen vorhergesagt waren und der Vortrieb vom Seestollen her bereits sehr mühevoll und schwierig war, wollte man die Vorteile des Druckluftbetriebs nicht aufgeben und vollendete auch die leichter zu bewältigenden Strecken mit dem Verfahren. Der Schild wurde am Schlusse des Vortriebs wie beim Stollen A wieder einbetoniert.

Zum Angriff des Stollens von der Seeseite nach dem Reichersdorfer Schacht — Seestollen genannt — benutzte man einen Schrägschacht, der gegen etwaige Rutschungen des angeschnittenen Hanges eine sehr starke Auszimierung erhielt. Für den Fall, daß trotz weiterer Sicherheitsvorkehrungen der Eingang verschüttet würde, brachte man am Ende des

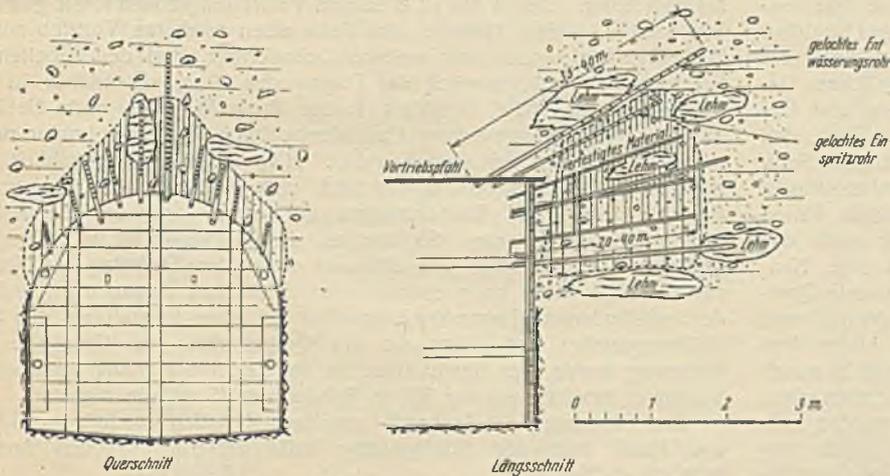


Abb. 23. Schema des Verfestigungsverfahrens im Seestollen.



Abb. 24. Voreinschnitt am Ende des Stollens B.

der Druckluft kamen behufs Betriebssicherheit drei Aggregate zur Aufstellung, und zwar zwei Dampflokomo-bilen von 100 PS und 140 PS und eine Elektromotorenanlage. Die Erfahrungen beim Betrieb haben die Notwendigkeit der drei Kraftmaschinen ergeben, da wiederholt Störungen

Schrägaufzuges einen senkrechten betonierten Schacht nieder. Dieser war so weit hochgeführt, daß die Stollenbelegschaft bei verschüttetem Schleppschachteingang ungehindert ins Freie hätte kommen können. Er diente beim Bau noch als Pumpschacht und ermöglicht jetzt nach In-

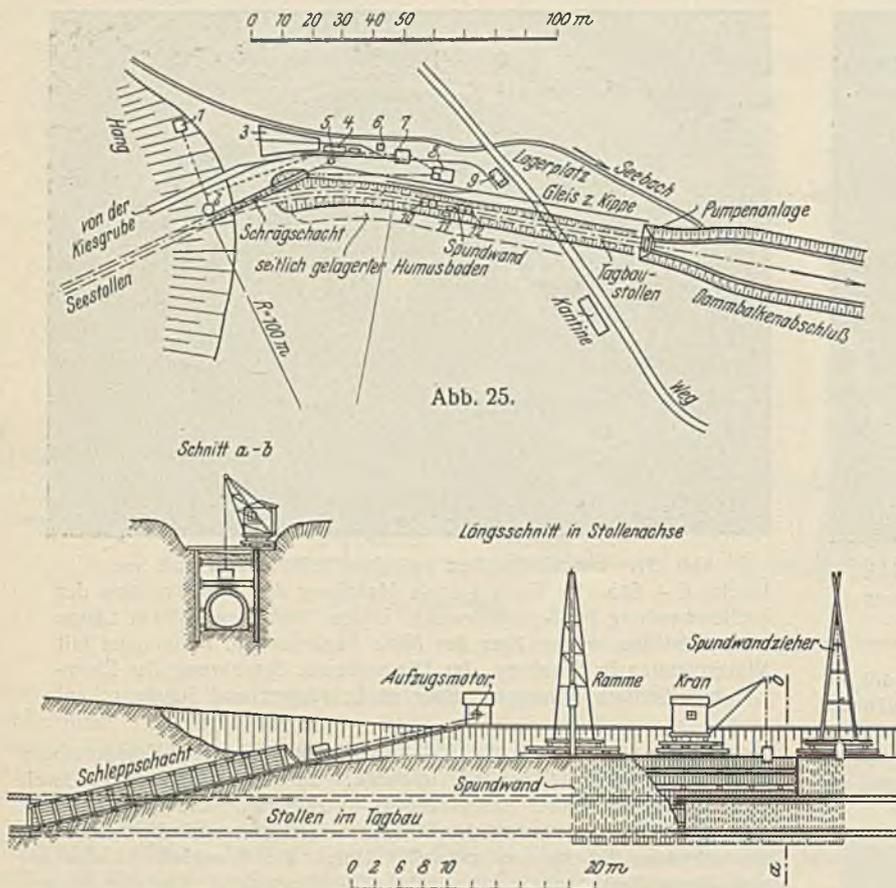


Abb. 25a. Baustelleneinrichtung am Ende des Stollens B.

betriebsnahme der Anlage das Entweichen von Luftsäcken, die sich vorzugsweise hier bei beginnendem Übersiegeln des Stollenscheitels durch den See bilden. Der Stolleneingang erhielt durch Rammen einer Spundwand gegen den rutschigen Hang eine weitere Sicherung. Diese Wand diente später auch zur Herstellung des Anschlusses vom Stollen im Tagebau an die bergmännisch aufgefahrene Strecke des Seestollens. In diesem sind von allem Anfang an die Schwierigkeiten nie ausgegangen. Der hier zu durchfahrende Rücken, kurz vor dem See, bildete ein Durcheinander aller möglichen Moränegebirgsarten (Abb. 22).

In den vielen Verwerfungen, die oft nur 1 m stark waren, wurde fast ausnahmslos stark gespanntes Wasser angetroffen. Das Gebirge bestand in diesen Fällen aus feinem Trieb sand und Kies, zeitweise Findlingen bis zu 1 m³ Größe mit zwischenliegenden Lehmschichten von rasch wechselnder Mächtigkeit. Wurde hinter dem Lehm Wasser angeschnitten, so ergoß sich dieses unter starkem Druck, große Mengen von Trieb sand und Kies mit sich reißend, in die Stollenröhre; die Mineure hatten große Mühe aufzuwenden, um die Brust in solchen Fällen rasch genug zu zumachen.

Aber selbst durch die Fugen des Brustverzuges, mit dem fast ausschließlich gearbeitet wurde, ergoß sich das Wasser mit heftigen Strahlen. Durch die Mitnahme der feinen Teile konnten sich über und hinter der Brust Höhlungen bilden, die zeitweise in sich mit donnerähnlichem Geräusch wieder zusammenstürzten, neue Wasseransammlungen und Gefahrenmomente mit sich bringend. Der Druck war teilweise so stark, daß bei der auch hier angewandten Kunzschens Rüstung die hölzernen Sohl-schwellen gebrochen sind. Auch Risse in den eisernen Rüstungsringen waren verschiedentlich festzustellen. Diese mußten in solchen Fällen durch Holzstempel verstärkt und verstrebt werden. Kurz nach der Inangriffnahme gegen Ende Mai 1928 machte sich bereits eine Neuaufpflandung der aufgefahrenen Strecke notwendig, da der gesamte Querschnitt mitsamt den Rüstungen um durchschnittlich 30 cm gesenkt war. Nach dieser Erfahrung wurde bei Druckstrecken unmittelbar hinter dem Vortrieb der ganze Stollenquerschnitt betoniert, während man in stand-festerem Gebirge, der Drainage wegen, die Sohlplatte erst später einbrachte. Die bei der Getriebezimmern angewandten Buchenpfähle wurden zeitweise durch eiserne Humboldtpfähle ersetzt. Die eisernen Pfähle eigneten sich in sandigem oder gleichmäßig kiesigem Material sehr gut zur Aufnahme größerer Drücke, beim Antreffen von größerem Kies oder Steinen verklemmten sie sich jedoch vielfach. Es ist auch vorgekommen, daß Humboldtpfähle auf dem eisernen Ausbruchbogen der Rüstung abgeglitten sind und hierdurch ein Verbruch entstand. Beim Anschneiden von wasser-führenden Verwerfungen kamen, außer dem erwähnten Verbruch im Stollen, auch zwei Tagbrüche vor (vgl. Abb. 16 u. 22). In der bei km 6 + 965 auf-

gefahrenen wasserführenden Zone waren die auftretenden Gebirgsdrücke so bedeutend und die Wasserschüttung so stark, daß die ausführende Firma mit Rücksicht auf die stete Verbruchgefahr an eine Einstellung der Arbeit dachte. Nachdem die Brust einige Zeit unangetastet geblieben war, ging man auf Vorschlag der städtischen Bauleitung daran, das Gebirge zu verfestigen. Gelang es hierbei, über den Vortriebpfählen und hinter der Stollenbrust eine einigermaßen tragfähige Schicht zu bilden, die nicht mehr ausgeschwemmt werden konnte, so war damit ein Zeit- und Geldgewinn verbunden. Andernfalls wäre die noch unaufgefahrene Strecke vollständig mit dem teuren Druckluftvortrieb zu bewältigen gewesen.

Bei dem stark mit Lehm durchsetzten Material schied ein anderwärts mit Erfolg durchgeführtes chemisches Verfestigungsverfahren von vornherein aus. Man versuchte nun, das Gebirge durch Einspritzen von Zement unter Zusatz eines Schnelldichtungsmittels zu erhärten. Zu diesem Zwecke wurden gelochte 1 1/2 zöllige Rohre schräg nach oben in die Firne und den oberen Teil der Brust bei Abständen von durchschnittlich 50 cm mit Preßluftschlämmern eingetrieben (Abb. 23). Durch Anschrauben von Verlängerungssstücken wurden so Längen bis zu 4 m erreicht. Das in den Stollen noch kurz hervorragende Rohr wurde dann durch Verschraubung mittels Schlauches von einem Hinterspritzapparat der Torcretgesellschaft angeschlossen, in dem eine kleinere Zement-Trikosal-Mischung bereitstand. Je nach dem Gebirge waren zum Einspritzen 1/2 bis 6 at notwendig. Gleich zu Anfang der Versuche kam es aber vor, daß in der Zeit bis zum Erreichen des erforderlichen Druckes das Mischgut im Kessel oder, was noch unangenehmer war, im Zuführungsschlauch erhärtete. Hierauf versuchte man es mit getrenntem Einspritzen der Mischung, also derart, daß zunächst der flüssige Zement und hierauf das Trikosol eingedrückt wurden. Diese Art des Einbringens hatte vollen Erfolg, wenn auch viel Dichtungsflüssigkeit verflüchtigt wieder zwischen den Bohlen des

Brustverzuges herauskam. Beim Öffnen der Brust nach 12 Stunden waren einzelne Lagen der Brust gut versteint, zwischen Lehmlagen und sonstigem erhärteten Material blieben aber stets kleinere wasserführende Spalten übrig. Die Erhärtungsversuche wurden außer mit Trikosol auch unter Verwendung von flüssigem Tonerdezement [Totiser Schmelzzement oder deutscher Tonerdezement (Alca-Qualität)] fortgesetzt. Diese Schmelzzemente haben die Eigenschaft, daß sie in Verbindung mit gewöhnlichem Portlandzement sehr rasch in einigen Minuten abbinden. Die Festigkeit einer derart abgebundenen Mischung ist allerdings nicht sehr hoch, genügte aber für die vorliegenden Zwecke. Mit 3 Teilen Tonerde- zu 1 Teil Wetterauer Portlandzement gelang auch hier eine Verfestigung des Gebirges. Der Zementverbrauch zum Einspritzen betrug für 1 lfd. m Stollen 40 bis 100 Sack. Diese Arten des Vortriebes in den wasserführenden Verwerfungen führte, wenn auch langsam, so doch ziemlich sicher zum Ziel. Im Durchschnitt wurde in vier Tagen ein Vortrieb von 1,20 m erreicht. Restlos konnte das Wasser natürlich nicht beseitigt werden; es waren auch Entwässerungsrohre notwendig, die das auf der verfestigten Schicht liegende Wasser in die offene Stollenröhre zurückleiteten. Den 4 bis 12 m langen Verwerfungszonen folgte gewöhnlich wieder besseres Gebirge, das dann einen rascheren Vortrieb zuließ. Schließlich sei noch einer weiteren Schwierigkeit bei den Arbeiten im Seestollen gedacht, nämlich der Folgen des Druckluftbetriebes in der Anschlußstrecke. Die Druckluft suchte ihren Weg, je nach Gebirgsdurchlässigkeit, entweder zur Geländeoberfläche oder zur immer näher rückenden Stollenröhre vom See her. Hier trat sie hauptsächlich aus Kiesnestern vorzugsweise in der noch unbetonierten Sohle aus, wobei sie sehr erhebliche Wassermengen mitforderte und zur Aufstellung weiterer Pumpen zwang. So kam es, daß zeitweise bis zu 1400 l/min gepumpt werden mußten und daß auch die spätere Dichtung der Wasser-austrittsstellen nicht ganz einfach war. Schließlich zwang die Zunahme der entstandenen Wasserschwierigkeiten zu einer Einstellung des Seestollenvortriebes und Abmauern des Querschnittes vor Ort. Die Bewetterung wurde hier durch einen in die Lutterrohrleitung eingebauten Ventilator bewirkt, der bei 500 m Rohrleitung 45 m³/min förderte.

Die Forderung der Ausbruch- und Baumaterialien geschah im Stollen von Hand aus; der Schrägaufzug hatte elektromotorischen Antrieb (Abb. 25 u. 25a).

3. Schlußbemerkungen über die Stollen A und B.

Wie schon im Abschnitt „Allgemeines über die Stollen“ bemerkt, hat die Durchörterung der Stollen A und B gezeigt, daß die auf Grund der vorhandenen Bohrungen gemutmaßten Bodenverhältnisse nicht immer eintrafen und daher die Vortriebsysteme teilweise nicht dem Gebirge

Stollen	Firma	Länge m	Innerer Durch- messer m	Gebirge	Ausbruch m ² /tadm	Beton m ³ /tadm	Ver- putz f. 1 tadm	Vortrieb- system	Arb- Tage	Tagl. Vor- triebleistung in 3 Schicht. Betr. h = Höchst- leistung m = mittl. Leistung	Belegschaft unter Tag		Belegschaft über Tag	Zementverbrauch in kg/tadm im Stollen	
											Vortrieb	Betonieren		Beton	Verputz
Los I	Gottfried Hallinger, Geisen- kirchen	1735	2,50	Kies, Schotter trocken	8,73	3,42	8,30	Schild mit Druck- wasser- pressen 1679 Holz- zimmerung auf 56 m	350	h = 8,75 m = 5,26	4 Betonierer	3 Putzmaurer 2 Helfer 5 Mann 8- bis 10stündig	2 Hilfsarb. an der Kippe 8stündig 2 Hilfsarb. an der Wasch- u. Sor- tieranlage 24std. 1 Maschinist 24std. 11 Mann	721	185
Los IA	Wie vor	776	2,50	Oligozäne Molasse, Flinz auf 4 m, Kies, Schotter auf 300 m	8,73	3,42	8,30	Schild mit Druck- wasser- pressen auf 776 m	240	h = 7,50 m = 3,23	Wie vor		2 Hilfsarb. an der Kippe 8stündig 1 Maschinist am Kompressor 24- stündig 1 Masch. f. Werkz. 8stündig 5 Mann	721 außerdem f. Hin- terspr. a. d. Flinz- strecke 195 kg Zem. + 155 Kalk je m	185
Los IIB	Hüser & Cie., Obercassel	1325,15	2,60	Nageifluh auf Kies, Schotter auf miozäne Molasse	9,35	3,44	8,60	System Hüser	291	h = 10,00 m = 4,55	1 Schachtmstr. 1 Vorarbeiter 3 Zimmerer 2 Helfer 2 Betonstampfer 4 Einwerfer 2 Scheitelschließ. 2 Betontermi- schinisten 1 Lokführer 1 Bremsler 1 Meßgehilfe 20 Mann 8stündig	3 Putzmaurer 3 Helfer 6 Mann 8- bis 10stündig	1 Hilfsarb. an der Kippe 8stündig 1 Maschinist Kompressor 24- stündig 1 Masch. f. Werkz. 8stündig 5 Mann	1005	194
Los III Reichers- dorf— Pien- zenau	Polensky & Zöllner, Nieder- lassung München	1310,10	2,60	Nageifluh, Kies, Schotter	9,35	3,44	8,60	System Kunz	326	h = 9,00 m = 4,00	1 Schachtmstr. 2 Mineure 2 Hilfsmineure 2 bis 5 Schliepper und Hilfsarb. (7 bis 10) × 3 = 21 bis 30 Mann im Tag	5 Maurer 1 Helfer 8- bis 10stündig 6 Mann	1 Masch. f. Kom- pressor 24std. 1 Zimmerer 8std. 1 Hilfsarb. 24std. 4 Hilfsarb. 8std. 3 Machinisten od. Schlosser 8std. 14 Mann	800	200
Reichers- dorf zum Sec Druck- luft- strecke	Wie vor	318,90	2,67	Tefis Grund- wassersee mit sandig-kiesi- gem Material, teils feiner feuchter Sand	11	Eisen- beton 2,23 Form- stein- kranz 2,72	8,40	Druckluft mit Schild u. Druck- wasser- pressen	—	h = 4,10 m = 2,07	1 Schachtmstr. 2 Mineure 2 Hilfsmineure 2 Brutschlepper oder Lader Vortrieb 3 × 12 = 36 Mann 1 Schleusenwärt. 1 Fahrstuhlhelfer 1 Streck-Schlepp. Transport 3 × 3 = 9 Mann	1 Putzmaurer 1 Hilfsputz- maurer 2 Mann	1 Maschinenmstr. 2 Masch. 24std. 1 Schmieid } 16- 1 Schlosser } stün- 4 Hilfsarb. } dig 2 Kipper 24std. 1 Formsteinmaurer 1 Helfer 8stündig 29 Mann	1580	205
See- hamer- see— Reichers- dorf	Wie vor	391	2,60	Moräne mit wasserhaltigen Verwerfungen, stark druck- haftes Gebirge, zeitweise harte Lehmschichten	9,35	3,65	8,60	System Kunz	373	h = 4,80 m = 1,05	1 Schachtmstr. 2 Mineure 2 Hilfsmineure 2 Schlepper 1 Maschinist oder Schlosser Vortrieb 3 × 8 = 24 Mann	2 Putzmaurer 2 Hilfsputz- maurer 4 Mann 8std.	1 Schachtmstr. 4 Maschinisten 3 Hilfsarbeiter 8 Mann	1130	275

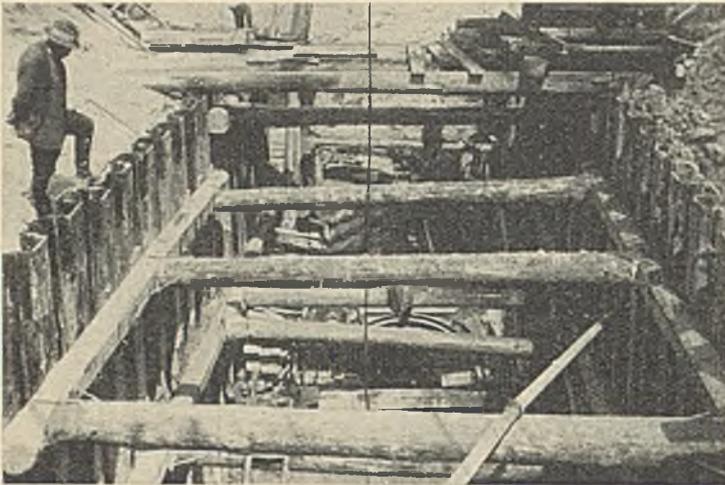


Abb. 26.

Betonieren des Tagbaustollens zwischen Larssen-Spundwänden.

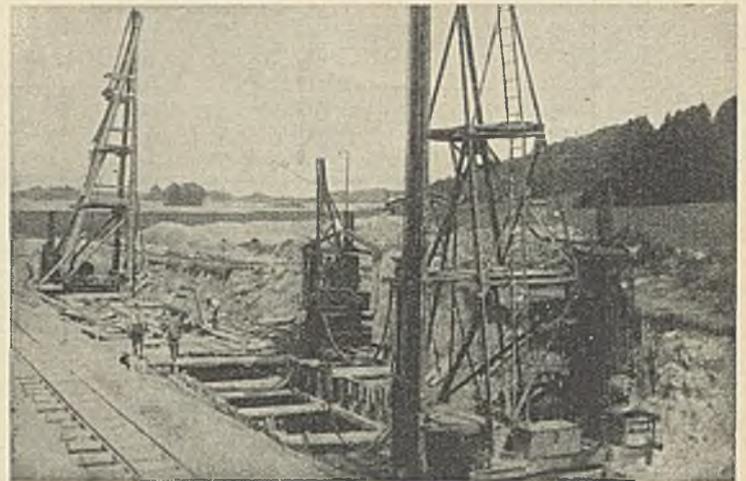


Abb. 26 a.

Aushub und Rammen beim Stollen im Tagebau.

angepaßt waren. Die unerwarteten geologischen und hydrologischen Verhältnisse führten dazu, daß nachträglich Untersuchungen mit der Wünschelrute angestellt wurden. Da solche Untersuchungen wenig Zeit beanspruchen und die Kosten in Anbetracht der Wichtigkeit der Bodenuntersuchungen belanglos sind, dürfte es für künftige Stollenplanungen empfehlenswert sein, daß die Trasse zuerst durch ortserfahrene Fachleute geologisch und hydrologisch untersucht und gleichzeitig von einem Rutengänger mit geologischer Erfahrung begangen wird. Falls der Rutengänger keine gründlichen geologischen Kenntnisse besitzt, müßte er von einem Geologen begleitet sein. Die Untersuchungen mit der Wünschelrute müßten sich auf einen mehrere hundert Meter breiten Streifen der geplanten Stollennachse ausdehnen, um auch Aufschluß über die Umgebung zu erhalten. Erst auf Grund der Ergebnisse des Geologen, Hydrologen und Rutengängers müßten dann an den noch nicht völlig geklärten Stellen die Bohrungen angesetzt werden.

Bei dem Stollenbau der Mangfallüberleitung sind verschiedene Vortriebsysteme zur Anwendung gekommen und verschiedene Gebirgschichten durchfahren worden; es dürfte daher die vorstehende Zusammenstellung über Tagesfortschritt, Arbeiterzahl u. dgl. von Interesse sein. Bemerkenswert ist u. a. auch der verschiedene Verbrauch von Zement. Der niedrigste Verbrauch ist beim Vortrieb mit Schild und Pressen. Dies ist dadurch begründet, daß beim Schildverfahren wenig Mehrausbruch

druck und Anfall von Kies und Sand aus dem Stollenausbruch zwischen 1:3,25:4,75, 1:3,5:5,0, 1:3,1:5,3, 1:2:4 und 1:2,15:3,95.

Stollen im Tagebau und offener Kanal vom Stollenauslauf zum Seehamersee.

Anschließend an den Seestollen wurde die Strecke zwischen km 7 + 239 und km 7 + 388 wegen der beträchtlichen Aushubtiefe und des rutschigen Materials nicht als offener Kanal, sondern als Stollen im Tagebau hergestellt. Die anfängliche Schachtung mittels Holzbohlen erwies sich infolge des großen Seitendruckes als unzulänglich. Es wurde daher eine eiserne Larssenspundwand gerammt und in deren Schutz die Aushub- und Betonierungsarbeiten für den Stollen betätigt (Abb. 26 u. 26a).

An den Tagebaustollen schließt sich der offene Auslaufkanal zum Seehamersee an. Der Querschnitt dieses 417 m langen Kanals ist, wie alle übrigen offenen Kanäle der Mangfallüberleitung, muldenförmig ausgestaltet. Da die Geschwindigkeit bei gestautem See sehr gering ist, hatte man von der Betonierung bis zur Wasserspiegelhöhe Abstand genommen und ab Bermenhöhe bis zum Höchststau des Sees lediglich eine Kiesdecklage auf die Böschungen aufgebracht. Zum Schutze gegen Uferabbrüche wurde bei der trompetenförmigen Einmündung in den See eine eiserne Spundwand auf 6 m Tiefe gerammt und dahinter ein schwerer Steinwurf gebildet.

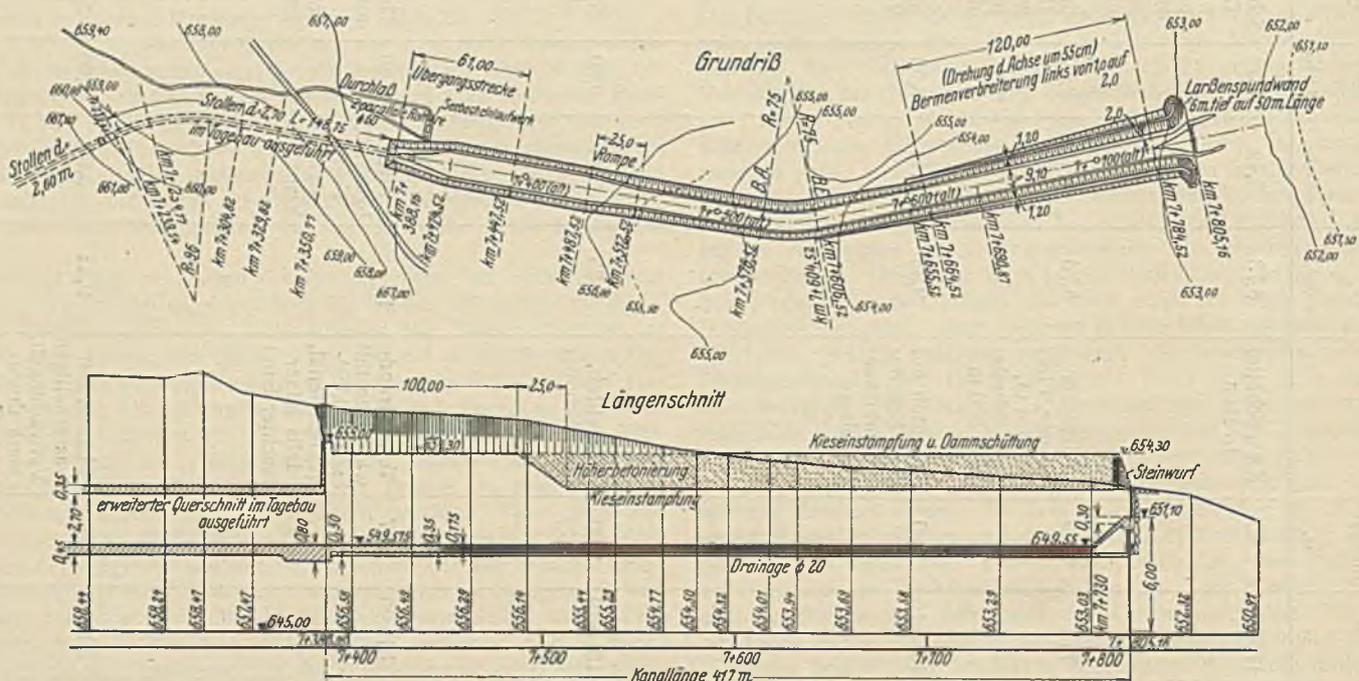


Abb. 27 a. Auslaufkanal zum Seehamersee.

gegenüber dem Regelprofil anfällt. Bei der Stollenstrecke Schlierachtal—Pienzenau ist der Zementbedarf wegen der wesentlichen Abweichung des Ausbruchprofils vom Regelprofil merklich größer gewesen. Der Höchstbedarf an Zement beim Seestollen ist dadurch entstanden, weil verschiedene Male neue Aufpfändungen vorgenommen werden mußten. Das Mischungsverhältnis für den Stollenbeton schwankte je nach Gebirgs-

Zur Durchführung der Arbeiten für den offenen Kanal mußte der Seespiegel abgesenkt werden. Die vom Kanal zu durchfahrenden Bodenschichten bestanden in den oberen Lagen aus einer Torfschicht, die nach dem See zu an Mächtigkeit zunahm und eine Stärke von 3 1/2 m erreichte. Unter diesem ehemaligen Seeboden lagen Sand-, Kies- und Lehmschichten von wechselnder Stärke. Der angetroffene Kies hatte nur geringe Korn-



Abb. 27. Betonieren des Auslaufkanals.

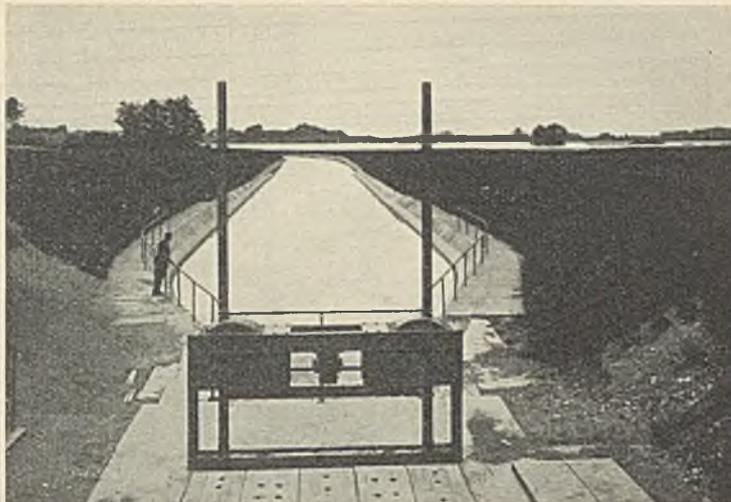


Abb. 27b. Auslaufkanal zum Seehamersee.

größe, der Sand kann als Schweißsand bezeichnet werden. Beim Durchschneiden der Torfschicht ergab sich ein Absinken des darin enthaltenen Wassers. Da gleichzeitig die Sand- und Kiesschichten teilweise ebenfalls stark wasserführend waren, gestaltete sich die Entwässerung trotz Absenkung des Sees 2 m unter Kanalsohle zum Teil sehr schwierig. Die anfänglich 1 1/2 malig hergestellten Böschungen rutschten nach, weshalb Auspackungen mit großen Steinen vorgenommen und Kiesdecklagen aufgebracht werden mußten. In die Packungen wurden noch Dränageröhre eingelegt, durch die das Wasser von den Böschungen einer Sohlendränage zugeführt und von hier dem See zugeleitet werden konnte. Nächste dem Stollenauslauf war infolge der größeren Einschnitttiefe die Rutschgefahr so erheblich, daß eine regelrechte Stützmauer hochgeführt werden mußte.

gleichzeitig ihr Ablagern vor dem Kanaleinlauf zu verhindern, ist zwischen der rechtseitigen Ufermauer des Grundlaufes und dem linksseitigen Trennungsdamm des Weidenauer Werkkanals eine Betonmauer ausgeführt, woran sich acht Trennschleusen von je 4 m Lichtweite

Wehr und Einlaufbauwerk Oberneumühle und offener Kanal bis zum Stollenmundloch A.

Vor Erbauung der Mangfallüberleitung bestand am heutigen Einlaufbauwerk der Einlauf für den früheren Oberwasserkanal der Papierfabrik Neumühle. Dieser Einlauf mußte vollständig abgebrochen und auch das quer über das Mangfallbett sich erstreckende Wehr einem gründlichen Umbau unterzogen werden. In Abb. 28 ist punktiert die Konstruktion des alten Wehres mit dem Holzsturzboden ersichtlich. Da der Betonkörper schadhaft war, wurde ein Teil abgebrochen und ein neuer Betonmantel sowie ein Betonsturzboden mit Spundwandsicherung hergestellt (Abb. 29 u. 29a). Der Wehrkörper erhielt einen 1,5 cm starken Stahlbetonputz (Kleinogel). Da die Mangfall ein geschlebeführender Fluß ist, mußten das Einlaufbauwerk und das Wehr entsprechend ausgestaltet werden. Am rechtsuferigen Wehr wurde ein 7 m breiter Grundlauf mit Schützen eingebaut, um die Kiesabfuhr im Mutterbett der Mangfall zu erleichtern. Um den Geschiebemengen und dem Treibzeug die Richtung zum Grundlauf zu geben, und um

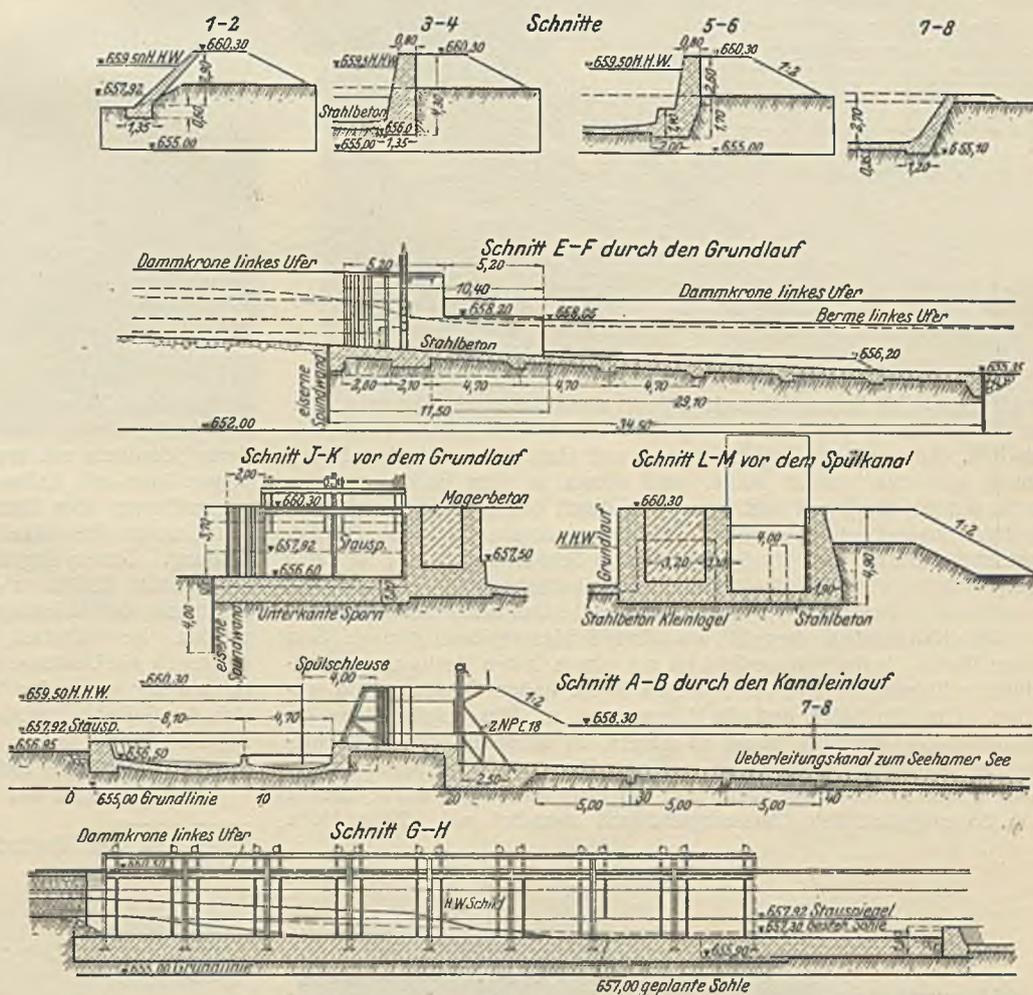
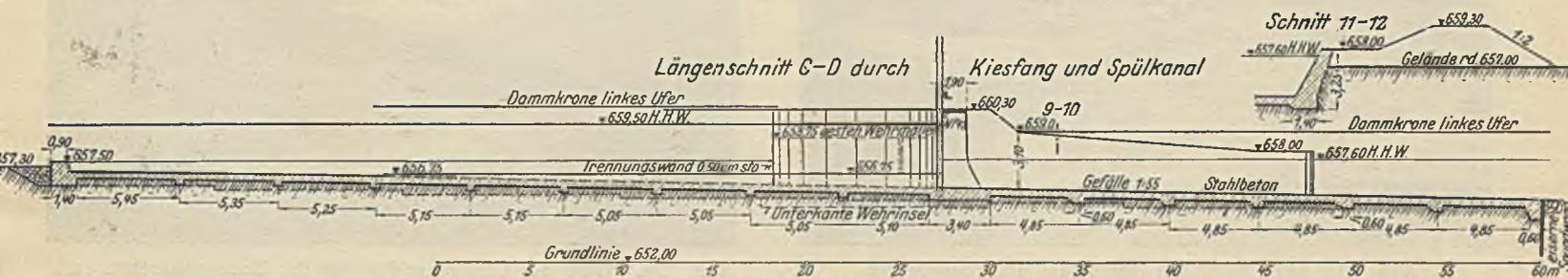
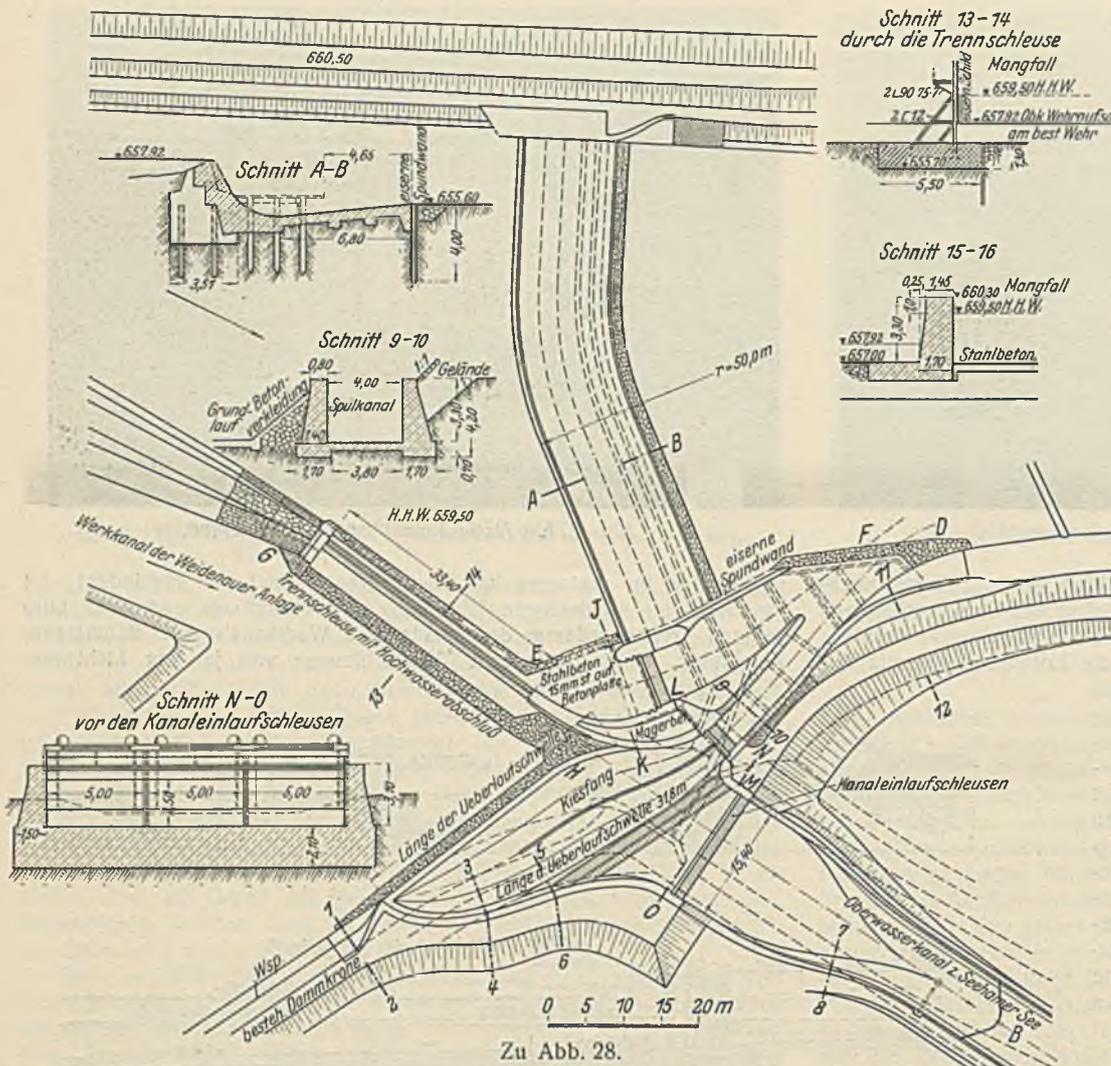


Abb. 28. Mangfallwehr mit Einlaufbauwerk.



Zu Abb. 28.



über der Sohle gerammt und später bis auf Sohlenhöhe nachgerammt.

Der 709 m lange offene Kanal vom Einlaufbauwerk bis zum Stollen A ist für eine größte Wassermenge von 10 m³/sek bemessen. Das Profil ist aus Abb. 2 zu ersehen. Der Kanal wurde in Feldern von 3 m betoniert. Die Betonschale besteht aus Stampfbeton im Mischungsverhältnis 1:9; die Oberfläche wurde mit einem Feinputz versehen. Über den Kanal führen drei Eisenbetonbrücken, und zwar eine Straßenbrücke und zwei Feldwegbrücken (Abb. 31, 32 u. 33).

Schlierachwehr mit Einlaufbauwerk und Schlierachkorrektur. (Abb. 34, 34a, 35, 36, 37, 38, 39 u. 40.)

Infolge der Einbeziehung der Schlierach in die Überleitung und zum Schutze der Bauten der Mangfallüberleitung selbst mußte die Schlierach, die vorher in zahlreichen Windungen das Gelände durchzog, korrigiert werden. Die von der Stadt durchgeführte Korrektur erstreckte sich auf eine Länge von 850 m. Entsprechend der Verkürzung des Flußschlauches durch die Korrektur sind in Abständen von 85 m Sperren nach dem System der Wildbachverbauungen angelegt. Das Profil ist für eine Höchstwassermenge bis zu 60 m³ bemessen. Die Sohlenbreite beträgt 10 m. Die zweimaligen Böschungen sind bis auf 1 m unter Dammkronen gepflastert, darüber hinaus ist eine Berauhwerung aufgebracht. Die Stauhöhe vor dem Wehr ist bedingt durch die Höhe des Wasserspiegels beim Stollenauslauf A. Da die Schlierach bei Hochwasser sehr rasch anläuft, wurde ein selbsttätiges hydraulisches Dachwehr Patent Huber-Lutz, Zürich, gewählt. Die Konstruktion

anschließen. Die Trennschleusen sind mit einem festen Hochwasserschutzschild aus Eisenbeton und beweglichen Fallentafeln ausgestattet. Für den Fall, daß durch die Trennschleusen noch Geschiebe nach dem Kanaleinlauf geworfen werden sollte, wird dieses in dem Becken vor der Rechenanlage abgelagert und kann hier durch den Spülkanal nach dem Flußbett abgeschwemmt werden. Das Ablagerungsbecken (Abb. 30) besitzt zwei Gerinne und der Spülkanal zwei Schützenöffnungen, wodurch beim Schließen einer Schützenöffnung und Inbetriebnahme eines Gerinnes jeweils ein größerer Zug für das abzuführende Geschiebe erzielt wird.

Der Kanaleinlauf besteht aus drei Schützenfeldern von je 5 m lichter Weite. Jedes Schützenfeld ist mit einem festen Hochwasserschutzschild in Eisenbeton und versenkbaren 60 cm hohen Schützentafeln versehen. Um die Sohle und die Ufermauern auf Wasserspiegelnhöhe für längere Zeit gegen Aushöhlung zu sichern, ist wiederum ein Stahlbetonüberzug (Kleinlogel) ausgeführt worden. Zwecks ungehinderter Durchführung der Arbeiten am Wehr und am Einlaufbauwerk wurde die in Abb. 28 eingezeichnete Larssenspundwand zunächst auf 1,20 m Höhe

ist aus Abb. 36 ersichtlich.²⁾ Bei Hochwasser legt sich das Dachwehr selbständig nieder. Das Dachwehr besteht aus zwei drehbaren Klappen, deren Scharniere mit der Betonsohle fest verankert sind. Die Oberwasserklappe liegt mit Rollen auf der im oberen Teile gekrümmten Unterwasserklappe. Der Raum zwischen den beiden Klappen steht mit dem seitlichen in die linke Wehrwange eingebauten Reguliererraum in Verbindung. Dieser Reguliererraum hat einen Zufluß von der Oberwasserseite, einen Abfluß in das Unterwasser und eine Verbindung mit dem Innenraum der Wehrklappen. Der Einlauf kann mittels Schiebers gesperrt werden. Beim Einlauf befindet sich außerdem noch eine Drosselklappe, die durch ein Gestänge mit dem Auslaufschieber und einem regulierenden Schwimmer verbunden ist. Je nach dem Wasserstande hebt oder senkt sich der Schieber, wodurch der Zu- und Abfluß und dadurch das Wehr reguliert wird.

Der Schieber A bleibt im allgemeinen immer geöffnet. Das Aufstellen des Wehres geschieht folgendermaßen:

²⁾ Vgl. auch Bautechn. 1927, Heft 21, S. 303.



Abb. 29. Altes Wehr mit Fangdamm und Spundwand für das Einlaufbauwerk.



Abb. 29a. Wehr bei Oberneumühle von der Unterwasserseite aus. Spülkanal in Tätigkeit.

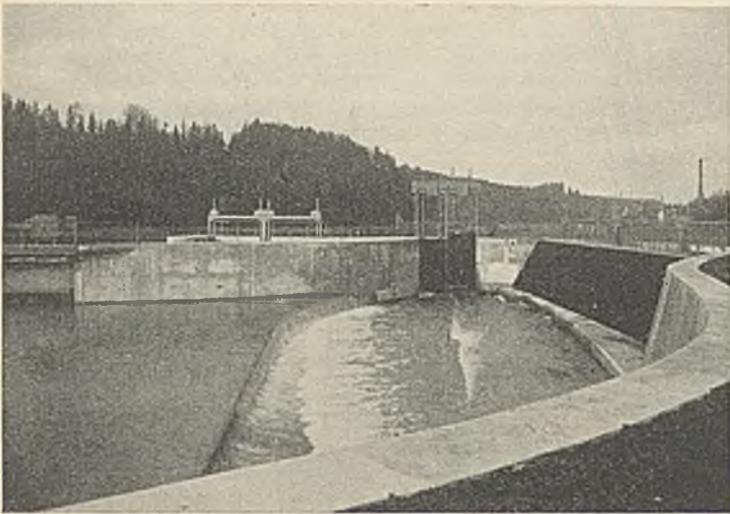


Abb. 30. Einlauf mit Ablagerungsbecken und Spülschleuse.



Abb. 31. Oberwasserkanal im Anschluß an Stollenmundloch A.

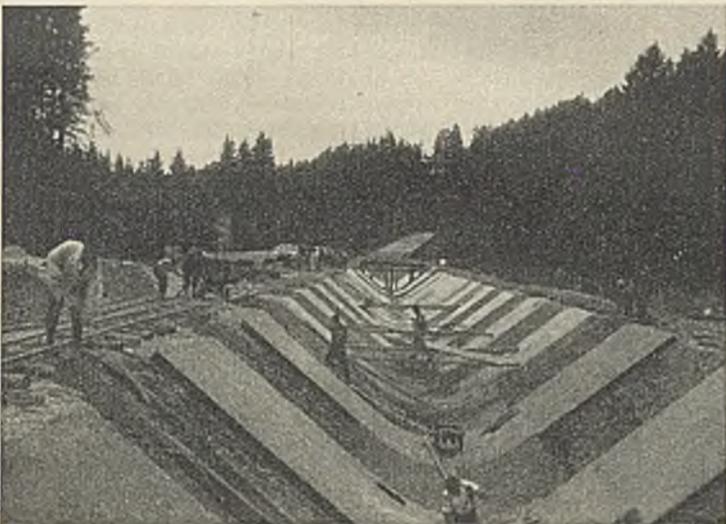


Abb. 32. Betonieren der Kanalschale.

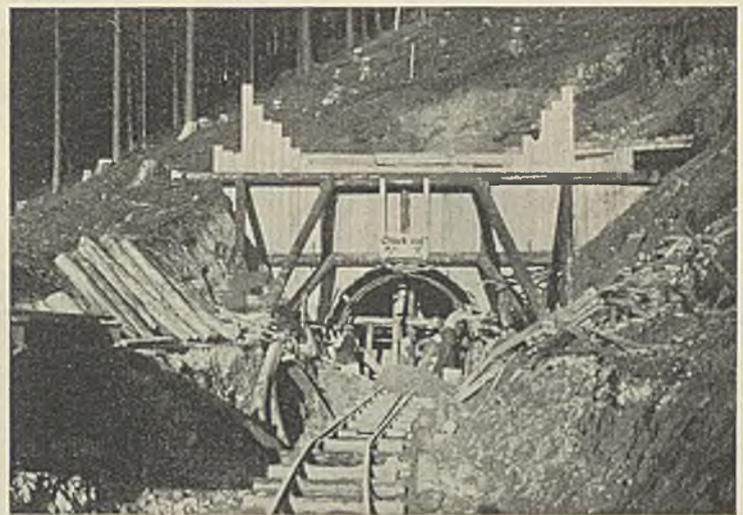


Abb. 33. Stollenmundloch A.

Der Schieber *A* vor der Drosselklappe wird geöffnet, ebenso der Spülschieber *E*. Der Auslaufschieber *C* bleibt geschlossen, der Schwimmer *S* ist in der tiefsten Lage, die Drosselklappe *K* geöffnet.

Das Niederlegen des Wehres wird bewerkstelligt, indem der Schieber *C* geöffnet wird; für rasches Niederlegen des Wehres wird Schieber *A* geschlossen, Schieber *C* und *E* geöffnet.

Beim selbsttätigen Funktionieren bleiben die Schieber *A* und *E* geöffnet, Schieber *C* geschlossen. Der Innenwasserüberlauf *J* ist so einzustellen, daß bei geschlossenem Wehr kein Wasser zwischen den beiden Klappen (Schlitz *F*) austritt. Der Oberwasserüberlauf *O* ist nach dem ersten Hochwasser nach Bedarf in der Höhenlage so zu ändern, daß bei einem Überstau von 2 bis 3 cm das Wasser durch das gelochte Blech abfließt.

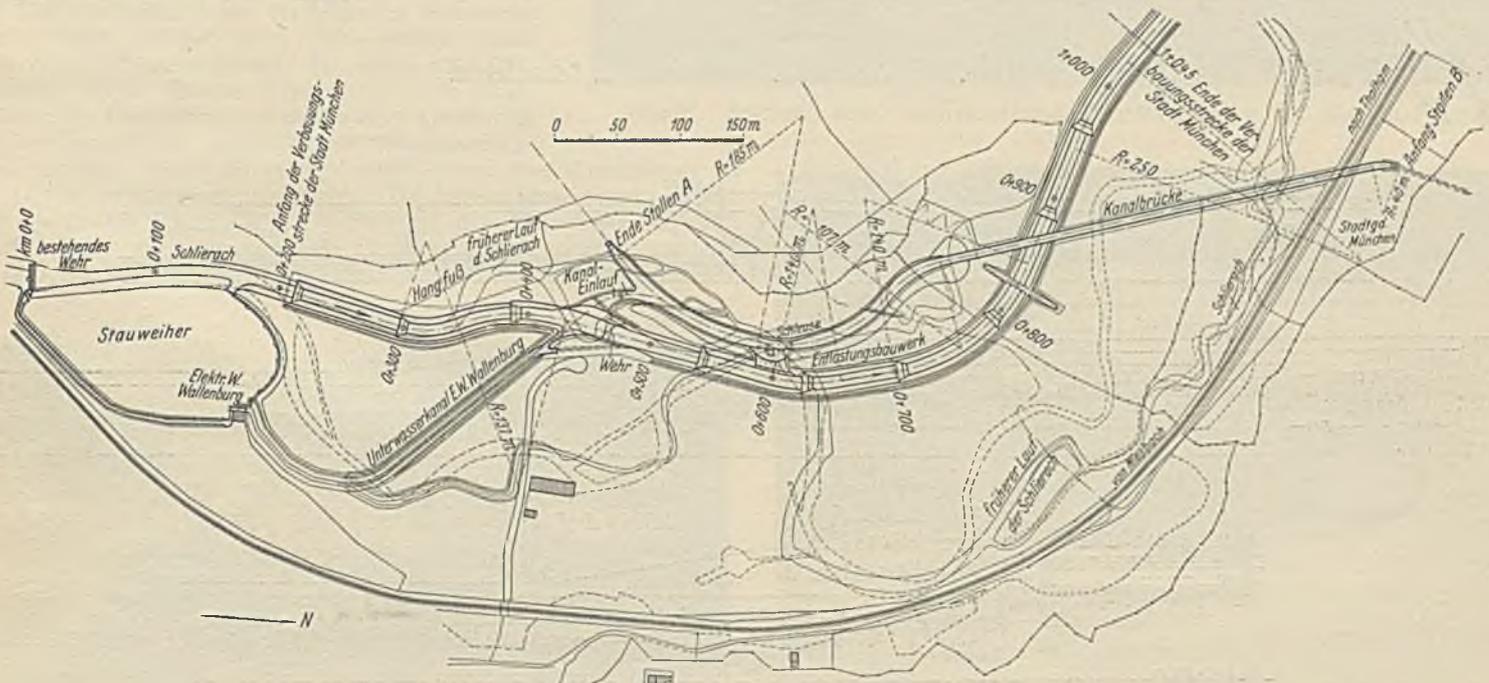


Abb. 34. Kanalführung im Schlierachtal.

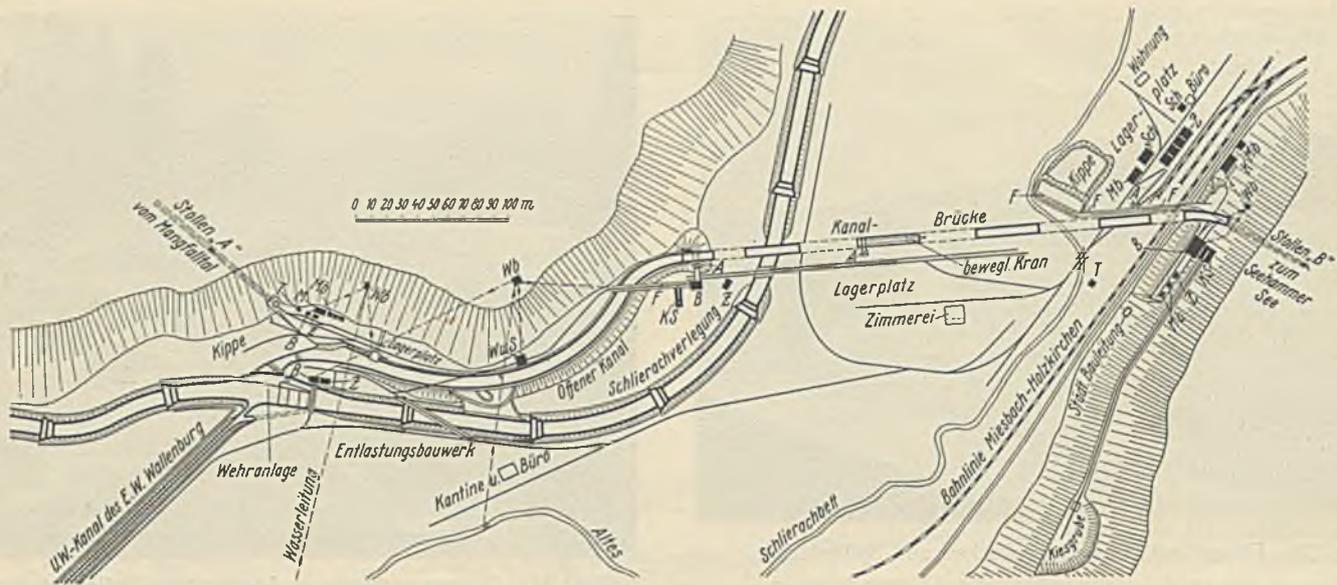


Abb. 34a. Baustelleneinrichtung im Schlierachtal.

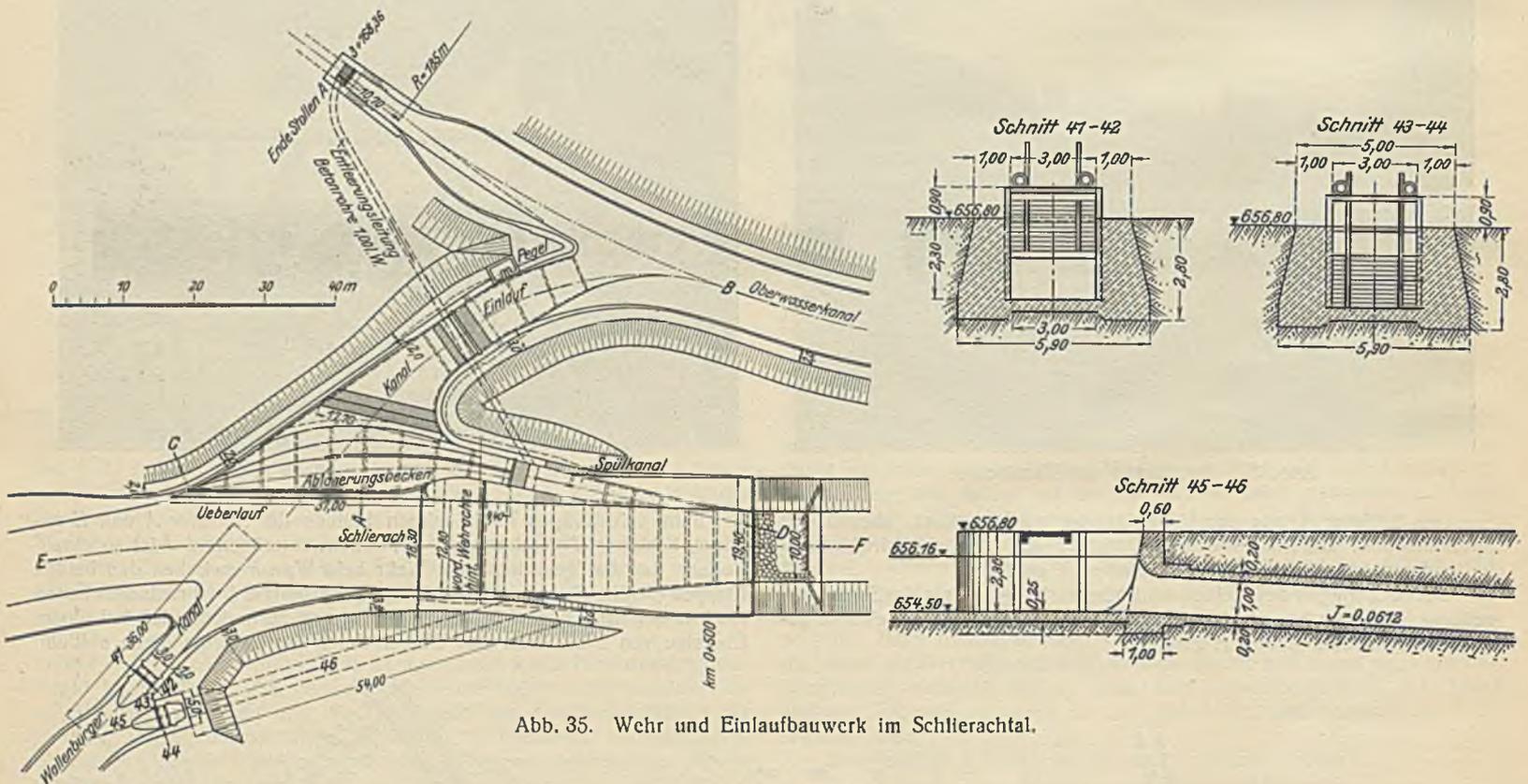
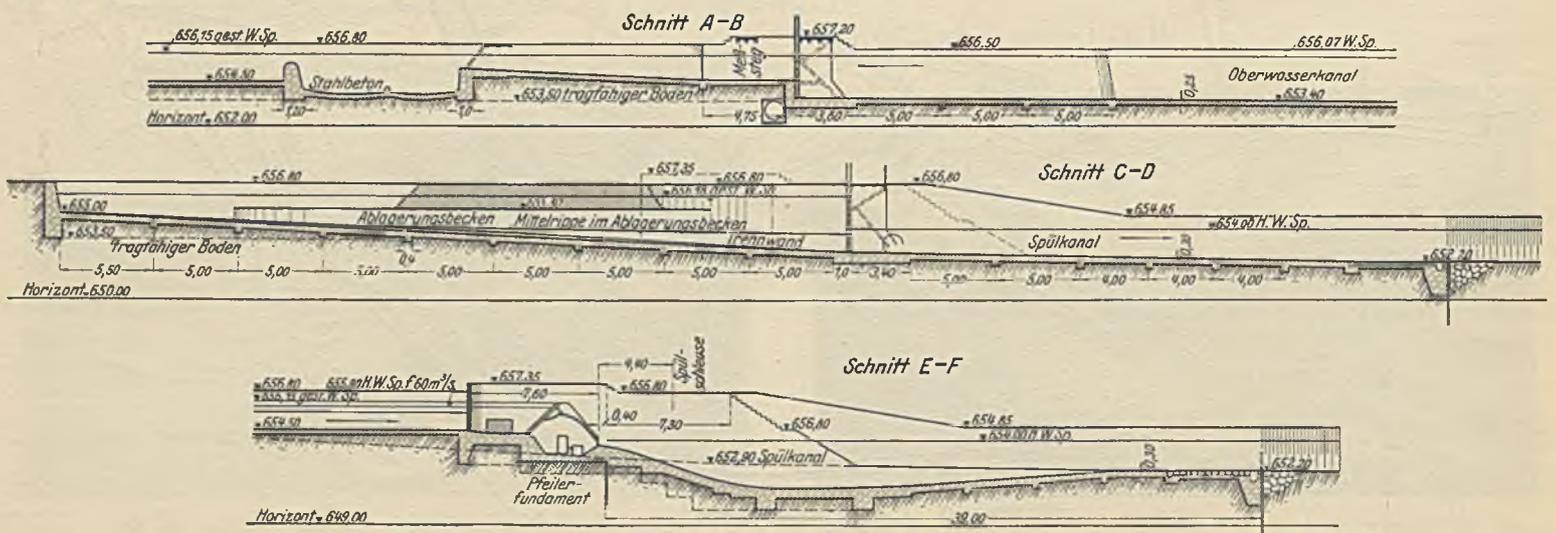


Abb. 35. Wehr und Einlaufbauwerk im Schlierachtal.



Zu Abb. 35.

Zum Spülen der Wehrkammer wird das Dachwehr verriegelt, der Schwimmer S niedergedrückt und so die Drosselklappe voll geöffnet. Der Schieber A wird wiederholt geöffnet und geschlossen, damit das Spülwasser stoßweise eintritt. Das Spülen soll jeweils nach einem schlammführenden Hochwasser vorgenommen werden.

Vor dem Schlierachwehr mündet noch der Unterwasserkanal des kleinen Elektrizitätswerkes Wallenburg ein. Dieser Unterwasserkanal kann aber auch durch eine Rohrleitung in das Flußbett unterhalb des Wehres eingeleitet werden. Das durch das Wehr gestaute Schlierachwasser tritt durch das Einlaufbauwerk in den offenen Kanal, der mit dem Stollenauslauf A zusammengeführt ist, ein. Der Einlauf liegt nahezu in der Richtung des Stromstriches und geschieht über eine 29 m lange Einlaufschwelle, deren Überfallkrone 1,10 m über der Sohle und 0,60 m unter dem höchstgestauten Wasserspiegel liegt. Dieser Absatz soll das Einschleppen von Geschiebe verhindern. Bei einem Stau von 656,15 und einer Überfallhöhe von 60 cm ist die übertretende Wassermenge 14,40 m³/sek. Für gewöhnlich ist diese Höchstentnahme nicht erforderlich, da, dem gewählten Fassungsvermögen des Überleitungskanals entsprechend, in der Regel die von der Mangfall kommenden 10 m³ durch Einleitung der Schlierach auf 14,40 m³ aufgefüllt werden sollen. Es kann aber vorkommen, daß die Schlierach Hochwasser führt, während in der Mangfall noch Wasserklemme herrscht. Bei tiefem Seestand ist dann das in der Mangfall fehlende Wasser bis 14,4 m³/sek aus der Schlierach allein zu entnehmen. Hinter der Einlaufschwelle ist, wie am Einlaufbauwerk der Mangfall, ein Kiesfang angelegt, in dem sich die über die Einlaufschwelle gelangten Geschiebe ablagern sollen. Der Kiesfang ist nach unten in einen zweiteiligen Spülkanal zusammengezogen, der am Ende des Wehrsturzbodens in das Mutterbett mündet. Aus dem Ablagerungsbecken tritt das Wasser in den Einlauf zum Überleitungskanal, an dieser Stelle ist nochmals eine Schwelle von 0,90 bis 2 m Höhe über der Sohle des Spülgerinnes vorgesehen; auch dieser Absatz dient zur Abhaltung von Geschiebe. Zum Auffangen von Treibzeug ist über dieser Schwelle ein Grobrechen vorgesehen. In einer Entfernung von 16 m hinter der Schwelle ist die Einlaßschleuse mit einer versenkbaren Schütze von 1,70 m Tafelhöhe angeordnet. Die Gerinnebreite beträgt hier 6 m zwischen den senkrechten Ufermauern. Hinter der Einlaßschleuse findet die Überführung in den von der Mangfall herkommenden Überleitungskanal statt.

Das vom Stollen A und der Schlierach kommende Wasser wird zunächst durch einen offenen Kanal zum Aquädukt weitergeleitet, der später näher beschrieben wird. Zwecks Vermeidung einer Überspülung des Aquäduktes und zur etwaigen Absperrung ist, wie aus Abb. 41 ersichtlich, ein Entlastungsbauwerk angelegt. Dieses Entlastungsbauwerk kann eine Wassermenge bis zu 14,4 m³ zum Mutterbett abführen. Die Konstruktion ist so gestaltet, daß durch die Überschwellen zunächst das Mehrwasser abgeführt wird. Sollte aus irgendwelchen Gründen der Aquädukt abgesperrt werden, so fällt die ganze Wassermenge zunächst über das Übereich,

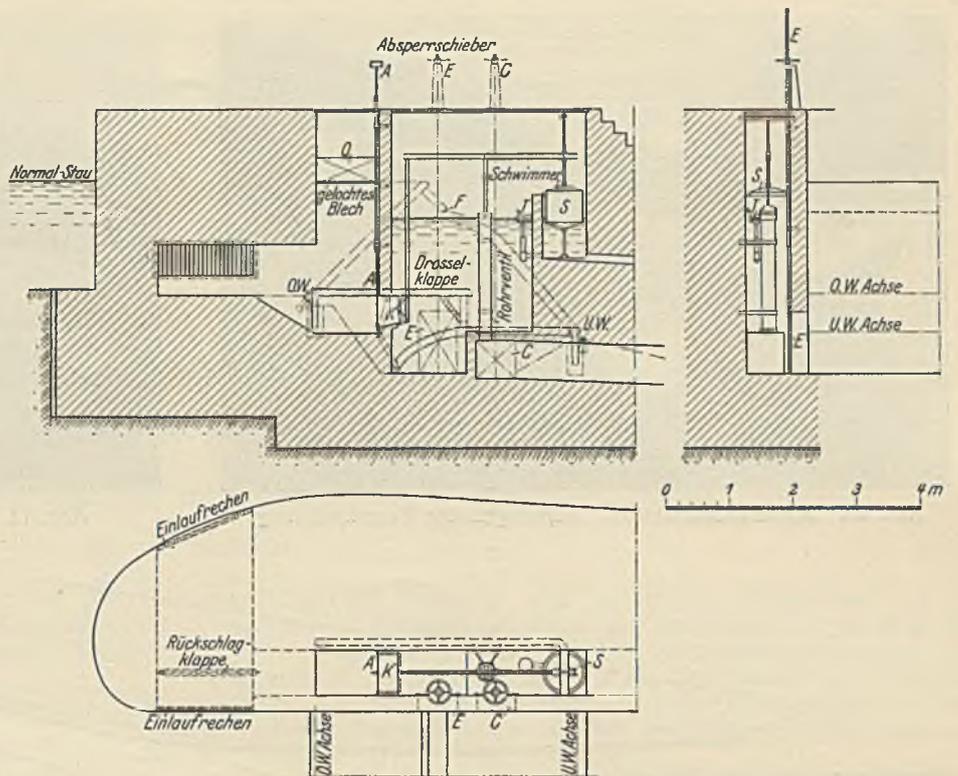


Abb. 36. Hydraulisches Dachwehr.

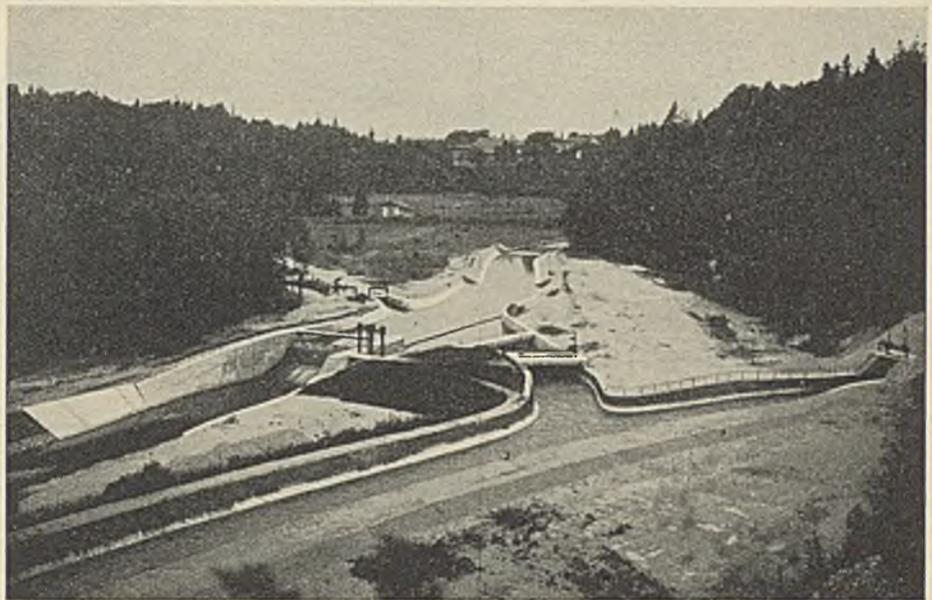


Abb. 37. Schlierachwehr, Stollenauslauf A, Einmündung des Wallenburger-Kanals.

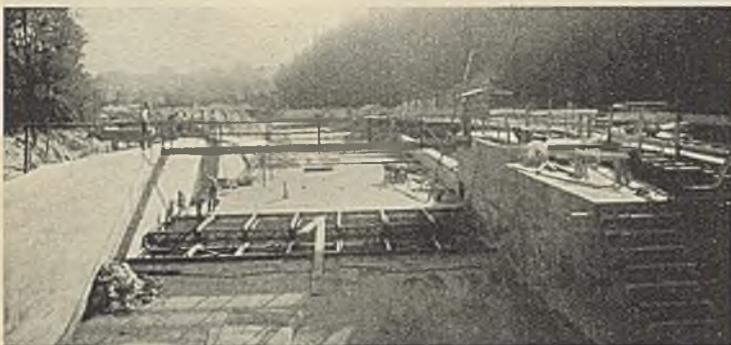


Abb. 38. Wehranlage in der Schlierach, Montage des Dachwehres.

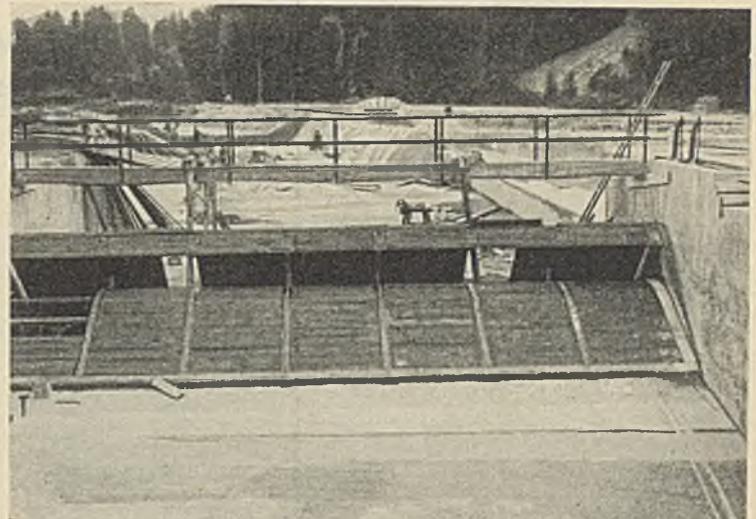


Abb. 39. Dachwehranlage.

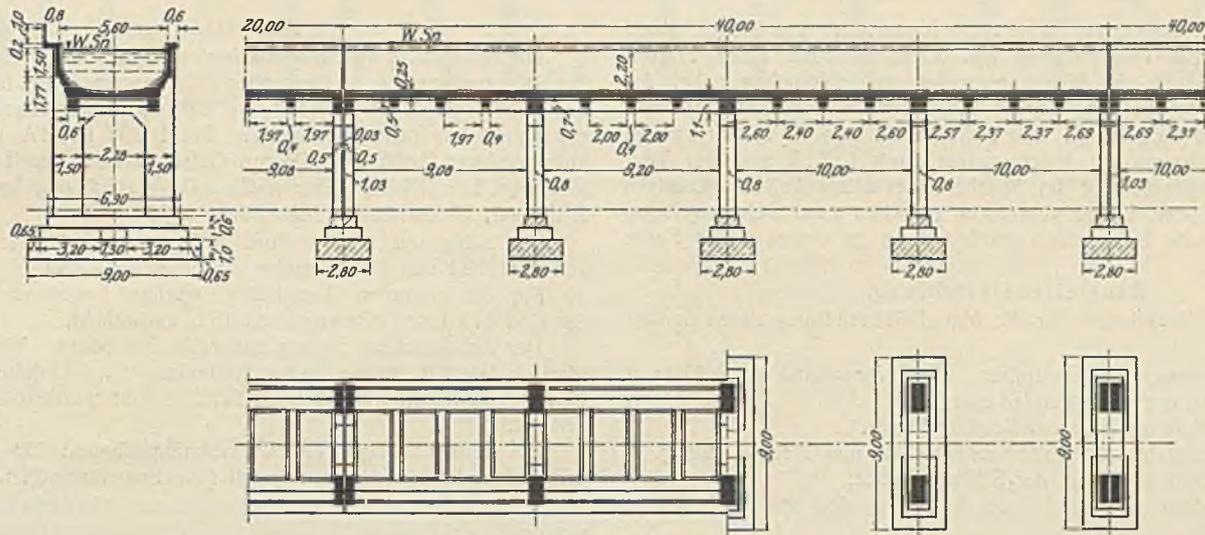


Abb. 45. Aquädukt.

von hier zum Teil durch die gekrümmten Rohrleitungen und zum Teil über die zweite Überlaufschwelle. Die von dieser Überlaufschwelle stürzende Wassermenge prallt mit der von den Rohrleitungen entgegengesetzt kommenden Wassermenge aufeinander, wodurch die Energie vernichtet wird und sodann das Wasser ruhig über die dritte Schwelle in das Mutterbett abfließt. Die Schnellschlußschütze ist so konstruiert, daß bei einer bestimmten Differenz zwischen dem Wasserspiegel im Stollenauslauf A und dem Aquädukt unterhalb der Schütze die Schützentafel selbsttätig herunterfällt und das Gerinne abschließt.

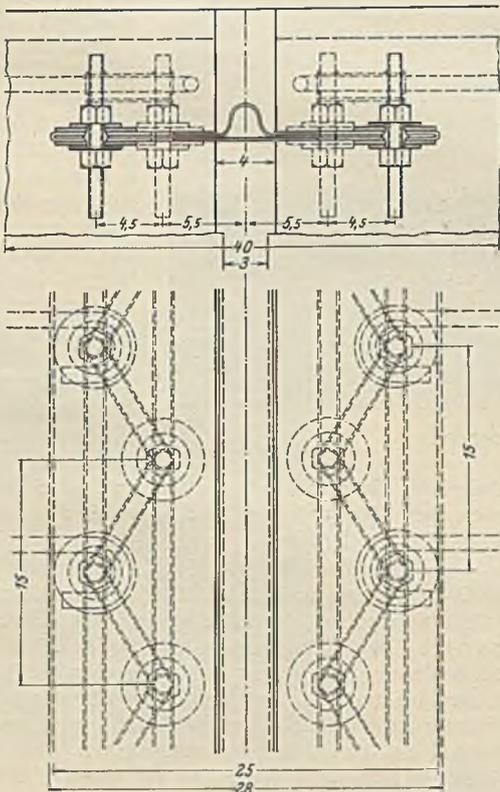


Abb. 46. Ausbildung der Dehnungsfuge.

ausgeführt. Die Trogwände sind für seitlichen Wasserdruck und als Tragbalken — durchlaufende Träger auf fünf Stützen mit je 10 m Abstand — berechnet. Die Stützweite der Schlierachbettüberquerung beträgt 17,83 m, die Stützweite über die Bahnlinie Holzkirchen—Schliersee 14,58 m. Alle 40 m sind Dehnungsfugen nach Abb. 46 angeordnet. Die gewellten Kupferblechstreifen zwischen Walzbleilagen wurden zunächst

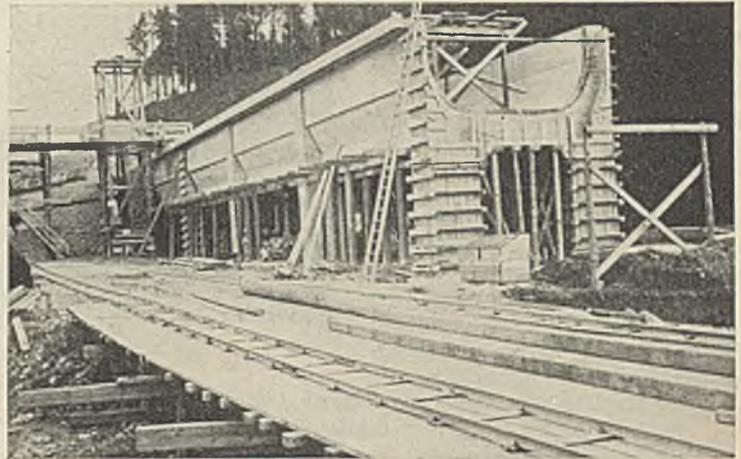


Abb. 47. Ausgeschaltetes Feld des Aquädukts.

Aquädukt.
(Abb. 43, 44, 45, 46, 47, 48 u. 49.)

Der Aquädukt von 360 m Länge überquert das ganze Schlierachtal und steht auf 31 Eisenbetonpfeilern, der Trog selbst ist ebenfalls in Eisenbeton

verschraubt und dann mit Rundeseisen der Eisenbetonbewehrung des Troges fest verbunden und einbetoniert. Der Raum über den Kupferblechrinnen wurde mit Adiodon verstrichen und mit Mastix ausgegossen. Der Eisenbetontrog ist begehbar gemacht durch die Anlage eines 60 cm breiten, ausragenden Banketts. Die Fundierung mußte in Anbetracht der Wichtigkeit des Bauwerkes, bei dem keinerlei Setzungen eintreten dürfen, mit größter Vorsicht ausgeführt werden. Im Hinblick auf den Untergrund (leittiger Kies) wurde nur eine Bodenpressung von 1,50 kg/cm² zugelassen.

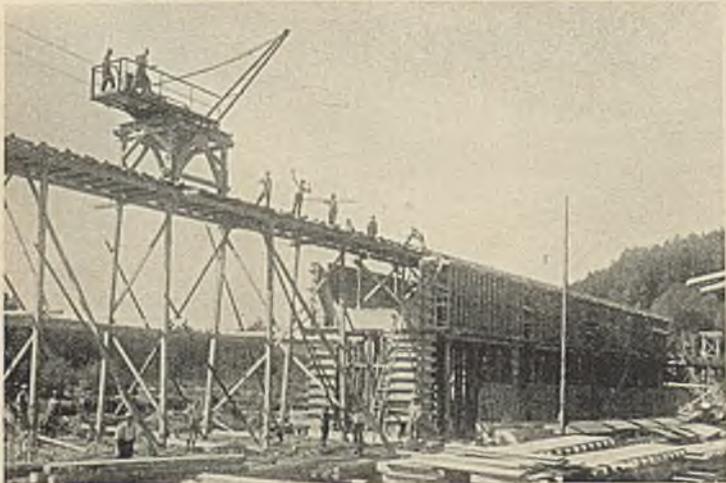


Abb. 48. Aquädukt in Schalung.

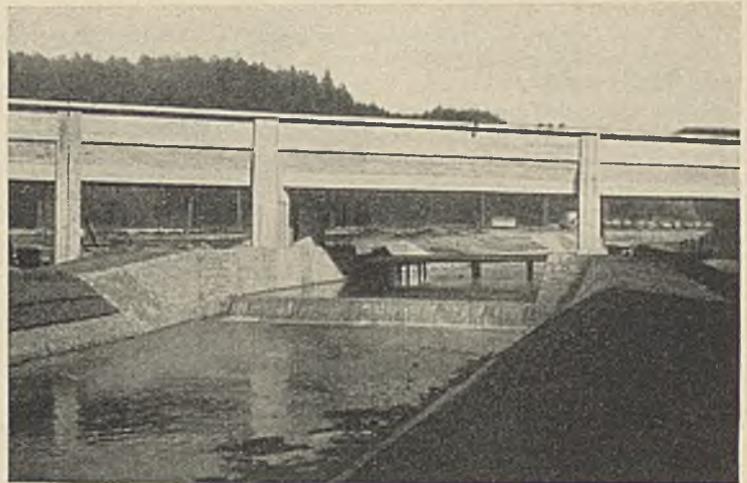


Abb. 49. Kreuzung des Aquädukts mit der Schlierach.

Um am Profil zu sparen, erhielt die Innenfläche des Troges einen Spiegelputz und zur Verhinderung von Algenbildungen einen Inertol-anstrich. Zum Schutze des Eisenbetontroges gegen Rauchgase bei der Bahnüberquerung wurde eine eigene Schutzkonstruktion aus Holz und Eisen an dem Trog aufgehängt. Die Fundamente und die Pfeiler wurden mit Eisenportlandzement im Mischungsverhältnis 1:3:6 und der Trog mit Dyckerhoff-Doppelzement im Mischungsverhältnis 1:3:3 betoniert. Es wurde jeweils eine Länge von 40 m zwischen zwei Dehnungsfugen ausgegossen, und die Lehrgerüste wurden dann zu einem neuen Felde wieder verwendet.

Baustelleneinrichtung.

Die gesamten Bauarbeiten für die Mangfallüberleitung waren in fünf Lose aufgeteilt:

Los I: Einlaufbauwerk, Wehrrumbau, Oberwasserkanal und 1700 m Stollen A von der Mangfallseite.

Los IA: 800 m Stollen A von der Schlierachseite.

Los IIA: Schlierachwehr mit Schlierachkorrektur und Eisenbetontrog.

Los IIB: 1300 m Stollen B von der Schlierachseite.

Los III: 2000 m Stollen B mit Schacht in Reichersdorf und Auslaufkanal zum See.

Der An- und Abtransport der Baumaschinen, Geräte und Baumaterialien für Los I und III fand in Bahnstation Thalham statt. Für Los I konnte ab Bahnhof Thalham das 60-cm-Spurgleis der Papierfabrik Neumühle benutzt werden. Für Los III mußten die Baumaterialien noch mit Fuhrwerk und Lastautos nach den Baustellen in Reichersdorf und Seehamersee geschafft werden.

Zu den Baustellen von Los IA, II A und II B im Schlierachtal führte von Miesbach aus nur eine schmale Straße, die für größere Transporte nicht verwendungsfähig war. Es mußte daher an der Bahnlinie Holzkirchen—Schliersee im Schlierachtal ein eigenes Anschlußgleis angelegt werden, durch das der gesamte An- und Abtransport für die vorgenannten drei Lose bewerkstelligt werden konnte. Das Anschlußgleis war zugleich eine notwendige Entlastung des Bahnhofes Thalham. Für die Versorgung mit Licht und Kraft wurden von der Oberbayerischen Überlandzentrale folgende Transformatorstationen aufgestellt:

für Los I im Mangfalltal eine Station für 100 KVA,

für Los IA, II A und II B im Schlierachtal eine Station von 100 KVA,

für Los III in Reichersdorf beim Förderschacht eine Station von 50 KVA und zwischen Stollenende und Seehamersee eine Station von 100 KVA.

Die Bauunternehmung von Los I und IA machte sich von der Stromversorgung durch die Oberbayerische Überlandzentrale unabhängig, indem sie die der Stadt gehörige Wasserkraftanlage in Weldenau ausbaute und eine Stromleitung zu ihren Baustellen legte. Außerdem stellte sie noch im Mangfalltal zwei Dieselmotoren auf.

In Los III stellte die Unternehmung für die Durchführung der Arbeiten im Druckluftstollen außer dem Elektromotor noch zwei Dampfaggregate auf, um genügende Sicherheit in der Kraftversorgung zu haben.

Bauausführung.

Die Bauzeit für die Mangfallüberleitung erstreckte sich auf zwei Jahre. Die Arbeiten wurden im Dezember 1927 begonnen und im Dezember 1929 der Hauptsache nach beendet, so daß die Inbetriebnahme am 20. Dezember 1929 stattfinden konnte. Los I und Los IA war an die Bauunternehmung Gottfried Hallinger, Gelsenkirchen, Los II A an Gebr. Rank, München, Los IIB an Hüser & Cie., Obercassel, und Los III an Polensky & Zöllner, Niederlassung München, vergeben.

Die Schleusen wurden zum Teil von F. S. Kustermann, München, und zum Teil von J. G. Landes, München, geliefert.

Für die gesamten Bauarbeiten wurden insgesamt 10 050 t Zement, das sind 670 Eisenbahnwagen zu 15 t, verbraucht.

Der Arbeiterstand betrug zeitweise 700 Mann. Während der zweijährigen Bauzeit kamen beim Stollenbau zwei Unfälle mit Todesfolge vor; bei den Baggerarbeiten im Schlierachtal wurde ein Arbeiter tödlich verletzt.

Die sehr umfangreichen Vermessungsarbeiten für die Stollenachsen waren dem Städt. Vermessungsamt München übertragen.

Die zur Festlegung der Stollenachsen erforderlichen Vermessungen wurden im Frühjahr 1927 vorgenommen. Hierbei dienten die vorhandenen Dreieckspunkte der Bayer. Landesvermessung als Ausgangspunkte. Im Zuge der Stollenachsen wurde ein Dreiecknetz durch Einschalten von rd. 20 neuen Dreieckspunkten IV. Ordnung gelegt, mit denen dann die Anfangs- und Endpunkte der Stollen bestimmt werden konnten. Die Vermessung gestaltete sich sehr schwierig, da das ganze in Betracht kommende

Gelände überaus waldreich ist und außerdem die Anfangs- und Endpunkte der Stollen in Tälern bzw. tieferen Geländemulden liegen. Der Berechnung der Dreiecksmessungen und der Stollenachsen folgten sodann in der Zeit vom 7. November bis 6. Dezember 1927 die eigentliche Absteckung der Stollenachsen in der Natur sowie die nötigen Messungen zur Versicherung der Stollenrichtungen. Zur Bestimmung des genauen Höhenunterschiedes zwischen Neumühle und dem Seehamersee wurde noch ein Präzisionsnivelement, angeschlossen an die Höhenmarke des Bahnhofes in Thalham, ausgeführt.

Während des Stollenvortriebes wurde die Einhaltung der Achsen wiederholt einer Kontrolle unterzogen. Bei den Stollendurchschlägen traten zum Teil gar keine, zum Teil nur unwesentliche Differenzen von einigen Zentimetern auf.

Der Bauentwurf für die Mangfallüberleitung wurde nach dem vom Städt. Tiefbauamt und den Städt. Elektrizitätswerken gemeinsam aufgestellten Vorentwurf durch das Ingenieurbüro Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. e.h.r. Schmick, dem schon seinerzeit für die Leitzachwerk AG. Planentwurf und Bauleitung übertragen waren, ausgearbeitet. In die gesamten Vorarbeiten bis zur Erstellung der fertigen Bauten teilten sich in gemeinsam geführter Arbeit die Städt. Elektrizitätswerke, das Städt. Tiefbauamt, das Fiskalreferat, das Städt. Vermessungsamt und Hochbauamt. Die unmittelbare Bauleitung hatte das Tiefbauamt, Abteilung für Wasser- und Brückenbau, in Händen.



Abb. 50. Seehamersee.