

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 26. Juni 1931

Heft 28

Alle Rechte vorbehalten.

Verstärkungsarbeiten an der Ziemstalbrücke bei Liebschütz.

Von Reichsbahnoberrat Kilian, Erfurt.

Die von Triptis nach Lobenstein in den wildromantischen Tälern der oberen Saale und des Otterbaches stark ansteigende eingleisige Nebenbahn überschreitet zwischen den Stationen Liebschütz und Lückenmühle in einer Höhe von rd. 36 m eine Seitenschicht des Otterbachtals, das Ziemstal.

Für die Überbrückung dieses etwa 120 m breiten Tales ergab sich bei Erbauung der Bahnlinie in den Jahren 1894 bis 1895 in Anpassung an die Steigung von 1:50 und den kleinen Krümmungshalbmesser von 200 m sowie in Rücksicht auf die unwegsame Gegend und dadurch schwierige Zufuhr der Baustoffe als wirtschaftlichste Form die eiserne Gerüstbrücke, bestehend aus fünf pyramidenförmigen Jochpfeilern von je 10 m Breite und Zwischenräumen von ebenfalls 10 m¹⁾. Als Überbauten auf den Jochen und zwischen diesen wurden Blechträger gewählt. Auf diesen waren eiserne Querschwellen angeordnet, bestehend aus zwei C-Eisen, die mittels dazwischen genieteter Federbügel unmittelbar

bis zu 98 % und in den Spannringen der Rundenisen sogar bis zu 790 % auf. Gleichzeitig zur Messung der Seitenschwankungen vorgenommene Belastungsversuche mit zwei Lokomotiven Gt 46.73 (T 14¹⁾) ergaben bei geringer Geschwindigkeit an den obersten Punkten der Jochpfeiler Ausschläge von 12 mm.

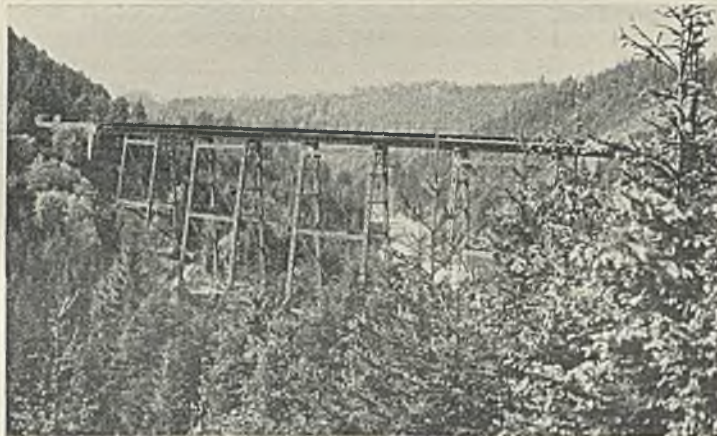


Abb. 1. Brücke vor der Verstärkung.

die Schienen trugen. Die Bügelkonstruktion sollte während des Baues durch entsprechende Verschlebung die genaue Höheneinstellung des Gleises bei etwa eintretenden Ungenauigkeiten der Pfeilerhöhen in bequemer Weise ermöglichen, hatte jedoch den dauernden Nachteil, daß in Ermangelung einer nennenswerten Federung die Stoßwirkungen der Fahrzeuge fast unmittelbar auf die Hauptträger und Pfeiler sich übertrugen, so daß das Bauwerk beim Befahren starken Erschütterungen ausgesetzt war. Die Verstrebung der Jochpfeiler bestand aus einfachen, in den Kreuzungspunkten durch Spannringe zusammengefaßten Rundenisenstäben von 42 bis 50 mm Durchm. Abb. 1 zeigt das Bauwerk vor der Verstärkung in der Gesamtansicht. Abb. 2 gibt einen Querschnitt durch die Fahrbahn im alten Zustande wieder.

Der Berechnung des Bauwerks hatte man zwei vierachsige Schnellzuglokomotiven mit dreiachsigen Tendern im Gesamtgewicht von je 56 t und höchstem Achsdruck von 8 t zugrunde gelegt. Infolge der ständig anwachsenden Betriebslasten zeigten sich beim Befahren Bewegungen des ganzen Bauwerks, insbesondere Seitenschwankungen der Pfeiler, so daß man bereits im Jahre 1904 sich entschließen mußte, die Hauptträger durch Aufnieten von Lamellen zu verstärken und die fünf mittleren Jochpfeiler an ihren unteren Teilen durch seitliche Strebepfeiler zu stützen.

Nach Einführung der neuen Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft wurde in den Jahren 1927 bis 1929 das gesamte Bauwerk unter Zugrundelegung des Lastenzuges G nachgerechnet. Es stellte sich heraus, daß die Quer- und Windverbände der Hauptträger, die waagerechten Verbände, Diagonalverstreibungen und Verankerungen der Jochpfeiler sowie ihre aus Bruchsteinen hergestellten Fundamente den Beanspruchungen nicht gewachsen waren. So traten bei den Windverbänden der Hauptträger Überbeanspruchungen bis zu 117 %, bei den Diagonalen des Querverbandes

¹⁾ Eine eingehende Beschreibung der Brücke befindet sich in der Z. f. Bauwes. 1896, S. 531 ff.

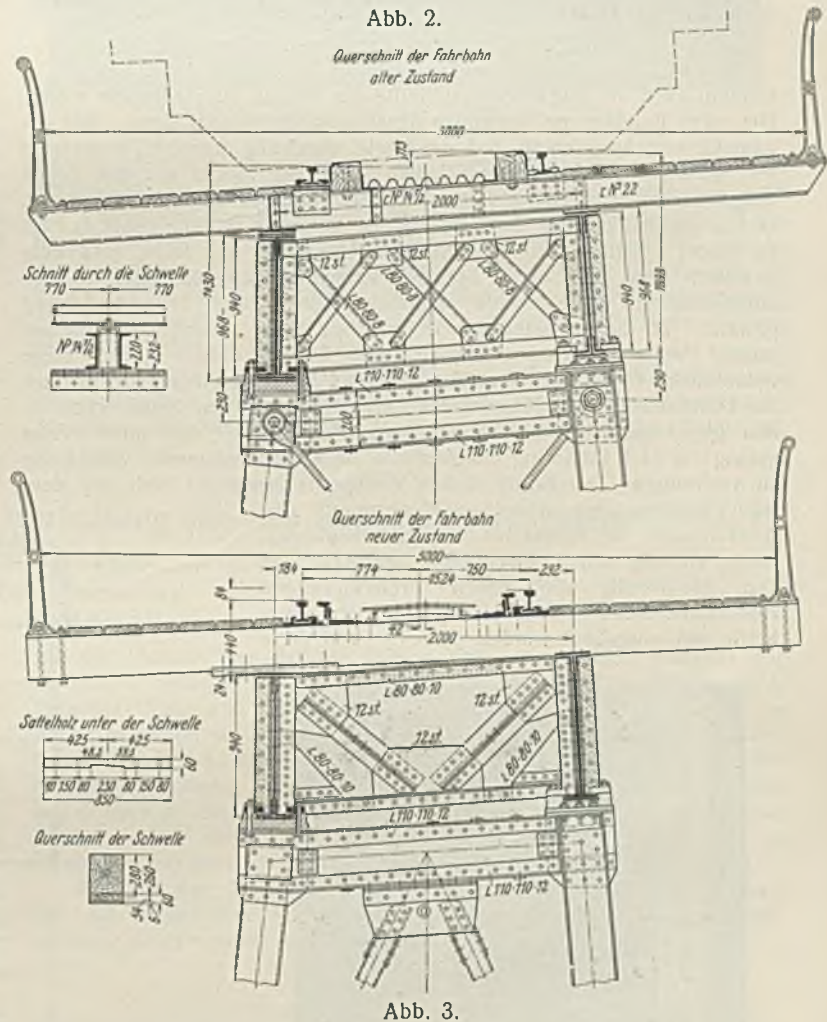


Abb. 3.

Um das Bauwerk dem Lastenzuge G anzupassen, wurden umfangreiche Verstärkungsentwürfe für alle zu schwach befundenen Teile aufgestellt, u. a. auch ein solcher, der die Ummantelung der Joche durch Eisenbeton vorsah. Letzterer Entwurf wurde jedoch wegen der Schwierigkeit der erschütterungsfreien Ausführung des Betons während des Betriebes verworfen und die Verstärkung in Stahl St 37 gewählt.

Zur Milderung der Stoßwirkungen der Fahrzeuge wurden die eisernen Fahrbahnschwellen mit ihrer Bügelkonstruktion beseitigt und durch hölzerne Brückenbalken über den Hauptträgern ersetzt (Abb. 3). Hierdurch erreichte man neben einer elastischen Übertragung der Raddrücke eine zweckmäßige Befestigung des Oberbaues und der Leitschienen. An Stelle der schlaffen, aus Flacheisen bestehenden Windverbände der Hauptträger traten solche aus Winkeleisen. Die Querverbände in den Endfeldern der Hauptträger wurden zur Aufnahme der Nietkräfte verstärkt, während die mittleren bestehen bleiben konnten. Die Umänderungsarbeiten an der Fahrbahn gestalteten sich dadurch besonders schwierig, daß sie unter Aufrechterhaltung des Betriebes in den nur kurzen Zugpausen unter Zuhilfenahme von Hängegerüsten ausgeführt werden mußten.

Nach Beendigung dieser Arbeiten ging man an die Verstärkung der Pfeilerfundamente. Die Nachrechnung hatte ergeben, daß nicht nur die Masse der Pfeiler zur Aufnahme der wirkenden Kräfte zu gering war,

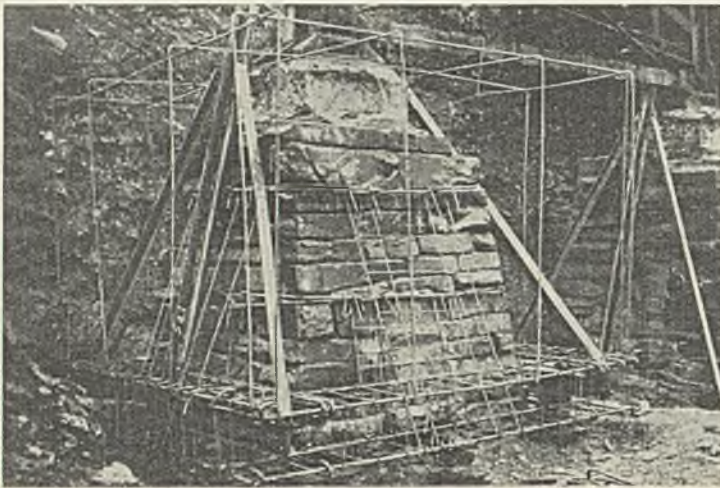


Abb. 5. Verstärkung der alten Pfeilersockel.

sondern auch die Zugankerquerschnitte der Stützen zu verdoppeln waren. Die alten Fundamente bestanden aus Grauwackenbruchsteinen. Die genaue Untersuchung ergab, daß der Mörtel durchweg zermürbt, ausgelaugt und sandig war. In welchem hohen Maße der Mörtel aus den Fugen ausgewaschen war, zeigte sich nach dem Aufbruch einer Ankerkammer, in der Kalksäulen bis zu 69 cm Höhe gefunden wurden (Abb. 4). Da zu einem vollständigen Abbruch eine Abfangung der Joche notwendig gewesen wäre und diese bei der Verschiedenartigkeit aller Stützen außerordentlich hohe Kosten verursacht hätte, wurde folgende Lösung gewählt. In die nacheinander freigelegten Sockel wurden ringsherum mittels Preßluft Bohrlöcher bis zu 90 cm Tiefe getrieben und in diese unter einem Druck von 20 at Zementmörtel so lange eingepreßt, bis sich die Durchsetzung des Mauerwerks durch Auftreten von Feuchtigkeit an den gegenüberliegenden Stellen bemerkbar machte. Auf diese Weise gelang es, nach Erhärtung des Zements die alten Fundamente vollständig zu verfestigen. Der Erfolg dieses Verfahrens bestätigte sich bei dem nachfolgenden treppenförmigen Abstemmen. Als dann wurden die Pfeiler bis zur Fundamentunterkante allseitig durch Eisenbeton umzingelt, in den gleichzeitig die neuen dreieckförmigen Ankerkonstruktionen für die Aufnahme der Zugkräfte mit eingebaut wurden (Abb. 5). Auf diese

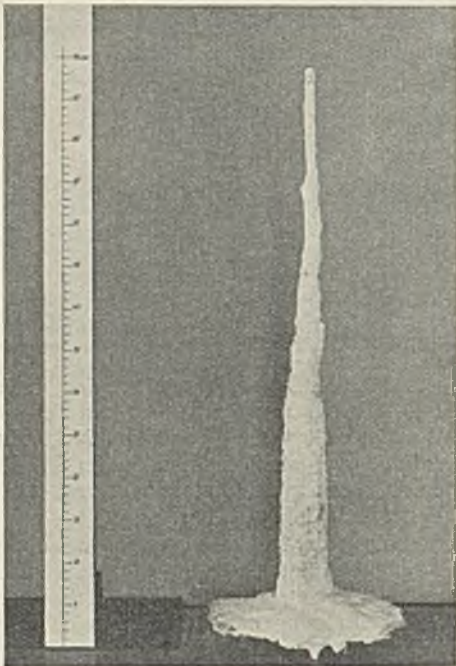


Abb. 4.

In einer Ankerkammer der Pfeilersockel aufgefundene Kalksäule von 69 cm Höhe.

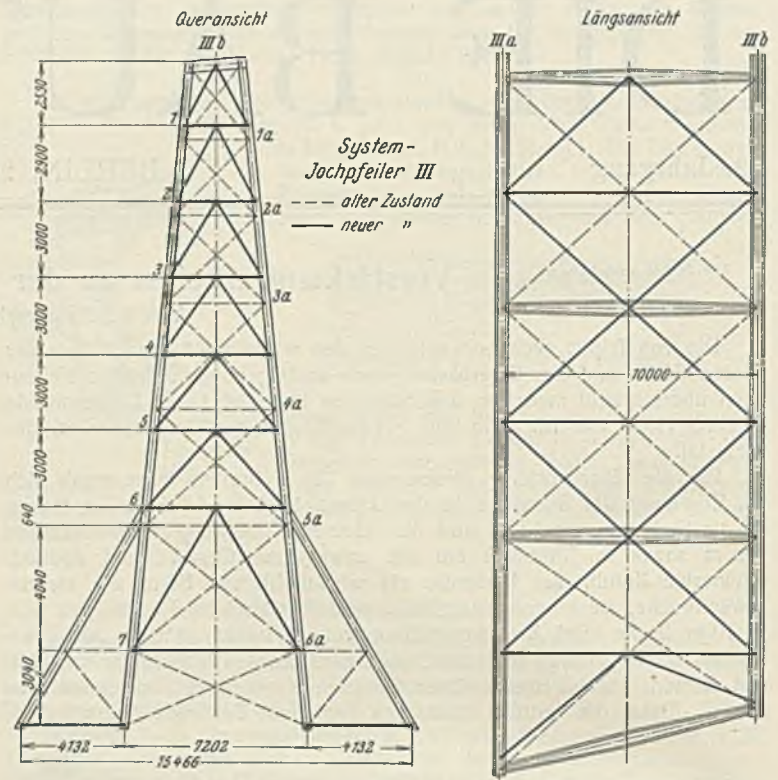


Abb. 6.

voller Sicherheit aufrechterhalten zu können, wurden neue Geschoßeinteilungen in der Längs- und Querrichtung derart festgelegt, daß die neuen Knotenbleche in den Eckpfosten unabhängig von den bestehenden Verbänden angeschlossen und die neuen Riegel und Streben vor dem Entfernen der alten Füllstäbe eingebaut werden konnten (Abb. 6).

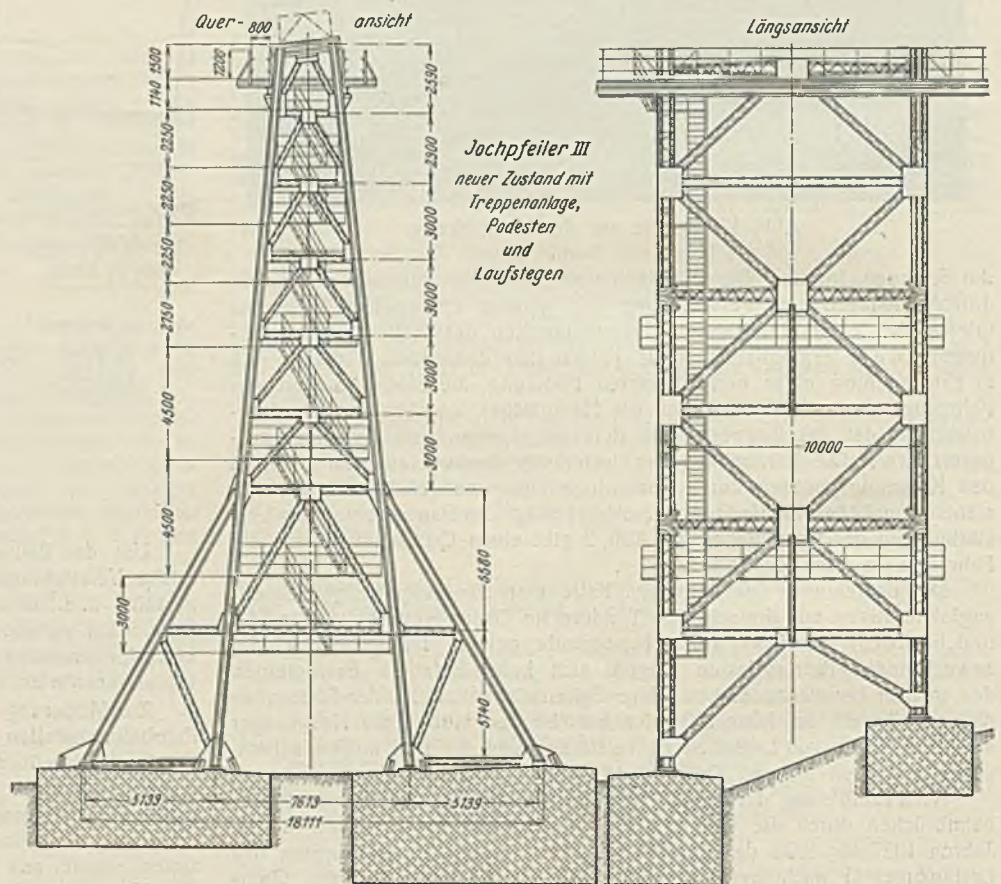


Abb. 7.

Weise sind insgesamt 30 Pfeilersockel verstärkt worden, wobei ihre Masse um rd. 100% erhöht wurde.

Nach Fertigstellung der Fundamentarbeiten ging man an die Auswechslung der zu schwachen Längs- und Querverbände der eisernen Jochpfeiler. Um jederzeit den Eisenbahnbetrieb auf der Brücke mit

Wegen der Verschiedenartigkeit der Pfeiler waren die Entwurfsarbeiten umfangreich und zeitraubend, zumal alle Maße für jeden neu einzufügenden Bauteil einzeln an Ort und Stelle genau aufgenommen werden mußten. Auch die Auswechslungsarbeiten, für die jeder Pfeiler eingerüstet wurde, beanspruchten zur Erzielung eines innigen Verbandes mit der alten Kon-



Abb. 8. Gesamtansicht der verstärkten Brücke.

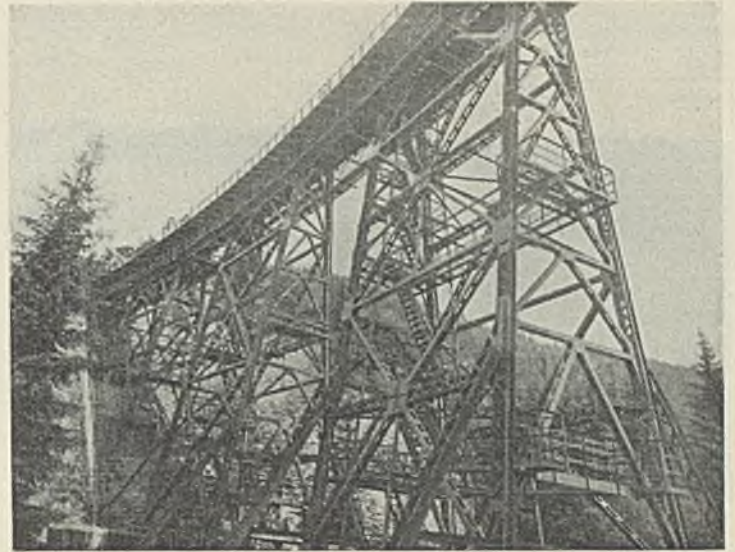


Abb. 9. Teilansicht der verstärkten Joche.

struktion und zur Erreichung der vorgesehenen Käufwirkungen ein Größtmaß von genauer, sachgemäßer Ausführung. An neuem Material wurden rd. 224 t Stahl St 37 eingebaut, 8265 alte Nieten entfernt und etwa 32 800 neue Nieten geschlagen.

Für die Besichtigung, Prüfung und Unterhaltung des Bauwerks sind zu beiden Seiten der Hauptträger über die ganze Brücke 0,80 m breite Gangbahnen angebaue. Auch die Pfeiler haben in ihrer ganzen Höhe Treppen und Podeste erhalten, so daß die bequeme Zugänglichkeit überall gewahrt ist und bei notwendig werdender Erneuerung des Anstrichs an Gerüstkosten bedeutende Ersparnisse erzielt werden (Abb. 7).

Abb. 8 gibt eine Gesamtansicht der verstärkten Brücke, Abb. 9 eine Teilansicht der fertigen Joche. — Die Entwurfsarbeiten wurden unter der Oberleitung des Verfassers aufgestellt. Die Verstärkungen der Fahrbahn führte die Firma Hermann Rüter, Langenhagen-Hannover, aus, die der Jochpfeiler die Firma Ernst Pfeffer, Gispersleben-Erfurt, und die Firma C. H. Jucho, Dortmund, die Fundament- und Eisenbetonarbeiten die Eisenbeton-AG. vorm. Vetterlein & Co. in Erfurt. Die Bauausführung nahm drei Jahre, 1927 bis 1929, in Anspruch.

Die gesamten Kosten betrugen 453 587 RM. Hiervon entfielen auf die Hauptträger und Fahrbahn 46 500 RM, auf die Eisenarbeiten der Jochpfeiler 275 000 RM und auf die Fundamentverstärkungen 120 000 RM.

Die Untersuchung des Baugrundes und die Wasserhaltung für den Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat W. Otto, Bremerhaven.
(Schluß aus Heft 27.)

Für die Schleusenhäupter waren die Baugruben in den Jahren 1914 bis 1916 bereits bis — 4 ausgehoben. Eine Verlegung der Häupter hätte deshalb neben wesentlicher Bauverzögerung erhebliche Unkosten verursacht. Außerdem zeigte die Untersuchung, daß bei einer Verschiebung der Häupter nach Westen günstigere Bodenverhältnisse nicht angetroffen wurden. Dagegen war es möglich, durch Verlegung der ursprünglich auf der Westseite der Häupter vorgesehenen Torkammern auf die Ostseite, die Baugruben der Häupter beizubehalten. Durch die Verschiebung der Schleusenachse um 47 m nach Westen wurde erreicht, daß bessere Bodenverhältnisse für einen großen Teil der gefährdeten Kajestrecken in dem Außenvorhafen und der Kammer angetroffen wurden und daß durch Loslösen des Landesschutzdeiches von der Mauer die freie Höhe der Kajen

auf der Ostseite des Außenvorhafens um 1 m geringer gestaltet und die Kajen entlastet werden konnte. Die östliche Kammerkaje wurde ebenfalls durch den Umstand, daß Bahn und Straßenverkehr von der Mauer um 47 m abrückten, stark entlastet. Ein weiterer Vorteil der Verschiebung auf der Ostseite des Außenvorhafens war, daß der neue Landesschutzdeich getrennt landeinwärts von der Mauer errichtet werden konnte und dadurch die Bauausführung der dortigen Kajenstrecke vereinfacht wurde. Außerdem war der Landesschutzdeich während des Baues weniger gefährdet als bei der zuerst vorgesehenen Linienführung der Bauwerke.

Kosten der Bodenuntersuchung. An Arbeitsstunden wurden für 1 lfd. m Bohrtiefe („Mittelwert“ aus der Bodenschicht der Einzelbohrung) aufgewendet:



Abb. 10. Beginnende Rutschung.



Abb. 11. Beginnende Rutschung.

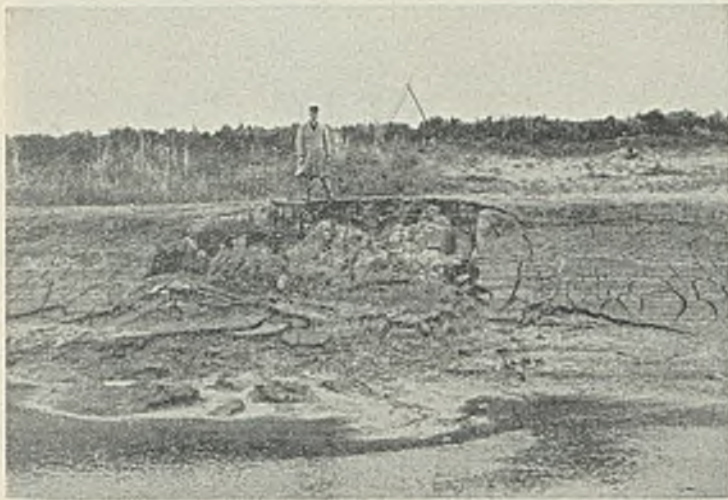


Abb. 12. Rutschung.

2. Die Beobachtung des Baugrundes während der Bauzeit.

Die tief ausgehobenen Baugruben im Klei zeigen oft sehr langsam, oft aber auch rasch einsetzende Bewegung des Bodens. Daher war es notwendig, den Boden unter regelmäßige und eingehende Beobachtung zu stellen, einmal um durch Bewegungen des Bodens eingetretene Verschiebung in den Hauptbauwerkabsteckungen rechtzeitig wieder einrichten zu können, ferner um eingetretenen Bodenbewegungen möglichst frühzeitig entgegenarbeiten zu können, ehe die Ausführung der Bauten gestört oder bereits vorhandene Bauteile gefährdet werden konnten.

Die fristgemäße Durchführung des Bauprogramms erforderte, daß im Beginn des Jahres 1928 an den binnendeichs liegenden Baugruben der Kajen an fünf Stellen gleichzeitig der Bodenaushub bis $-2,10$ begonnen und bis Ende des Jahres fertiggestellt sein mußte, damit Ramm- und Betonarbeiten und Hinterfüllung folgen konnten.

Somit lagen

1. sämtliche Kajebaugruben von Ende 1928 bis Mitte 1930 mit 1:3 geneigten Böschungen um rd. 8 m tiefer als das Gelände,
2. die Baugruben der Häupter mit offener 1:3 geneigter Böschung bis $-7,5 = 13,5$ m, dazu der Aushub zwischen Spundwänden im Jahre 1929 bis $-17 =$ rd. 21 m unter Gelände und
3. die Baugrube für den Drehbrückenpfeiler ebenfalls bis -4 mit Böschung und zwischen Spundwänden bis $-15 =$ rd. 20 m unter Gelände.

Unmittelbar nach dem offenen Abpumpen des Wassers aus den Häupterbaugruben traten dort, wo Moorschichten in der Böschung zutage kamen, kleinere Rutschungen auf (Abb. 10 bis 12), und es mußten die Baugrubenböschungen an einzelnen Stellen mit Faschinen und Grobkies dräniert werden, um Bodenausspülungen zu verhindern. Risse im Gelände wurden gedichtet, damit sich nicht durch Regenwasser der Boden auf größeren Gleitflächen in Bewegung setzte.

Die Bauabsteckung und ihre Sicherung. Durch eine weit über die Baustelle in sicheres Gelände hinausreichende und vermarkte Hauptvermessungslinie wurde die Absteckung der Bauwerke mit Hilfe von Sicherungsmessungen (Abb. 13) festgelegt, auf die sämtliche Bauwerkachsen eingemessen waren. Die Hauptvermessungslinie wurde von Punkten aus

	Klei	Sand	Urton	Mittel aller Bodenarten
höchster Mittelwert . . .	6,4	18,07	42,5	11,1
niedrigster Mittelwert . . .	1,38	1,18	3,34	2,7
im Mittel	2,8	4,93	10,8	6,1

Dabei sind für die Mittelwerte aus allen Bodenarten für den höchsten Wert die besonders hohen Mittelwerte aus den vier Tiefbohrungen bis 50 m Tiefe unberücksichtigt geblieben, weil sie den Durchschnitt zu ungünstig erscheinen lassen würden, während sie im höchsten Mittelwert für den Urton enthalten sind. Schaltet man hier die ungünstigen Werte für die großen Tiefen aus, so ermäßigt sich

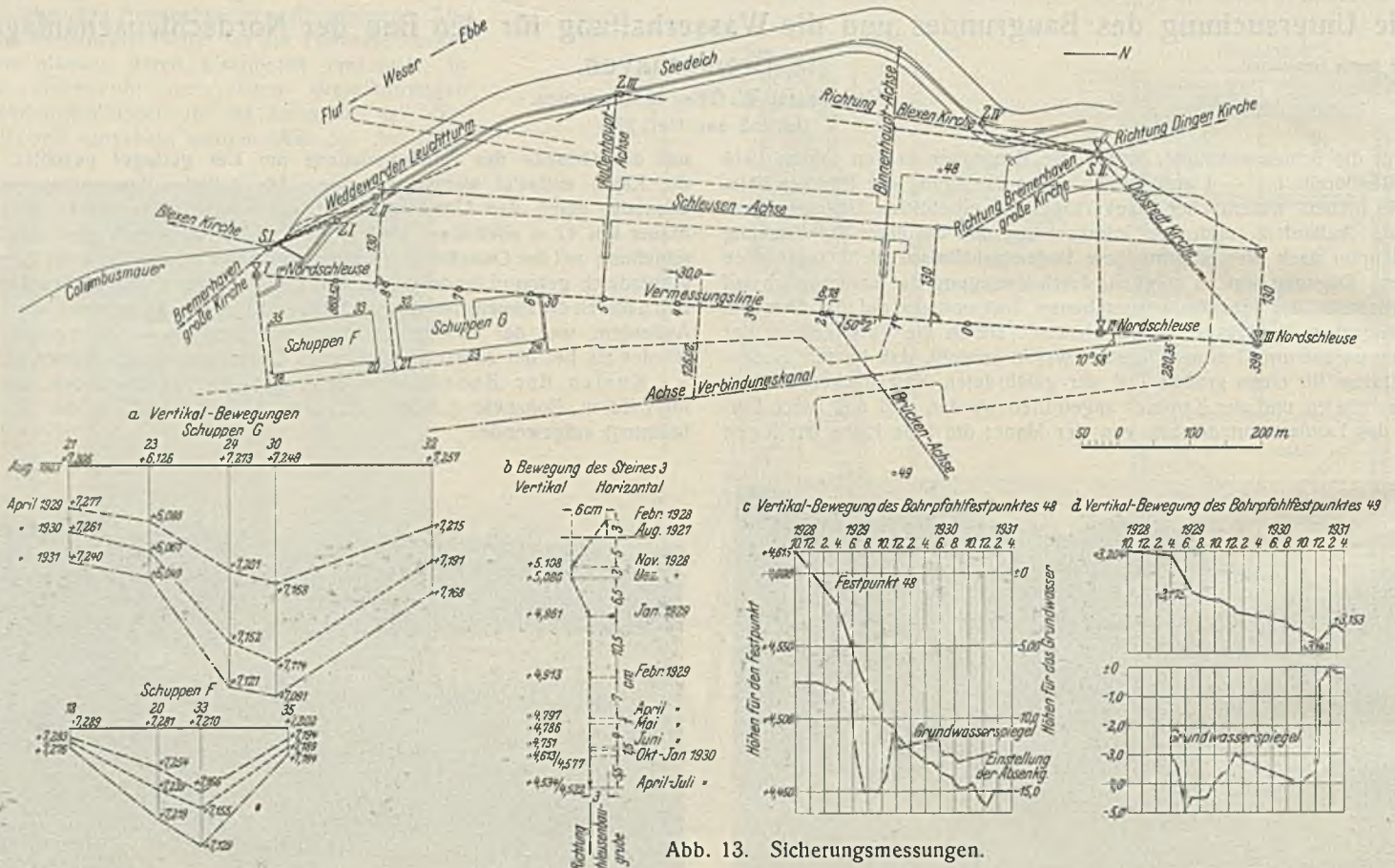


Abb. 13. Sicherungsmessungen.

der Wert von 42,5 auf 30 Stunden für 1 lfd. m Bohrung im Urton. Ferner blieben bei Angabe der Grenzwerte für Sand einige Fälle unberücksichtigt, wo längere Meißelarbeit zur Beseitigung von Findlingen notwendig war.

Insgesamt wurde für die Bodenuntersuchungen ein Betrag von rd. 180 000 RM aufgewendet, d. h. etwa 1/2% der Bausumme.

nachgeprüft, die auf entfernt liegende Kirchtürme mit Winkelmessung festgelegt waren. Eine Nachmessung dieses Hauptvermessungserlappes fand vierteljährlich, zur Zeit der großen Erd- und Wasserbewegung sogar monatlich statt.

Zur Nachprüfung der Höhenänderungen wurden an den auf Sandpfählen gegründeten Schuppen F und G und an der Kaje des Verbindungs-

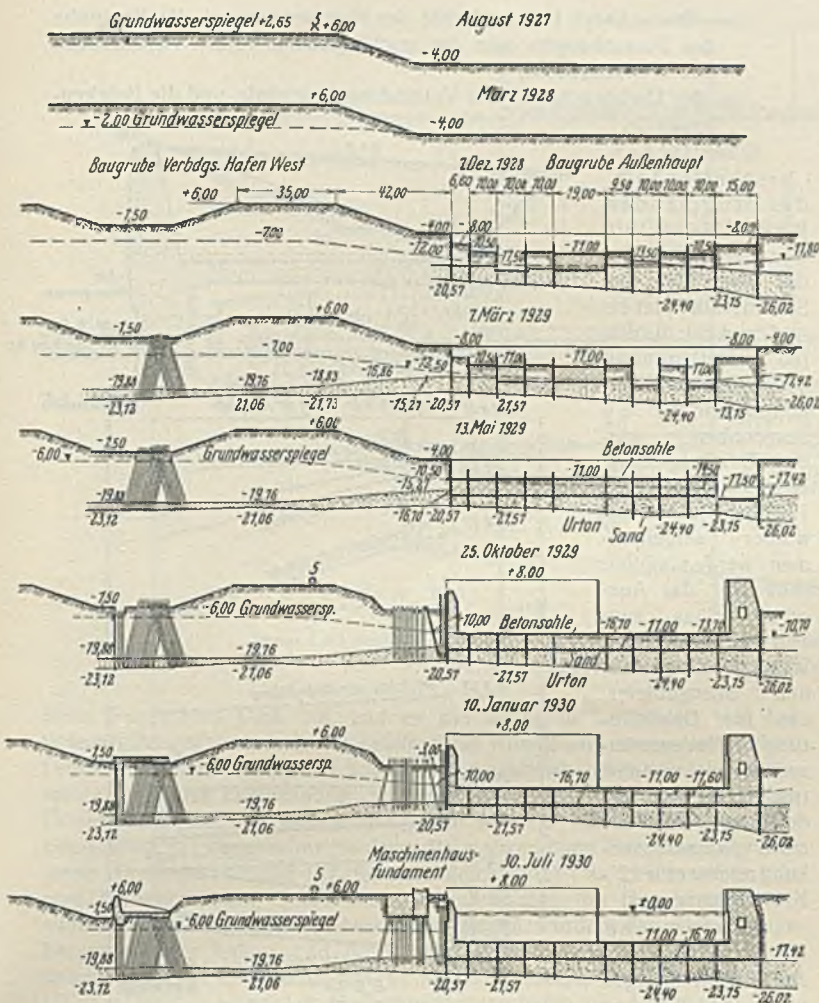
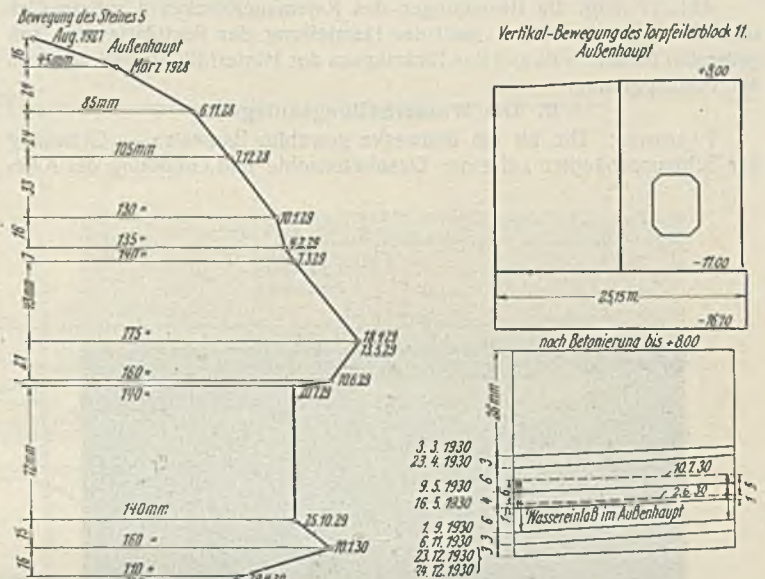


Abb. 14. Bewegung des Punktes 5 der Kleischicht.

hafens Höhenfestpunkte angebracht. Außerdem wurde auf der Westseite des Binnenhauptes (Punkt 48) und bei dem Pfeiler der Drehbrücke (Punkt 49) je eine Bohrung dazu benutzt, einen Bohrpfeil mit Eiseneinlagen herzustellen und als Höhenfestpunkte auszubilden.

Die Bewegungen dieser Festpunkte sind recht bedeutend und für die Schuppen und die Bohrpfeilfestpunkte 48 und 49 dargestellt. Sämtliche Punkte liegen im Bereich der Wasserhaltung. Die Schuppenpunkte zeigen, wie beide Schuppen mit der Ecke, die der Außenhauptbaugrube am nächsten liegt, am tiefsten abgesunken sind. Bei der Darstellung der Bewegung der Festpunkte 48 und 49 ist gleichzeitig der jeweilige Stand des in der Nähe aufgestellten Registrierpegels angegeben. Die große Bewegung des Punktes 48 ist auffallend, ihre Ursache konnte nicht einwandfrei geklärt werden, jedoch ist auch die kurze Bogenstrecke des in der Nähe liegenden Landesschutzdeiches seit seinem Bestehen besonders oft aufgehöhht worden und seit Jahrzehnten als Gebiet starker Setzungen bekannt.

Um ferner in der Kleischicht Höhen- und Seitenänderungen feststellen zu können, wurden in die Hauptvermessungslinie in Entfernungen von 100 m Steine eingeschaltet, die in frostfreier Tiefe auf einer breiten Platte standen. Die Beobachtung dieser Steine zeigte deutlich, daß die Kleidecke sich, einer dicken Flüssigkeit vergleichbar, sehr langsam nach Stellen tiefen Aushubs hin bewegt und daß sich starke Höhenunterschiede auszugleichen suchen. Abb. 14 zeigt die Bewegung des Punktes 5, der auf der Ostseite der Außenhauptbaugrube lag, zwischen dieser und der Baugrube der Verbindungshafenkaje. Es sind in dem Plan links einzelne Schnitte durch die beiden Baugruben gelegt, die die Entwicklung des Baufortschritts am Außenhaupt und an der Verbindungshafenkaje darstellen. In der Kurve rechts ist die Bewegung des Punktes 5 in waagerechter und lotrechter Richtung angegeben. Mit Beginn des Leerpumpens des Außenhauptes auf -4 setzte sich der Punkt nach dort in Bewegung und lief in waagerechter Richtung bis zum 6. November 1928, wo der Spundwandkasten geschlossen und die Zwischenwände fertiggestellt waren. Die waagerechte Bewegung nach dem Außenhaupt schien sich dann zu verlangsamen, die lotrechte wurde stärker, da die Grundwasserentlastung inzwischen bis -17, ebenso der Aushub bis -17 und die Herstellung der Sohlenblöcke durchgeführt waren. Mit Einstellung der tiefen Absenkung nach Fertigstellung der Sohle gewann die Baugrube der Verbindungshafenkaje (13. Mai 1929) mehr an Einfluß, da dort inzwischen



Zu Abb. 14.

Abb. 15. Bewegung des Torpfeilerblocks 11.

der vollständige Bodenaushub für die Rostplatte und die Herstellung der Schütze beendet war. Mit Anfang Mai 1930 wurde dann das Außenhaupt bis ± 0 unter Wasser gesetzt, und bis Juli 1930 betrug die Senkung nur noch 8 mm, die waagerechte Bewegung 10 mm. Wegen der Baumaßnahmen mußte die Beobachtung dann eingestellt werden.

Die Bewegung eines anderen, ebenfalls in der Kleischicht sitzenden Punktes zeigt die Darstellung des Steines 3, Abb. 13.

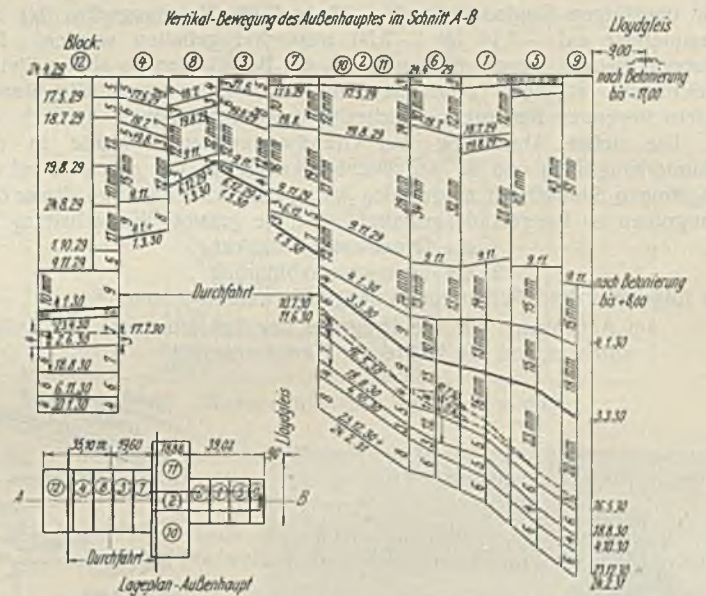


Abb. 16. Bewegung der Außenhauptblöcke im Längsschnitt.

Die einzelnen Baublocke wurden ebenfalls möglichst frühzeitig unter Beobachtung gestellt. Jeder Baublock erhielt ein Karteiblatt, worin die laufenden Messungen eingetragen wurden. Unter Benutzung dieser Karteiblätter wurden dann die lotrechten und waagerechten Bewegungen der Kajemauern bzw. der Häupter verfolgt. Bei den Kajemauerblöcken wurde nach Fertigstellung der Rostplatte, bei den Blöcken der Häupter mit der ersten Arbeitsfuge in Höhe der Durchfahrtssohle nach Einsetzung von Höhenbolzen mit der Kontrolle der eingetretenen Bewegungen begonnen. Auf den fertiggestellten Blöcken wurden an zwei Stellen der Mauervorderkante und an der Pollerrippe Höhenbolzen in Gußeisenkapseln eingesetzt, die auch nach Fertigstellung der Bauten einwandfreie Beobachtung gewährleisten. Abb. 15 zeigt die Bewegung des Torpfeilerblocks 11 im Außenhaupt, wo durchweg gleichmäßig abnehmende Setzung zu beobachten war, außer in der Zeit vom 2. Juni 1930 bis 10. Juli 1930 nach Einstellen der Wasserhaltung, wo eine Hebung des Blockes um 5 bis 6 mm stattfand. Abb. 16 gibt einen Längsschnitt durch das Außenhaupt, worin einmal die verschiedene Setzung der ungleichen Sohlen- und Pfeilerblöcke auffällt, ferner aber auch die zunehmende größere Setzung von Block 2 nach Block 9, die darauf zurückgeführt werden muß, daß die Stärke der Sandschicht von Block 2 nach Block 9 abnimmt.

Abb. 17 zeigt die Bewegungen des Kajemauerblockes 3 auf der Ostseite des Außenvorhafens nach der Herstellung der Rostplatte, der aufgehenden Mauer, während des Einbringens der Hinterfüllung und während der Freibaggerung.

II. Die Wasserhaltungsanlagen.

Planung: Die für die Bauwerke gewählte Bauweise — Gründung der Schleusenhäupter auf einer Eisenbetonsole und Gründung der Kaje-



Abb. 18. Blick auf das Baugelände 1927.

mauern auf hohem Pfahlrost — bedingte, daß die Häupterbaugruben bis zur tragfähigen Sandschicht auf — 17 und die Kajebaugruben bis zur Rammebene auf — 2,10 bis — 2,50 wasserfrei gehalten wurden. Der knappen Bauzeit wegen mußten ferner die Bauarbeiten an sieben Stellen gleichzeitig in Angriff genommen werden, d. h. es waren alle binnendeichs liegenden Baugruben gleichzeitig trocken zu halten.

Die tiefste Absenkung des Grundwasserspiegels wurde in den Häupterbaugruben und für den Drehbrückenpfeiler, der ebenfalls auf der tragfähigen Sandschicht zu gründen war, gefordert. Die Lage dieser drei Baugruben im Baugelände gestattete, daß die gesamte Wasserhaltung für

1. die Grundwasserabsenkung,
2. die Tageswasserabführung

an folgenden drei Stellen zusammengefaßt werden konnte:

am Außenhaupt für die Baugrube des Außenhauptes, den Außenvorhafen und die Hälfte der Kammermauern,

am Binnenhaupt für die Hälfte der Kammermauern, die Baugrube des Binnenhauptes und die anschließenden kurzen Kajestrecken des Wendebeckens, an der Drehbrücke für die Verbindungshafenkaje und die Brückenbaustelle.

Oberflächenbeschaffenheit des Baugeländes. Bereits 1914 bis 1916 war der Boden für die Baugruben der Schleusenhäupter bis — 4 und für die Kaje im Verbindungshafen und die Kammermauern bis ± 0 ausgehoben worden. Das Baugelände zeigte daher, als 1927 die Bauarbeiten wieder aufgenommen werden sollten (Abb. 18), das Aussehen eines zum Teil mit Schilf und Weiden bewachsenen Seengebietes, das zur Durchführung der Bodenuntersuchungen zunächst trockengelegt werden mußte. Für diese erste Wasserabsenkung reichte eine 12"-Kreiselpumpe aus.

Vorversuche. Probeentlastung. Aus den Bohrungen und den örtlichen Erfahrungen war bekannt, daß die Kleischicht das in ihr enthaltene Wasser sehr langsam abgab und daher fast wasserundurchlässig war. Deshalb ließ sich das in den Vertiefungen der Kleischicht zusammenfließende Tageswasser offen abpumpen. Die unter der Kleischicht vorhandene, wenn auch verschieden starke, so doch zusammenhängende kiesige Sandschicht führte Grundwasser mit einem artesischen Druck bis + 2,75

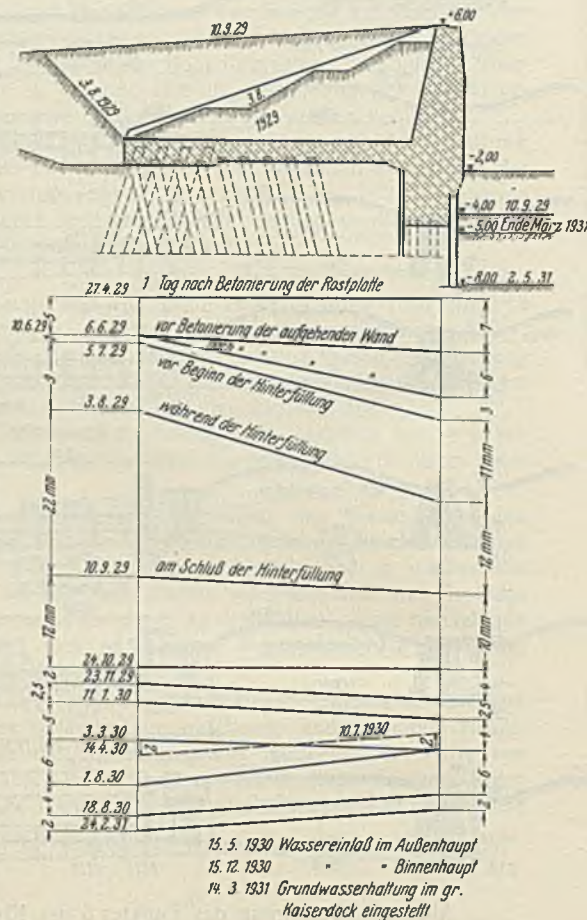


Abb. 17. Bewegung des Kajeblocks 3 im Außenvorhafen.



Abb. 19.

Ausfließen des artesisch gespannten Wassers aus einem Bohrrohr.

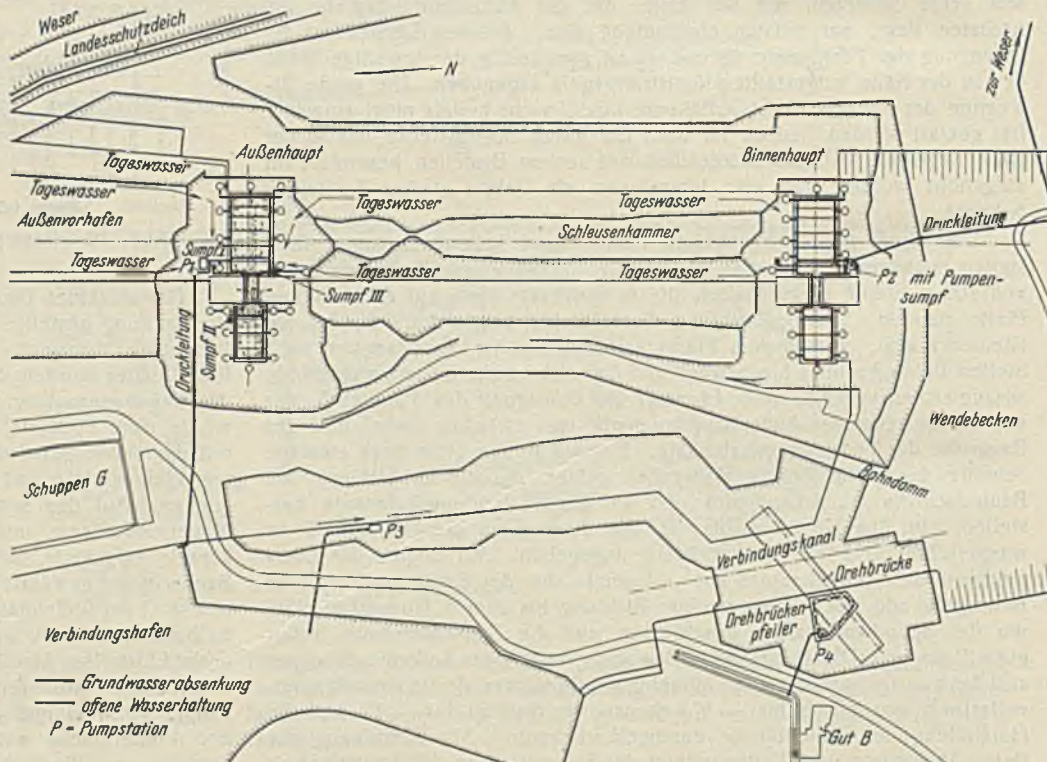
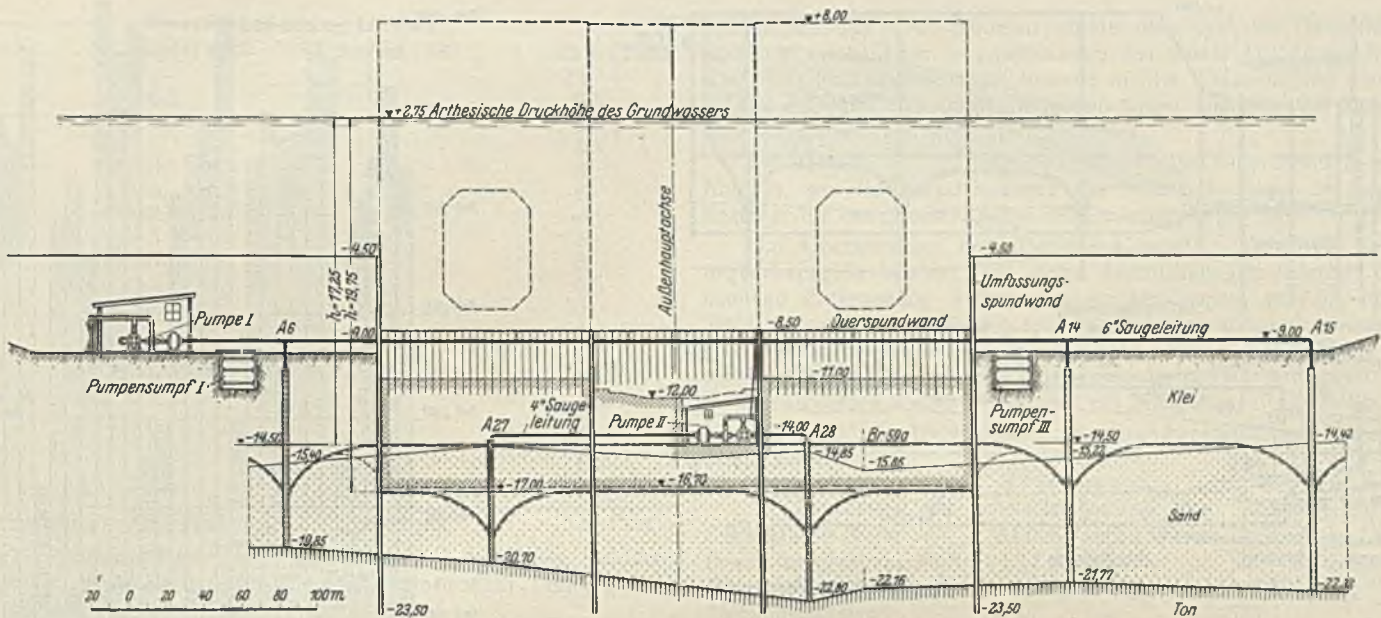


Abb. 20. Entwässerungsplan der Nordschleusenanlage.



Pumpe I für die erste Staffel bis -14,50. Pumpe II für die zweite Staffel bis -17,00. Die Pumpensümpfe dienen der offenen Wasserhaltung.

Abb. 21. Schnitt durch die Baugrube des Außenhauptes mit Absenkung.

Brhv. Pegel Null (Abb. 19), und es war daher zu befürchten, daß bei tieferem Baugrubenaushub die geschwächte Kleischicht diesem artesischen Druck nicht mehr widerstehen konnte und durchbrach. Dieser Gefahr mußte rechtzeitig durch Entspannung des Druckes mit Hilfe einer ausreichenden Grundwasserabsenkungsanlage begegnet werden. Um für die richtige Bemessung der Entspannungsanlage die notwendigen Berechnungsgrundwerte (Bodendurchlässigkeitswert und Reichweite)³⁾ zu gewinnen, wurde eine Probeabsenkung vorgenommen und danach die Hauptanlage entworfen. Für diese ersten Absenkungsanlagen wurden die vorhandenen Baugruben des Außen- und des Binnenhauptes benutzt und im Außenhaupt ein 10"-Pumpensatz mit 6, im Binnenhaupt mit 4 Brunnen von 150 mm Durchm. angesetzt; die Pumpenachsen lagen auf -3,4 bzw. -3,1.

Das Ergebnis dieser Voruntersuchungen war:

1. Ohne Aufbruchgefahr konnte bis -8,50 ausgeschachtet werden;
2. es genügte eine Staffel auf -9 mit einer Absenkungstiefe bis -14,50 zur Entlastung der Umfassungsspundwände;
3. die wirtschaftlichste Entspannungsanlage wurde erzielt durch Anwendung der gewöhnlichen Röhrenbrunnen.

Ausführung der Arbeiten. Die Ausführung der Probeentlastungsanlage und ihrer Auswertung sowie später der gesamten Wasserhaltungsanlage der Häupter, des Drehbrückenpfeilers, der Kajemauern und der Verlängerung des Kaiserdocks II wurde der Siemens-Bauunion übertragen.

Die Wasserhaltung der Schleusenhäupter. Die Baugruben des Außen- und Binnenhauptes waren bei Baubeginn im Jahre 1927 bis -4 unter Böschung ausgehoben. Nachdem im Außenhaupt zuerst die Spundwanddrämmung bis 2 m in die Urtonschicht und der tiefe Bodenaushub bis -8 durchgeführt waren und das Tageswasser bis dahin mit einer 8"-Kreiselpumpe abgesaugt wurde, begann der Einbau der Grundwasserabsenkungsanlagen (Abb. 20).

Für die Bewältigung des Grundwassers wurden 20 Filterbrunnen mit einer Filterlänge von 10 m und einem Durchmesser von 150 mm so eingebaut, daß die Filter möglichst noch 0,5 m in der Urtonschicht standen. Die Brunnen waren in Entfernungen von 18 bis 25 m voneinander rings um den Spundwandkasten angeordnet. Eihängeröhre und Anschlüsse waren 100 mm, die Saugleitung 200 mm und die Druckleitung 300 mm weit. Die Saugleitung war als Ringleitung innerhalb des Spundwandkastens mit der Achse auf -9 aufgehängt und durch Querleitungen so teilbar, daß ein West-, Ost- und ein mittlerer Ring abgetrennt werden konnten, falls Leitungstelle beschädigt wurden (Abb. 21). Außerdem ließen sich einzelne Rohrströcke durch eingebaute Schieber absperrern. Auch die einzelnen Brunnen waren je durch einen Schieber abzusperren. Diese weitgehende Unterteilung hat sich als sehr notwendig erwiesen, da bei dem gleichzeitigen Arbeiten von zwei Greifbaggern, einem Turmdrehkran und der Gußbetonanlage in der Baugrube eines Hauptes Beschädigungen sich nicht vermeiden ließen. Auch die Druckleitung zum Verbindungshafen mußte wegen der Gefahr eines Rohrbruches in dem beweglichen Kleiboden doppelt ausgeführt werden. Die Wasserförderung bewirkte eine Amag-Hilpert-Kreiselpumpe von 8", 30 m Förderhöhe und 100 l Sekundenleistung oder, mit dieser Pumpe als Reserve austauschbar, ein

gleiches Pumpenaggregat wie für die offene Wasserhaltung, nämlich 10"-Pumpe für 40 m Förderhöhe und 120 l Sekundenleistung. Die Achse beider Pumpen lag auf -9.

Die Pumpe der offenen Wasserhaltung mit der Achse auf -8,30 war ebenfalls so angeschlossen, daß sie bei Ausfall der beiden vorgenannten Pumpen die Grundwasserförderung übernehmen konnte. Dieser

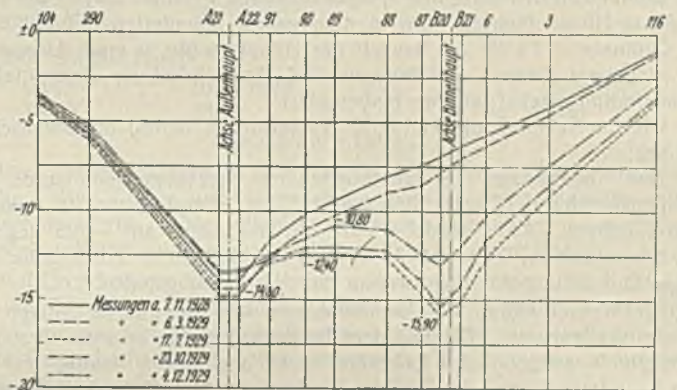


Abb. 22. Wasserstände der Entlastungsanlage.

Fall ist während der Betriebszeit von zwei Jahren einmal vorgekommen. Das Ansaugen geschah durch eine in der Pumpstation aufgestellte Luftpumpe.

Mit der Anlage wurde eine Absenkung bis -14,50 bzw. -15 m Brhv. P. N. erreicht. Die weitere Absenkung innerhalb der Zellen wurde



Abb. 23.

Zelle der Außenhauptbaugrube: Einbau der unteren Absenkungstafel.

³⁾ S. Dr. Scharadt und Dr. Weber: „Hydrologische Rechnungen für die Grundwasserabsenkung beim Bau der Nordschleuse“.

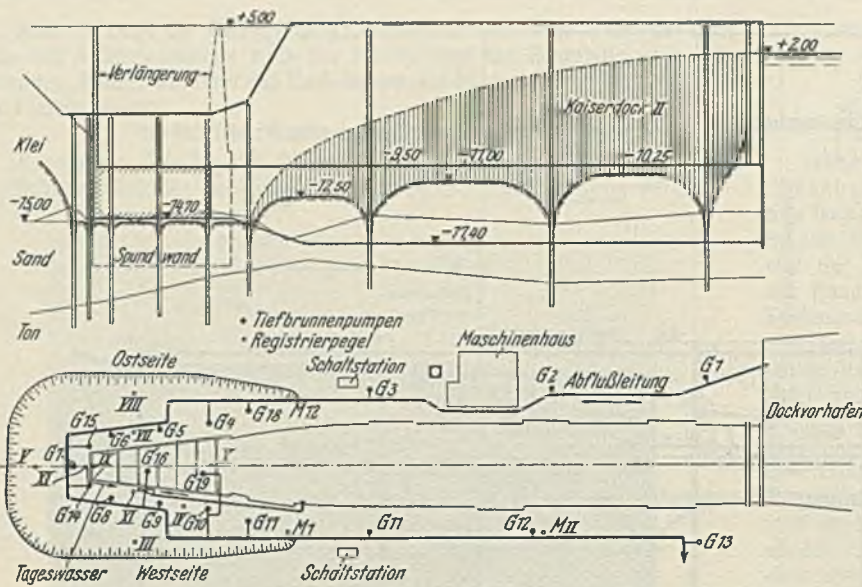


Abb. 24. Absenkungsplan für die Verlängerung Kaiserdock II.

nach Bedarf durch kurze Filterbrunnen in einer Zelle erreicht, die meistens 10" Durchm. hatten. Die Zahl dieser Brunnen richtete sich nach dem Zustande der Spundwände. Bei unbeschädigten Zellenspundwänden genügte ein Brunnen, während dort, wo infolge Durchrammung von schwerem Geröll einzelne Bohlen gerissen waren, in besonderen Fällen bis zu drei Brunnen notwendig wurden. Abb. 23 zeigt eine Zelle im Außenhaupt mit der Bausohle auf -17 . Ein Brunnen mit 10"-Filter ist angeschlossen. (Die sichtbare Bewehrung ist für die Betonausgleichsschicht bestimmt, auf der die eigentliche Sohle hergestellt wurde.) Die Wasserförderung aus den Brunnen in den einzelnen Spundwandzellen geschah durch zwei Stück 4" Amag-Hilpert-Pumpen, die in dem zuerst betonierten Sohlenblock 2 auf Ordinate -14 für die Bauzeit der Häuptersohle in einer Aussparung fest eingebaut waren. Die Brunnen und die Rohrleitung dieser tiefsten Wasserhaltungsstaffel wurden einbetoniert.

Die im Außenhaupt geförderte Wassermenge betrug im Durchschnitt 52 l/sek.

Das Tageswasser der anschließenden Kajebaugruben wurde den Pumpensäugern I, II und III zugeführt, die Säugern II und III konnten nach I hebern. Aus I förderte eine mit der Achse auf $-8,3$ liegende 10"-Kreiselpumpe, Fabrikat Amag-Hilpert, für 40 m Förderhöhe und 120 l/sek Leistung das Tageswasser zum Verbindungshafen.

Die Wasserhaltung des Binnenhauptes war die gleiche Anlage wie für das Außenhaupt. Da bei dem Binnenhaupt das schwere Geröll im Untergrunde während des Rammens nicht angetroffen wurde, war bei dem Spundwandkasten die Zahl der beschädigten Spundbohlen sehr gering, es genügte deshalb für die tiefe Wasserhaltung in jeder Zelle ein Brunnen. Die geförderte Wassermenge schwankt beim Binnenhaupt zwischen 45 und 50 l/sek.

Die Wasserhaltung für die Drehbrücke. Der Pfeiler der Drehbrücke wurde wie die Schleusenhäupter unter -4 innerhalb eiserner Spundwände im Schutze einer Grundwasserabsenkung gegründet. Da der Sand auf -15 anstand, lagen Bausohle und zu erreichende Mindestabsenkung ebenfalls auf -15 . Die Brunnen konnten hier nicht außerhalb des Spundwandkastens wie bei den Häuptern angeordnet werden, weil auf drei Seiten der Pfahlrost der anschließenden Kajen und Brückenauflager dicht an die Spundwand heranreichte. Bis -8 wurde mit offener Wasserhaltung ausgeschachtet, acht Brunnen von den gleichen Abmessungen wie bei den Häuptern innerhalb des Spundwandkastens, der hier nicht bis in die Urtonschicht reichte, eingebaut und die Absenkungsanlage auf -12 tiefer gesetzt. Um den äußeren Wasserdruck auf den Spundwandkasten zu vermindern, wurde bei jedem Brunnen eine Bohle nicht auf volle Tiefe gerammt. Die Wasserförderung geschah durch Amag-Hilpert-Pumpen von 6" und betrug durchschnittlich 15 l/sek. Der Grund dieser geringen Wasserförderung war die Entnahme der Lloydwaschanstalt aus dem Grundwasser und die Nähe der Absenkung der Binnenhauptbaugrube.

Die Wasserhaltung für die Verlängerung des Kaiserdocks II. Bei der Wasserspiegelabsenkung für die Schleusenhäupter und den Drehbrückenpfeiler waren Beschädigungen von Gebäuden in der Umgebung der Baugruben nicht zu befürchten, da die vorhandenen Baumwollschuppen nicht unmittelbar im Bereich der tiefsten Absenkung standen und auf Pfahlrost zuverlässig gegründet waren. Anders war es bei der Verlängerung des Kaiserdocks II.

Nachdem festgelegt war, das Kaiserdock in trockener Baugrube zu verlängern, mußte das Absenkungsverfahren so eingerichtet werden, daß

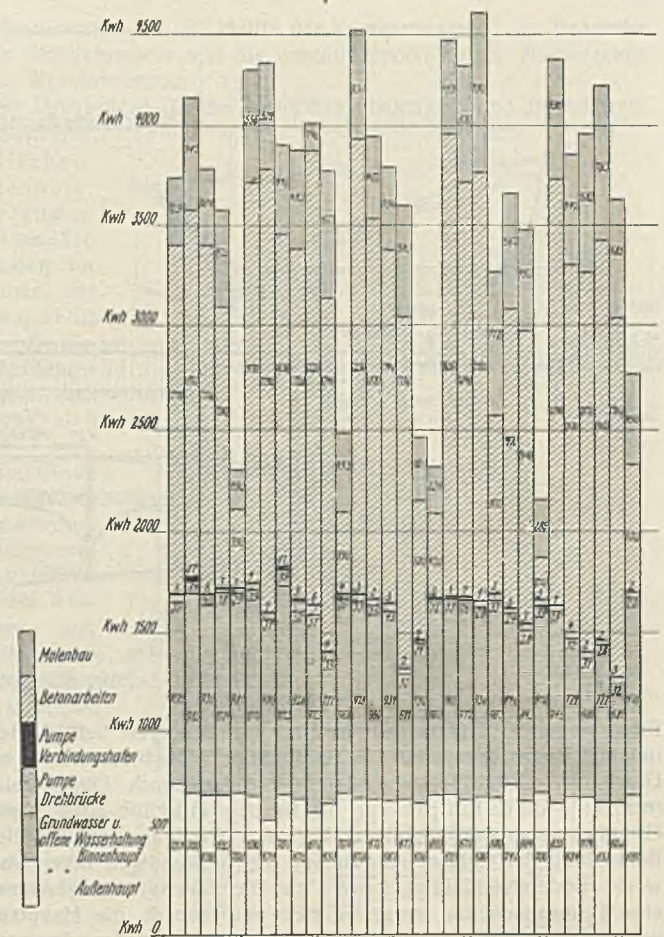


Abb. 25. Stromlieferung im August 1929.

das vorhandene Dock möglichst wenig in Mitleidenschaft gezogen wurde. Das mit Kalktraßbeton im Unterwasserschüttverfahren gegründete Kaiserdock II wies seit vielen Jahren eine Anzahl von Rissen auf, die zu besonderer Vorsicht mahnten. Eine lediglich für das Verlängerungsbauwerk arbeitende Absenkungsanlage war daher nicht angebracht, vielmehr mußte der Auftrieb unter dem Kaiserdock II ebenfalls so weit entspannt werden, daß Verlängerung und bestehendes Bauwerk beim Senken und Wiederansteigen des Wassers möglichst gleiche Bewegungen ausführten. Deshalb wurde neben der Absenkung der Verlängerungsbaugrube auf $-15,50$ eine solche von -10 bei dem vorhandenen Bauwerk gefordert. Die Verwendung der gewöhnlichen Röhrenbrunnen, wie bei den Nordschleusenhäuptern, hätte bedingt, daß das Gelände hinter den Dockmauern bis zur Tiefe von -4 abgetragen wurde, um von dort den Wasserspiegel bis -10 absenken zu können.

Ein Freischachten der Seitenwandungen des Kaiserdocks II bis -4 hätte jedoch einen erheblichen Kostenaufwand verursacht, weil eine Reihe von flach gegründeten Betriebsbauten im Bereich des Aushubs lagen. Außerdem war ein Freilegen der Seitenwandungen wegen der vorhandenen Risse bedenklich. Deshalb wurde der Grundwasserspiegel um das Kaiserdock II wirtschaftlich und zweckmäßig durch Tiefbrunnenpumpen abgesenkt. Zur Anwendung kamen S. S. W.-Tauchmotorpumpen mit 10-kW-Motor. Auf beiden Seiten des alten Docks wurden je vier Tiefbrunnenpumpen in Entfernungen von rd. 80 bis 90 m von Geländehöhe aus eingebaut.

Um die eisernen Spundwände des Verlängerungsbauwerkes wurden zunächst elf Tiefbrunnenpumpen auf der Tiefe von -4 in einer Entfernung von rd. 25 m eingesetzt (Abb. 24). Dabei war davon ausgegangen, daß die Wasserergiebigkeit des Sandes im wesentlichen die gleiche war, wie bei der nur rd. 400 m entfernten Drehbrückenbaustelle und den Schleusenhäuptern. Bei den Bohrungen für die Filter hatte sich dagegen eine große Ungleichartigkeit der Sandschicht und stellenweise eine sehr starke Tonbeimischung ergeben. Im Betrieb stellte sich weiterhin heraus, daß die Wasserergiebigkeit der Sandschicht wesentlich geringer als bei den Häuptern der Nordschleuse und zwischen den einzelnen Pumpen sehr verschieden war. Die geforderte Absenkungstiefe wurde deshalb hier erst erreicht nach Einbau von zwei weiteren Tiefbrunnenpumpen innerhalb des Spundwandkastens, die gleichzeitig das unter der Sohle des alten Docks austretende Wasser aufnahmen. Zur Zeit des Betonierens der Sohle zeigten die Pumpen bei Einstellung auf Höchstleistung und einer Absenkung auf -15 folgende Fördermengen:

Brunnen Nr.	Wasserförderung in l/sek:		
	23. August 1930	30. August 1930	4. Oktober 1930
1	—	10	10
2	6,5	6,5	6,5
3	6,5	6,5	6,5
4	5	5	5,5
5	5,5	5,5	6
6	6	6	6
7	2,5	2,5	—
8	5	5	5
9	5	5	5
10	5,5	5,5	5,5
11	12	12	10
12	4	4	4
13	6	8	7
14	5	5,5	6,5
15	5,5	5,5	5,5
16	5	5	5
17	6	6	6
18	4,5	4,5	5,5
19	—	—	4
zusammen:	95,5 l/sek	108,0 l/sek	109,5 l/sek

Die Tauchmotorpumpen haben während der 8-monatigen Betriebsdauer den an sie gestellten Anforderungen hinsichtlich Leistung und Betriebssicherheit voll entsprochen.

Das Wiederansteigen des Grundwasserspiegels nach Fertigstellung ging programmgemäß. Um die gleichmäßige Belastung des Bauwerkes durch den Auftrieb zu sichern, wurde zunächst der Wasserstand von 9,50 einheitlich unter dem Dock hergestellt und einige Tage gehalten. Als dann wurde durch entsprechenden Pumpenausbau für gleichmäßiges Ansteigen des Wasserstandes gesorgt. Ein ungleichmäßiges Setzen der einzelnen Baublöcke oder eine Änderung im Zustande des alten Dockteiles ist nicht beobachtet worden, so daß auch das Ziel der zusätzlichen Auftriebsminderung erreicht wurde.

Die Stromversorgung und Überwachung der Absenkung. Für den einwandfreien Verlauf der Grundwasserabsenkung war die ununterbrochene Stromversorgung zu sichern. Das Hafenkraftwerk an der Kaiserschleuse war wohl imstande, neben seinen anderen Lieferungen auch den für die Grundwasserabsenkung notwendigen Kraftstrom zu liefern, jedoch reichte es für die weitere Versorgung der Baustelle und der Unternehmer nicht aus. Um zu verhindern, daß bei dem großen Umfang der Arbeiten und der dadurch bedingten getrennten Vergebung an eine Reihe von Unternehmungen mehrere Krafterzeugungsanlagen von Unternehmenseite geschaffen wurden, deren wiederholter Auf- und Abbau dem Baufonds nicht unerhebliche Mehrbelastungen bringen mußte, wurde die Kraftversorgung zu Baubeginn einheitlich geregelt. Ein besonderes Baukraftwerk mit zwei Dieselmotorenaggregaten von je 220 kW Leistung wurde errichtet, groß genug, um den Kraftbedarf der ganzen Baustellenanlagen der Nordschleuse zu decken. Der Strompreis konnte mit 0,11 RM/kWh so festgesetzt werden, daß die Anlage nach Schluß der Bauzeit ab-

geschrieben war. Als Stromart wurde diejenige des Hafenkraftwerks — 440 V Gleichstrom — gewählt, um bei einem Ausfall des Baukraftwerks das Hafenkraftwerk als Reserve für die Wasserhaltung einschalten zu können. Die Hauptkraftzuleitungen waren ebenfalls aus Sicherheitsgründen doppelt verlegt (s. Abb. 20).

Ein Beispiel für die Inanspruchnahme des Baukraftwerks gibt die Abb. 25, wo die Aufzeichnungen des Stromverbrauchs der einzelnen Bezieher für den Monat August 1929 wiedergegeben sind.

Die Überwachung der Absenkung wurde durch ein Netz von Registrierpegeln bewirkt, aus deren Aufzeichnungen jederzeit die vorhandene Entspannung aufgetragen werden konnte (s. Abb. 22). Die Schwankungen des artesisch gespannten Grundwasserstandes betragen bei einem durchschnittlichen Tidehub der Weser von 3,30 m 0,30 bis 0,60 m, die Verzögerung rd. 1 Stunde. Die geförderten Wassermengen wurden durch eingebaute Wassermesser und ein Meßgerinne festgestellt.

Die chemische Untersuchung des Grundwassers ergab folgende Zusammensetzung:

Reaktion	Außenhaupt schwach alkalisch	Binnenhaupt schwach alkalisch
Suspendierte Stoffe	64,0 mg auf 1 l Wasser	32,3 mg auf 1 l Wasser
Davon anorganische Stoffe	15,7 mg desgl.	15,7 mg desgl.
Davon organische Stoffe . .	48,3 " "	16,6 " "
Abdampfückstand	899,7 " "	636,3 " "
Glühückstand	867,0 " "	594,3 " "
Glühverlust	32,7 " "	42,0 " "
Kieselsäure (Si O ₂)	36,0 " "	41,3 " "
Eisen (Fe)	2,5 " "	2,4 " "
Kalk (Ca O)	164,6 " "	122,0 " "
Magnesia (Mg O)	43,7 " "	33,4 " "
Chlor (Cl)	312,4 " "	198,8 " "
Schwefelsäure	15,8 " "	15,1 " "
Gesamthärte	22,6 deutsche Grade	17,0 deutsche Grade
Vorübergehende Härte . . .	21,4 " "	15,9 " "
Bleibende Härte	1,2 " "	1,1 " "

Eine andere Probe:

Ca O	161,0 mg/l	SO ₃	29,6 mg/l
Mg O	388,5 " "	Cl	177,0 " "

Reaktion neutral.

Die Zusammensetzung des Wassers ist hiernach nicht immer die gleiche. Der Chlor- und Magnesiumgehalt ist verhältnismäßig hoch, Magnesiumchlorid ist also offenbar vorhanden, jedoch ist der Gehalt an Magnesiumchlorid im Meerwasser bei weitem nicht erreicht.

Auf Grund dieser Wasseranalysen und auf Grund der Untersuchungen des die Bauwerke umgebenden Kleibodens wurde großer Wert gelegt einmal auf ein dichtes Betongefüge und außerdem auf eine glatte und dichte Betonoberfläche, die etwa eintretenden Beschädigungen möglichst wenig Angriffspunkte bot.

Vermischtes.

Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1930¹⁾ ergibt sich, daß die sich weiter verschlechternde Finanzlage zu einer weitgehenden Einschränkung der Ausgaben auf allen Gebieten des Bauwesens gezwungen hat.

An neuen Strecken wurden dem Betriebe übergeben: Gößweinstein—Behringersmühle als Reststrecke der Nebenbahn Gasseldorf—Behringersmühle; Mecklenbeck—Sudmühle, Güterumgehungsbahn bei Münster (Westf.) nebst Anschluß der Strecke von Hamm; Liblar Dorf—Liblar, Teilstrecke der Strecke Liblar—Ahrtal.

Auf der für Güterverkehr betriebenen Nebenbahn Kinding—Beilngries wurde der Personenverkehr eröffnet. Begonnen wurde mit dem Bau der 15 km langen eingleisigen Nebenbahn Zöschen—Leipzig-Leutzsch. Die Strecke Stettin—Odermünde wurde zweigleisig ausgebaut, das 3. und 4. Gleis Kaulsdorf—Mahlsdorf für Weiterführung des elektrischen Betriebes bis Mahlsdorf sind hergestellt. Der viergleisige Ausbau Ludwigsburg—Stuttgart—Eßlingen wurde fortgeführt, der eingleisige Ausbau Köln—Duisburg und die Umgestaltung der Düsseldorfer Bahnanlagen haben wesentliche Fortschritte gemacht. Auf der Strecke Rottweil—Hattingen wurde die zweigleisige Teilstrecke Spaichingen—Wurmlingen, auf der Strecke Kieritzsch—Geithain die zweigleisige Teilstrecke Borna b. L.—Werkbahn des Witznitzer Kohlenwerks dem Betrieb übergeben.

Der Umbau der Bahnhofsanlagen in Freiburg i. Br. und die Verlegung der Höllentalbahn wurden weitergeführt; der 514 m lange Loretotunnel ist fertiggestellt. Die Bahnhöfe Neu-Bentschen (Teil für Personenverkehr), Meißen, Personenbahnhof Beuthen, Verschiebebahnhof Tempelhof, Emmerich, Duisburg-Hochfeld Süd, Abstellbahnhof Düsseldorf, Bahnhöfe Offenbach (Main), Bamberg, Murnau, Steinbach a. W., Grenzbahnhof Wintersdorf, Güterbahnhof Friedrichshafen wurden fertiggestellt.

An Hochbauten wurden beendet die Erweiterungen der Geschäftsgebäude der RBD. Halle (Saale), Nürnberg und Regensburg, in Halle (Saale) sind die Neubauten für mehrere Ämter bezogen worden. Der Umbau des Empfangsgebäudes in Münster (Westf.) ist beendet, das Empfangsgebäude in Bremen Neustadt im Rohbau vollendet. Der Bau des Empfangsgebäudes in Düsseldorf wurde begonnen, der des Empfangsgebäudes in Friedrichshafen-Hafen vorbereitet.

Die Unterhaltung der baulichen Anlagen geschah planmäßig, soweit die knappen Mittel es zuließen; besonders gilt dies für Gleise und Weichen, sowie für Sicherungseinrichtungen. Die Trockenlegung und Erneuerung des Mauerwerks in nassen und baufälligen Tunneln wurde vorzugsweise berücksichtigt. Infolge eines Bergrutsches am unteren Portal des großen Triberger Tunnels mußte die Tunnelröhre um 12 m verlängert werden. Die Arbeiten zur Verstärkung der Bogen der Berliner Stadtbahn wurden fortgesetzt; von den 723 Bogen sind bis jetzt 410 verstärkt worden. Die durch Bergschäden zerstörte Strecke Vienenburg—Grauhof ist wiederhergestellt und in Betrieb genommen.

Zur Erhöhung der Sicherheit der Wegübergänge wurde die Aufstellung der Warnkreuze fortgesetzt.

Die Gleiserneuerung litt unter der Finanzlage besonders stark. Immerhin wurden 3101 km Gleise 1. Ordnung (gegen 3383 km im Vorjahre) einschl. der Sonderklasse mit Neustoffen vollständig erneuert; außerdem sind 12 687 Weichen, auf einfache Weichen berechnet (gegen 10 060 im Vorjahre), erneuert worden.

Für die vollständige Erneuerung der Gleise mit Neustoffen ist Reichsbahnoberbau K auf Holz- oder auf Eisenschwellen verwendet worden. Auf den wichtigsten Strecken (für internationalen und FD-Zugverkehr) wurde dieser Oberbau weiter mit Schienen S 49 von 30 m Länge verlegt; es liegen jetzt schon 3400 km dieses Langschienenoberbaues. Bei Gleiserneuerungen in Tunneln wurden die Schienen geschweißt; die größte

¹⁾ Über den Geschäftsbericht 1929 vgl. Bautechn. 1930, Heft 32, S. 496.

durchgehende Schienenlänge im Tunnel beträgt jetzt 2400 m. — Die Benutzung von Pappelholzunterlagen bei den neueren Oberbauarten mit Eisenschwellen hat zur praktischen Beseitigung der bei manchen älteren Bauarten des Eisenschwellenoberbaues unangenehmen Geräuschbildung wesentlich beigetragen. Holz- und Eisenschwellenoberbau sind heute hinsichtlich ihrer Güte als gleichwertig anzusehen; für die Wahl des einen oder anderen sind nur örtliche und wirtschaftliche Gründe maßgebend.

Die planmäßigen Unterhaltungsarbeiten sind in dem vorgesehenen Umfange durchgeführt worden. Mit dem Oberbaumeßwagen sind 1930 32000 km durchgehende Hauptgleise untersucht worden; die Beschaffung eines zweiten Oberbaumeßwagens ist beschlossen worden, so daß in Zukunft alle Schnellzugstrecken zweimal jährlich abgefahren werden können. Von den neuzeitlichen Arbeitsverfahren zur Erneuerung des Oberbaues und der Bettung wird mehr und mehr Gebrauch gemacht; die Mechanisierung der Unterhaltungsarbeiten wird stetig gefördert. Neu erprobt wurden Krane für den Einbau von Weichen und Maschinen zum Reinigen der Bettung.

Über den Brückenbau und Ingenieurhochbau hat bereits Dr.-Ing. ehr. Schaper in der Bautechn. 1930, Heft 1, 3, 7 u. 10, eingehend berichtet; es darf hier auf diesen Bericht verwiesen werden.

Die Signalanlagen wurden auf vielen Bahnhöfen durch Einschaltung von Ausfahrsignalen verbessert; zahlreiche alte Stellwerke wurden durch zeitgemäße Neuanlagen ersetzt, so ist u. a. die Ausrüstung des Hauptbahnhofs München mit elektrischen Stellwerken abgeschlossen. Durch Einbau von Zungenriegeln, mechanisch-elektrische Festlegungen und Flankenschutzeinrichtungen sind die Fahrstraßen innerhalb der Bahnhöfe besser gesichert worden. Auf unübersichtlichen Bahnhöfen wurden selbsttätig wirkende Gleisfreimeldeanlagen geschaffen. Die Strecke Koblenz—Mainz und die dort verkehrenden Lokomotiven werden mit elektroinduktiven Übertragungseinrichtungen zur Verhütung des Überfahrens von Haltesignalen ausgerüstet. Wegübergänge mit lebhaftem Autoverkehr sind probeweise mit selbsttätig wirkenden Autowarnlichtsignalen (rotes Blinklicht!) ausgerüstet worden. Die Bahnhöfe Osterfeld Süd, Düsseldorf und Dresden Friedrichstadt erhielten zur Steigerung ihrer Leistungsfähigkeit selbsttätige Ablaufstellwerke. Ls.

Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Vom 9. bis 11. April 1931 fand in Zürich die 2. Tagung des Ständigen Ausschusses statt. Neben den Vorstandsmitgliedern, die schon am 8. April zu einer Sitzung zusammentraten, waren 35 Delegierte aus 16 Staaten erschienen. Die Sitzung war von besonderer Bedeutung, weil sie besonders mit den Vorarbeiten für den ersten Internationalen Kongreß beschäftigte, der von der Vereinigung vom 19. bis 24. Mai 1932 in Paris abgehalten werden soll.

An sieben halben Tagen werden dort acht Themen zur Behandlung kommen, von denen drei vornehmlich Fragen des Stahlbaues, drei weitere Fragen des Eisenbetonbaues behandeln sollen, während zwei Themen die gemischten Bauweisen bzw. Fragen allgemeinen Interesses berücksichtigen; die letzten beiden Themen werden in einer Halbtagsitzung erörtert. Alle Sitzungen sind zeitlich getrennt.

Freie Vorträge am Kongreß sind nicht geplant, vielmehr ist beabsichtigt, die Mitteilungen über interessante Fragen in Form von Aufsätzen zu bieten, die in einem besonderen Kongreßbuch zusammengefaßt werden.

Der Versand des Vorberichtes zum Kongreß ist auf Beginn des Jahres 1932 festgesetzt, um genügend Zeit zu bieten, die Diskussionen vorzubereiten. Aufsätze für das Kongreßbuch müssen spätestens bis Ende 1931 zur Ablieferung gelangen.

Eisenbeton-Shedbau für die Papierfabrik Scheufelen in Oberlenningen, Württ.¹⁾ Die am Bahnhof Oberlenningen gelegene Papierfabrik Scheufelen wird von ihrem Verwaltungsgebäude durch eine Staatsstraße getrennt. Eine in Eisenbeton errichtete Überführung und eine Unterführung geben der gesamten im letzten Jahrzehnt erweiterten Anlage den Zusammenhang.

Zu den wesentlichen Bauten des Werkes gehören die Kohlenhalle mit Greiferkran, das Bleichereigebäude, sowie ein Krafthaus mit den erforderlichen Anlagen zur Gewinnung und Nutzung der Wasserkraft der Lauter. Ferner ist für die Ertüchtigung und Erholung der Arbeiter durch eine Turnhalle, ein Schwimmbad usw. gesorgt.

Eine wesentliche Erweiterung erhielt die Papierfabrik in den Jahren 1929/30 durch Errichtung eines viergeschossigen Hochbaues mit Ver-

bindungsbau zu den bestehenden Hochbauten und schließlich durch den nachstehend näher erläuterten Shedbau, der sich mit einer Langseite, durch eine Dehnungsfuge getrennt, an den Hochbau anlehnt (Abb. 1).

Dieser Shedbau erstreckt sich über eine Grundfläche von 82,77 × 37,70 m. Seine lichte Höhe bis Unterkante Traufträger ist 6,75 m. Bemerkenswert ist, daß die gesamte Shedkonstruktion im Innern der Halle nur durch acht Stützen getragen wird, die entsprechend der Felderteilung des angrenzenden Stockwerkes im Abstände von 3 × 5,5 = 16,5 m in

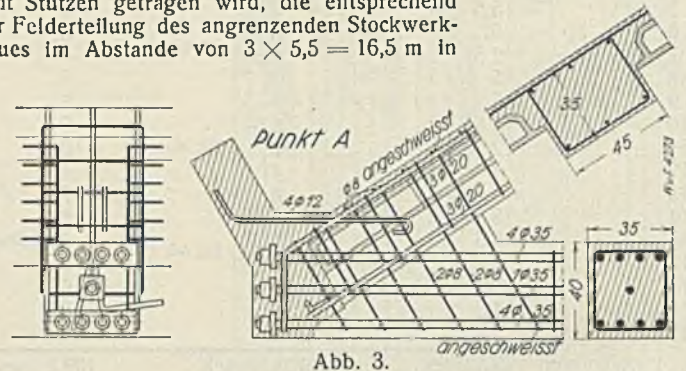


Abb. 3.

der Hallenlängsrichtung gesetzt sind. In der Querrichtung haben diese Stützen 12 m Abstand unter Berücksichtigung des Raumbedarfs zur Aufstellung der Maschinen erhalten.

Die Sheddächer sind zu je dreien durch sie kreuzende Eisenbetonfachwerkbinder als räumliche Tragwerke zusammengefaßt, wie aus Abb. 1 und aus der Systemskizze des Fachwerkes in Abb. 2 ersichtlich ist.

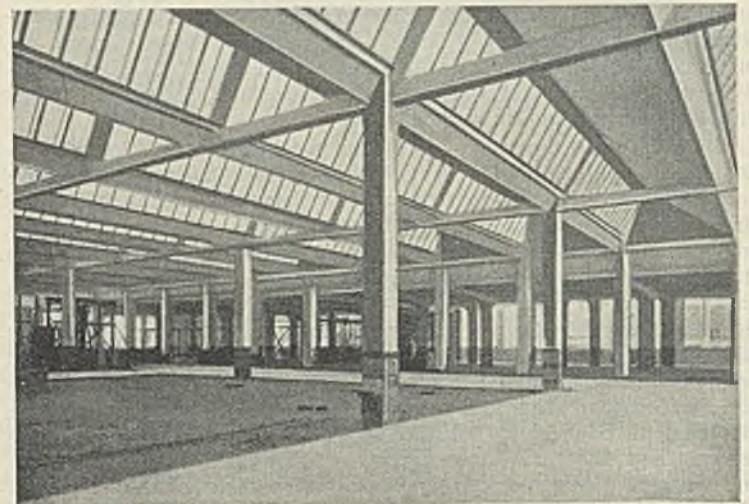


Abb. 4.

Die flachen Seiten der Dächer sind als Bimshohlkörperdecken ausgeführt und zwischen Trauf- und Firstträgern gespannt. Die beiden letzteren sind über drei Felder, also in Querrichtung der Halle, durchlaufend ausgebildet. Sie ruhen auf den Außenstützen der Halle bzw. auf den sie kreuzenden Fachwerkbindern. An dem angrenzenden Stockwerkbau sind die Enden der Sheddächer unter 45° abgewalmt. In der Längsrichtung ist die Halle durch zwei Dehnungsfugen unterteilt.

Bei der konstruktiven Durchbildung der Fachwerkbinder ergab sich für die Zugglieder eine starke Bewehrung, die grundsätzlich ohne Stoß durchgeführt ist. Abb. 3 zeigt den Knotenpunkt A des Binders mit den besonders verankerten Untergurteisen, während aus Abb. 2 die auf enge Raumgröße begrenzte Bewehrung der Knotenpunkte B, C und D ersichtlich ist. Eine besondere Verbindung zwischen Zug- und Druckgliedern ist durch schräggestellte Bügel angestrebt, die im Abstände von 15 cm

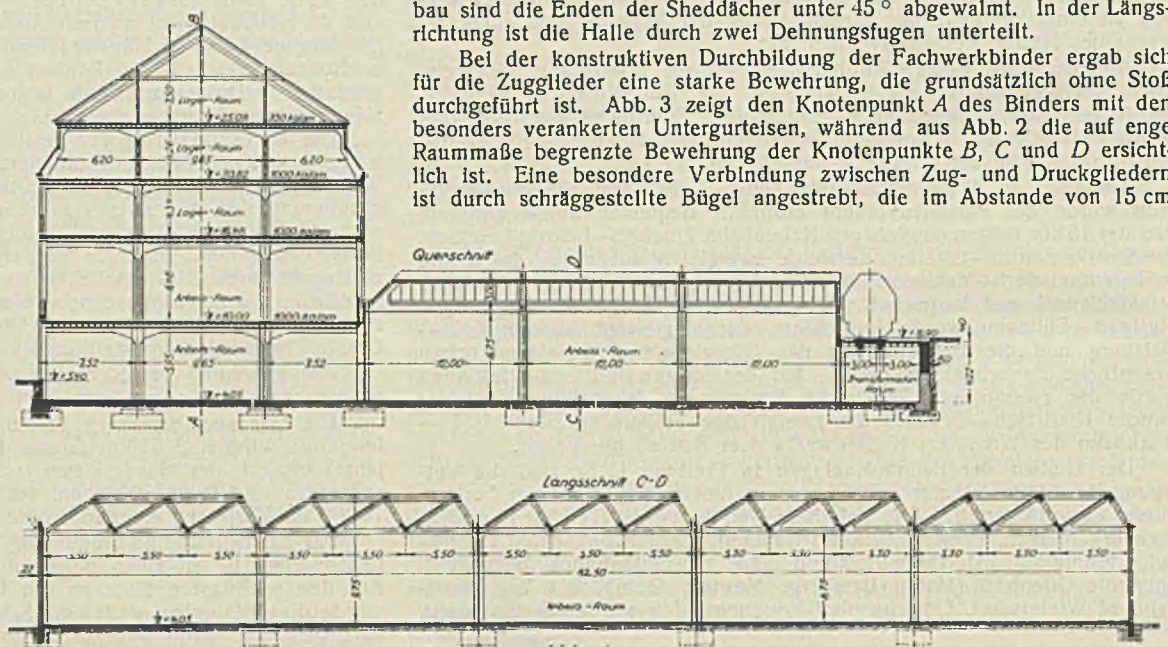


Abb. 1.

¹⁾ Nach „Techn. Blätter der Wayss & Freytag AG.“ 1931, Januar.

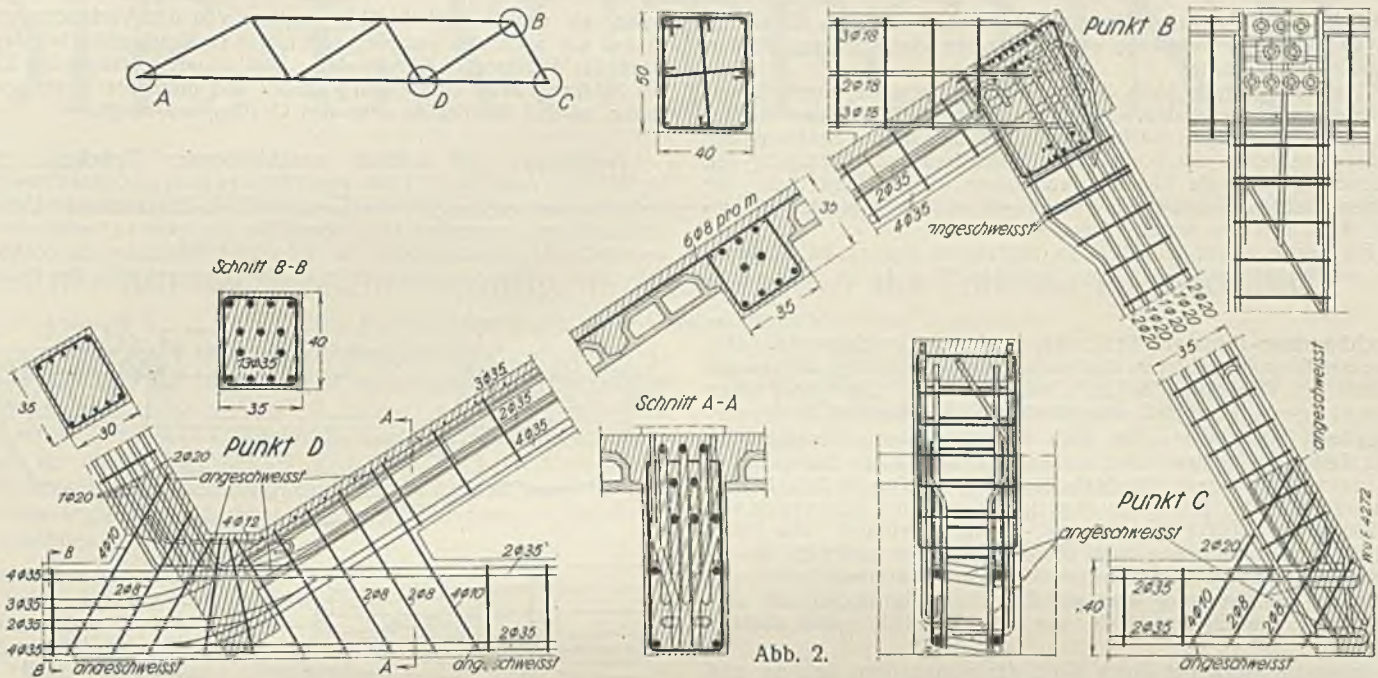


Abb. 2.

gestellt und oben und unten an die Stabbewehrungen angeschweißt sind. Bei Punkt D wurden die Eiseneinlagen der Druckstäbe an diejenigen der Zuggurte angeschweißt. Bei Knotenpunkt C sind im Gegensatz zu A keine Ankerplatten angewendet. Dafür sind die Enden der Zugstäbe — im Grundriß gesehen — übereinander hinweggeführt und so zu einem geschlossenen Korb verschweißt.

In den beiden Außenfeldern (vgl. Abb. 1) sind die Mittelstützen, in dem Mittelfelde beide Stützen (Halbstützen) fest mit den Bindern verbunden. Alle übrigen Stützenköpfe sind durch sich kreuzende Eisen als Gelenke ausgebildet.

In der Querrichtung sind nur die niedrigen Stützen auf der Stützmauer gelenkig an das Dach angeschlossen, die übrigen dagegen fest.

Da sämtliche Stützen in den Fundamenten eingespannt sind, mußten Zusatzmomente infolge der Längenänderungen der Dachkonstruktion berücksichtigt werden. Durch Anwendung hochwertigen Zementes (Marke Gutehoffnungshütte) waren die Spannungen leicht aufzunehmen.

Der Winddruck auf die lotrechten Wände wird von den Pfeilern aufgenommen, während die auf die schrägen Dachflächen entfallenden Windkräfte durch die Dachplatten freitragend von Außenwand zu Außenwand (36 m) auf die letzteren übertragen werden.

Aus der in Abb. 4 wiedergegebenen Innenansicht ist die Bildsamkeit des Baustoffes durch die erzielte leichte Gliederung und gute Raumwirkung erkennbar.

Zerlegbare Förderbänder für Bauarbeiten. Beim Vortreiben von Tunneln, Stollen usw. wurde das gelöste Material vielfach durch Schüttelrutschen weggebracht. Da die Rutschen aber wegen des ungünstigen Verhältnisses Eigengewicht : Nutzlast häufig unwirtschaftlich arbeiteten, versuchte man das Förderband zum Wegbringen des gebrochenen Materials zu verwenden. Mit dem Fortschreiten der Arbeiten vor Ort ändert sich ständig die Förderlänge, so daß das Arbeiten mit gewöhnlichen Förderbändern Schwierigkeiten bereitet. Nach seiner Eigenart ist aber das Förderband besonders geeignet, in solchen Fällen die Förderung zu übernehmen. Aus diesen Überlegungen sind die zerlegbaren Förderbänder (der Carlshütte AG.) entstanden, die aus dem Antrieb, der Umkehrvorrichtung, den Tragrollen, dem Gurt und der Spannvorrichtung bestehen. Im Gegensatz zu Schüttelrutschen fördern die Bänder auch bei Steigungen bis zu 20° ohne Verminderung der Leistung und abwechselnd nach beiden Richtungen.

Durch den Einbau eines Abwurfwagens können durch ein Band in gleicher Richtung gleichzeitig verschiedene Materialien gefördert werden.

Der Einrollenantrieb mit einem Energiebedarf von 3 bis 10 PS wird bei Bändern von geringerer Leistung angewendet. Für große Leistungen und Förderlängen kommt der Zweirollenantrieb (Abb. 1) in Frage. Um den Antrieb bei einer Bandverlagerung leicht nach einer anderen Stelle bringen zu können, ist der Rahmen mit Kufen versehen.

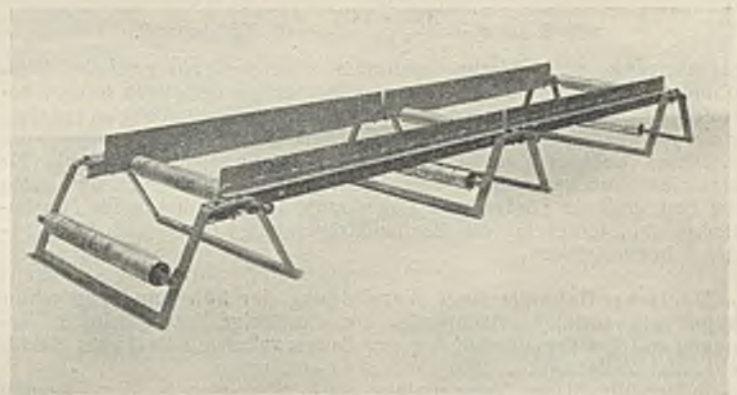


Abb. 3. Durch Längswinkel verbundene Tragrollenstelle.

Die Umkehrvorrichtung am Bandende besteht aus der Gurttrommel, dem Rahmen und den beiden seitlich liegenden Kantendruckrollen. Auf beiden Seiten des Rahmens befinden sich die Anschlußschäkel für die Spannketten. Bei einer anderen Bauart der Umkehrvorrichtung (Abb. 2) kann der Fördergurt auf einfachste und leichteste Weise durch einen verschiebbaren Ausleger gekürzt oder gespannt werden. Ebenso läßt sich

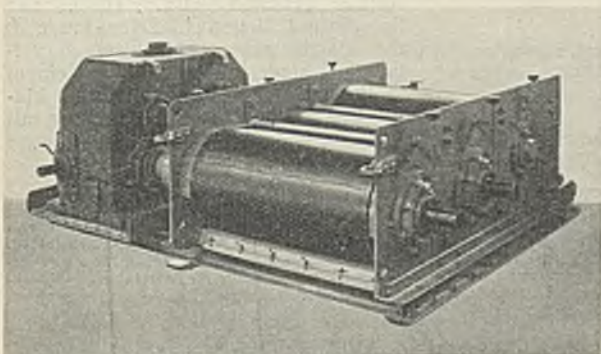


Abb. 1. Zweirollenantrieb.

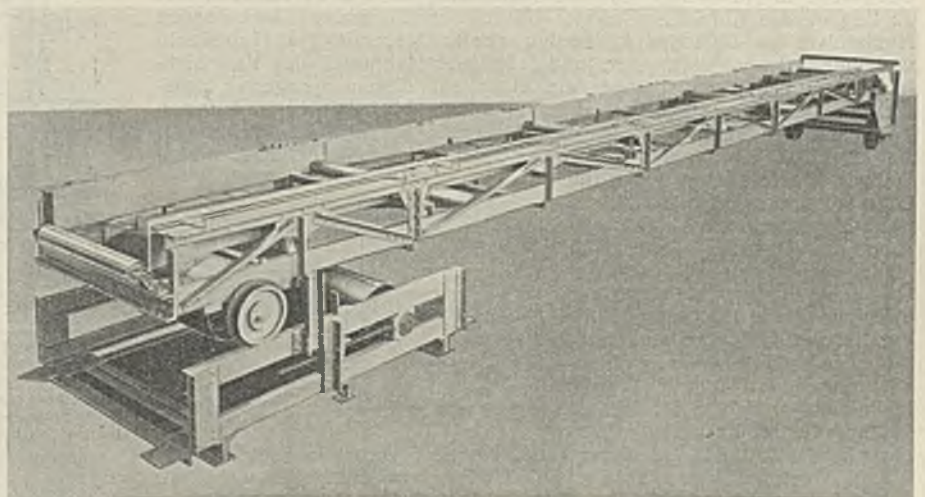


Abb. 2. Umkehrvorrichtung zur Verlängerung oder Verkürzung der Förderlänge.

der Achsabstand der Gurtendümführungen bei fortschreitendem Abbau vergrößern, so daß die Förderlänge ohne Einsetzen eines Stückes Fördergurt bis etwa 10 m wächst.

Die Tragrollengestelle (Abb. 3) lassen sich paarweise durch Längswinkel miteinander verbinden. An den Längswinkeln können Seitenbleche angebracht werden (wie in Abb. 3), die bei starker Beladung des Gurtes das Herabfallen des Fördergutes verhindern und gleichzeitig den Schüttquerschnitt und die Leistung vergrößern. Jeder Gestellteil, der aus leichten Profilsisen mit Querversteifungen zusammengesetzt ist, enthält eine obere und eine untere Tragrolle.

Der Fördergurt ist bei den kürzeren Bändern ein Ganzes, bei längeren Bändern aus einzelnen Stücken von ungefähr 24 m Länge zusammengesetzt. R. —

Lauchhammer-Baustahl St 52 mit erhöhter Streckgrenze. Der Lauchhammer-Baustahl gehört zu den hochwertigen Baustählen der Gruppe St 52 gemäß den Vorschriften der DRB. vom Juni 1929. Die Stähle haben bei 52 bis 64 kg/mm² Festigkeit eine Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm².

Neuerdings ist das Material auch für die Eisenkonstruktion der tragenden Teile von großen Abraumpförderbrücken im Braunkohlentagebau verwendet worden. Die Mitteldeutschen Stahlwerke AG., Lauchhammerwerk Riesa, hat für sieben derartige Brücken mit Stützweiten von 150 bis 200 m rd. 13 000 t Lauchhammer-Baustahl geliefert. Mit Rücksicht auf die großen zu bewegenden Massen spielt hier natürlich die erzielbare Gewichtsverringerung und der entsprechend verminderte Energiebedarf für die Fahrbewegung eine wichtige Rolle, da es sich bei derartigen Brücken um Eigengewichte von 3000 bis 4000 t und darüber handelt.

Das genannte Werk hat durch Wahl der geeignetsten Analyse und auf Grund seiner Erfahrungen den Lauchhammer-Baustahl für die gängigen Profile auch mit 40 kg/mm² Mindeststreckgrenze hergestellt und bei einer der großen Brücken verwendet. Der Werkstoff hat hierbei eine Festigkeit von etwa 55 bis 60 kg. Die Dehnung mit 21 bis 26% zeigt das charakteristische Merkmal des niedrig gekohlten Baustahls St 52. Ein derartiges Material erlaubt gegenüber St 37 mit 24 kg/mm² Streckgrenze die Wahl folgender zulässiger Beanspruchungen:

$$\begin{aligned} \text{ohne Wind } \sigma &= \frac{1400 \cdot 4000}{2400} = \text{rd. } 2300 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{mit Wind } \sigma &= \frac{1600 \cdot 4000}{2400} = \text{rd. } 2650 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Voraussetzung sind hierbei natürlich durchaus einwandfreie Nietverbindungen. Eine weitere Gewichtsersparnis bei derartigen großen beweglichen Eisenkonstruktionen ist durch elektrische Schweißung zu erzielen, für die der niedrig gekohlte Stahl besonders geeignet ist.

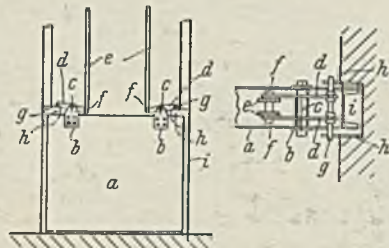
Dieses Beispiel der Anwendung des hochwertigen Baustahls für Abraumpförderbrücken dürfte Veranlassung geben, den Werkstoff auch beim Bau größerer Förder- und Lagerkrane, Verladebrücken für Massengüter u. dgl., ferner für die Laufbahnträger von Kranen und Schwebbahnen heranzuziehen. Schömburg.

Deutscher Baupolizeitag. Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. Die diesjährige Tagung wird in Verbindung mit der Vereinigung der Bauverwaltungen Deutscher Städte am 4. und 5. September 1931 in Breslau stattfinden.

In der öffentlichen Versammlung am 5. September werden folgende Vorträge gehalten werden: Direktor Schmuckler, Berlin, „Baupolizei und Schweißtechnik“; Magistratsbaurat Boehm, Frankfurt a. M., „Die neue Frankfurter Bauordnung“; Oberbaurat Hespeler, Lübeck, „Billiges Bauen und Baupolizei“.

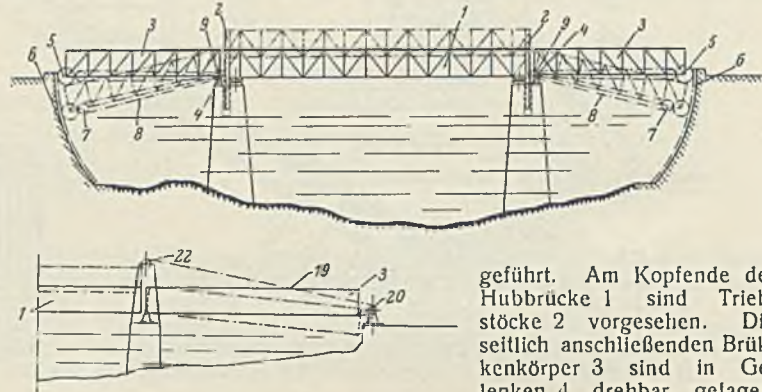
Patentschau.

Hebevorrichtung für Schütze von großer Hubhöhe. (Kl. 84a, Nr. 509 488 vom 8. 4. 1928 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG. in Nürnberg.) Um die Massenträgheit des Verschlusskörpers zu Beginn des Aufziehens sowie die in der Hubrichtung auftretenden Hindernisse zu überwinden, werden zweiarmige, mit den Hubmitteln verbundene Hebel verwendet, und jedes der Hubmittel des Verschlusskörpers greift an dem einen Arm eines auf diesem gelagerten zweiarmigen Hebels an, während dessen anderer Arm sich beim Anheben des Verschlusskörpers aus der Schließlage auf ein ortsfestes Widerlager frei abstützt. Am oberen Rande der Tafeln eines Gleitschützes *a* sind Wangen *b* befestigt, in denen die Lagerzapfen *c* zweiarmiger Hebel-paare *d* gelagert sind. Die einander zugekehrten Arme der Hebel-paare *d* sind mit dem Gestänge *e* durch Gelenkbolzen *f* verbunden und die freien Arme der Einzelpaare unter sich durch die über die Tafeln der Schütze *c* vorspringenden Rundbolzen *g*; letztere legen sich in der Schließstellung des Schützes *c* auf Widerlager *h*, die mit dem Mauerwerk der Nische *i* verbunden sind. Beim Anheben des Schützes stützen sich die freien Arme der Hebel-paare *d* mit den Bolzen *g* auf die Widerlager *h*, so daß die Widerstände des Schützes an den Hebel-paaren *d* wirken. Der Abstand der Gelenkbolzen *f* ist aber

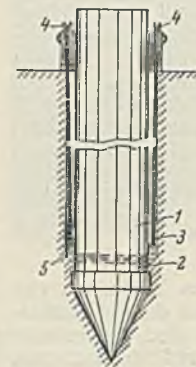


größer als der Abstand des Lagerzapfens von den Verbindungsbolzen *g*, so daß nur noch eine entsprechend kleine Hubkraft nötig ist, den Widerstand des Schützes zu überwinden. Dies dauert so lange, bis die Tafeln des Schützes unter die Bolzen *g* stoßen und diese die Widerlager *h* verlassen, so daß das Schütz *a* an den Gestängen *e* hängt.

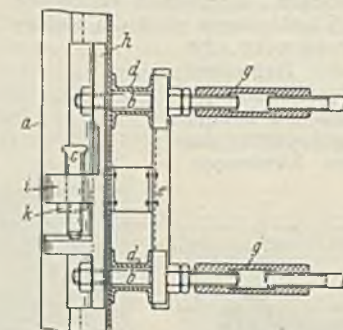
Hubbrücke mit seitlich anschließenden Brücken. (Kl. 19d, Nr. 507 424 vom 19. 6. 1928 von Mitteldeutsche Stahlwerke AG. in Berlin und Ardelt-Werke G. m. b. H. in Eberswalde.) Um die Antriebskraft und besondere Gegengewichte zu ersparen, wird der seitlich anschließende Brückenkörper in lotrechter Richtung schwenkbar oder heb- und senkbar angeordnet und als Gegengewicht der Brücke ausgeführt. Am Kopfe der Hubbrücke 1 sind Triebstöcke 2 vorgesehen. Die seitlich anschließenden Brückenkörper 3 sind in Gelenken 4 drehbar gelagert und durch eine Sperrung am freien Ende beim Verkehr festgehalten. Am Ende der Brückenkörper 3 sind Ritzel 5 angeordnet, die an einem Zahnsegment 6 abrollen und dadurch über ein Ritzel 7 und eine Kette 8 auf ein gleichachsig mit den Gelenken 4 gelagertes, durch einen Motor angetriebenes Ritzel 9 arbeiten, das mit dem Triebstock 2 kämmt. Nach Entfernen der Sperrvorrichtung rollt das Ritzel 5 an dem Zahnsegment 6 ab und treibt das Ritzel 9 an, wodurch die Triebstöcke 2 die Hubbrücke 1 anheben. Das Senken der Brücke geschieht in gleicher Weise im umgekehrten Sinne. Statt des Triebstockes führt man auch das am freien Ende der Seitenbrücke 3 angelenkte Seil 19 über Umlenkrollen 20 und 21, so daß es unmittelbar auf die Hubbrücke 1 wirkt.



Einrichtung zum Ziehen von Vortreibkernen mit Zugseilen. (Kl. 84c, Nr. 511 089 vom 28. 8. 1927 von Stern Gesellschaft für moderne Grundbautechnik m. b. H. in Wien.) Um eingerammte Holz- oder Eisenpfähle zwecks Ausbetonierung des Ramm-schachtes wieder herauszuziehen, werden die Zugseile 3 lediglich am unteren Ende des Rammkernes 1 befestigt und beim Rammen mit in den Boden gezogen. Sie liegen dabei ohne sonstige Befestigung seitlich entlang der Außenfläche des Rammkernes an, lösen sich beim Ziehen des Kernes von diesem ab und werden dann über Leitrollen 4, die am Geerüste ganz nahe über dem Erdboden angebracht sind, zum Windwerk geleitet. Das Seil 3, dessen Enden über Rollen 4 zur Windwerk-trommel laufen, ist durch eine Bohrung 2 des Rammkernes 1 geführt, in die ein Führungsrohr 5 eingesetzt ist, um zu vermeiden, daß sich das Seil abschert oder abknickt.



Schiffshalter. (Kl. 84a, Nr. 500 273 vom 20. 6. 1926 von Hermann Oberschulte in Essen.) Um ohne Gefährdung der Zylinderwand durch die auftretenden Kräfte den Schiffshalter an einem Bollwerk aus Spundbohlen anzubringen, wird ein Gußkörper *h* verwendet, der mit seinen Seitenwänden an den Flanschen der Spundbohle *a* anliegt, ohne deren Steg zu berühren. Der Gußkörper ist mit einer Öse *i* zum Durchstecken eines Dornes *c* versehen, der durch einen Keil *K* gesichert wird. Hinter der Spundwand liegen U-Eisen-Paare *d*, die durch senkrechte Eisen *e* verbunden sind. Zwischen je einem U-Eisen-Paar *d* sind Bolzen *b* hindurchgeführt, die den Gußkörper mit der Wand verspannen und deren hintere Enden mit Spannmutter *g* zur Verbindung mit Verankerungen am Ufer versehen sind.



INHALT: Verstärkungsarbeiten an der Ziemstalbrücke bei Liebschütz. — Die Untersuchung des Baugrundes und die Wasserhaltung für den Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. (Schluß). — Vermischtes: Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1930. — Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. — Eisenbeton-Schleudbau für die Papierfabrik Scheufelen in Oberlenningen, Württ. — Zerlegbare Förderbänder für Bauarbeiten. — Lauchhammer-Baustahl St 52 mit erhöhter Streckgrenze. — Deutscher Baupolizeitag. — Patentschau.