

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 4. Mai 1928

Heft 19

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Vorderarche in Rathenow.

Von Regierungsbaurat Carl Schäfer, Rathenow.

1. Einleitung.

Der seit Jahrhunderten den natürlichen Lauf der unteren Havel in Rathenow zum Zwecke des Betriebes der dortigen Mühlen hemmende Stau wird durch zwei Freiarchen geregelt, die nach ihrer Lage zur Stadt

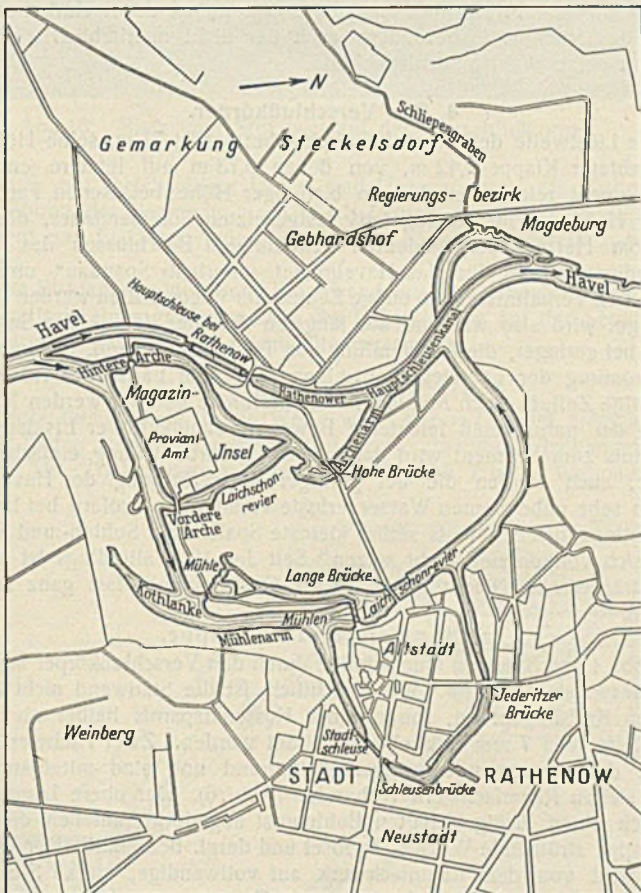


Abb. 1. Lageplan.

als Vorder- und Hinterarche bezeichnet zu werden pflegen (Abb. 1, Lageplan). Ihr Unterwasser umfließt in zwei Armen die mit Speichern und Dienstgebäuden der Heeresverwaltung bestandene, sogenannte Magazin-Insel, um sich danach gemeinsam wieder mit dem des Mühlentarms zu vereinigen. Ein Seitenarm des letzteren ist der die Altstadt umschließende, wahrscheinlich zu Verteidigungszwecken künstlich angelegte Stadtschleusenkanal, am weitesten nach Osten und der Stadt zu gelegen. Ihm gegenüber, im äußersten Westen des Rathenower Gewässernetzes und oberhalb der Freiarchen abzweigend, liegt der in den Jahren 1898/1900 erbaute, mit einer Schleppzugschleuse ausgestattete Hauptschleusenkanal, den die Schifffahrt auf dem Wege Berlin-Hamburg und umgekehrt heute fast ausschließlich noch benutzt.

Die beiden Freiarchen sind in unmittelbarer Verbindung mit den zur Magazin-Insel führenden, der Heeresverwaltung gehörigen Brücken erbaut. Sie haben ihre heutige Gestalt erst in neuerer bzw. neuester Zeit erhalten.

Die Hinterarche, vordem ein Schützenwehr von 13 Öffnungen mit zusammen 22,6 m lichter Durchflußweite, mit hölzernen Griesständern und desgl. Vor- und Abschußboden zwischen steinernen Ufermauern, wurde im Anschluß an die auf Grund des Gesetzes vom 4. August 1904 durchgeführte „Verbesserung der Vorflut- und Schifffahrtsverhältnisse in der unteren Havel“ in den Jahren 1914/15 zugleich mit

der zugehörigen, hölzernen Brücke umgebaut. Die Bauweise bietet nichts bemerkenswertes, insofern nur Beton und Eisen an die Stelle des Holzes traten. Die Zahl der Öffnungen wurde auf zwölf von je rd. 2,0 m Lichtweite, getrennt durch zwei Eisenbeton-Brückenpfeiler und neun eiserne Griesständer, eingeschränkt und die Fachbaumhöhe im Mittelfelde zwischen den Pfeilern um 35 cm gesenkt, die hydraulische Leistungsfähigkeit also gesteigert. Der Charakter der Hinterarche als Schützenwehr blieb erhalten. Sie ging nach dem Umbau aus Eigentum und Unterhaltungspflicht der Stadt Rathenow im Ablösungswege auf die preußische Wasserbauverwaltung über, die auch für erstere, unter Beteiligung an den Kosten, den Umbau durchgeführt hatte.

Die ebenfalls der Stadt gehörige Vorderarche, an die sich am rechten Ufer das Mühlengerinne einer Möbelfabrik unmittelbar anschließt, war damals in ihrem alten Zustande (Abb. 2, Längs- und Querschnitt) belassen, weil trotz mancherlei Mängel eine unmittelbare Gefahr für ihren Bestand nicht drohte. Sie war, wie die Hinterarche, als Schützenwehr gebaut, hatte zehn Öffnungen von zusammen 21,7 m lichter Durchflußweite, zu denen noch zwei Öffnungen des Mühlengerinnes mit zusammen 4,2 m hinzukommen, einfache hölzerne, an Ketten hängende Schütztafeln, hölzernen Vor- und Abschußboden zwischen steinernen Ufermauern, aber eiserne Griesständer, die wegen ihrer Stellung unterhalb der Brücke gegen entsprechende Holme des Abschußbodens mit gleichfalls eisernen Spreizen abgesteift waren. In dieser Bauart stand die Arche seit dem letzten Umbau, der nach einem teilweisen Durchbruch im Jahre 1885 ausgeführt war, im übrigen in wenig veränderter Gestalt seit dem Jahre 1771, gewissermaßen als Nachfolgerin der früher hier, ein wenig unterhalb, befindlichen und im Jahre 1732 in den Stadtschleusenkanal verlegten Kammerschleuse.

Im Jahre 1905 war die oberhalb der Freiarche von der Stadt zur Magazin-Insel führende Holzbrücke von der Heeresverwaltung als Eigentümerin umgebaut worden. Sie erhielt drei von Blechträgern überspannte Öffnungen. Die Träger stützen sich auf die alten Landpfeiler bzw. zwei Joche von Eisenbetonpfählen, die unter Benutzung von eisernen Bohrröhren durch den Vorboden der Arche geführt sind.

2. Notwendigkeit des Umbaues der Vorderarche.

Bald nach dem Brückenbau zeigten sich an den dem Fachbaum der Arche zunächst stehenden Pfählen tiefere Auskolkungen, die offenbar durch die Querspundwand hindurch Verbindung mit dem Unterwasser erhalten hatten. Allerdings waren schon früher auch an anderen Stellen, z. B. am linken Landpfeiler der Brücke bzw. der an ihn anschließenden Ufermauer, Unterläufigkeiten zu Tage getreten. Diese wurden im Laufe der Jahre stärker und stärker, so daß allmählich der Bestand des Bauwerks gefährdet erschien, zumal auch die Griesständer zum Teil mehr oder weniger stark stromabwärts ausgewichen waren.

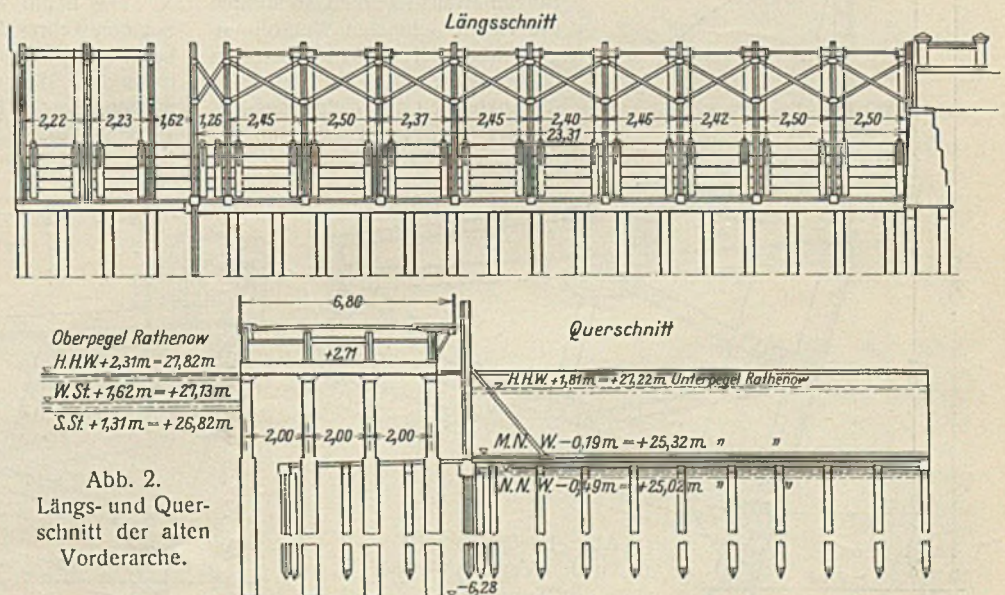


Abb. 2. Längs- und Querschnitt der alten Vorderarche.

Zu diesen bedrohlichen Mängeln an der Arche selbst kamen bedenkliche Unterspülungen des unmittelbar am rechten Sturzbettufer errichteten Fabrikgebäudes. Abb. 3 zeigt die beträchtlichen Versackungen des älteren Gebäudes infolge früherer Auskolkungen. Diese waren zunächst unmittelbar unterhalb der in der Abbildung sichtbaren Querspundwand aufgetreten, die den Abschußboden vom Sturzbett trennt. Hier war allerdings bereits im Jahre 1914 durch Erneuerung der Spundwand, durch Sinkstück und Steinschüttung weiteren Einwirkungen nach Möglichkeit vorgebeugt. Weiter unterhalb vor dem neueren Gebäude ließen aber die dort stehenden Reste der oben erwähnten Kammerschleuse, insbesondere Pfahlrost mit Bohlenbelag und Mauerwerkteilen — ganz links in Abb. 3 — den Erfolg ähnlicher Sicherungsmaßnahmen mindestens sehr zweifelhaft erscheinen, zumal nach Durchführung der eben erwähnten Arbeiten die Hauptangriffe sich auf den anschließenden Teil des Sturzbettes gerichtet und schon weitgehende Unterspülungen der Fabrikmauern verursacht hatten.

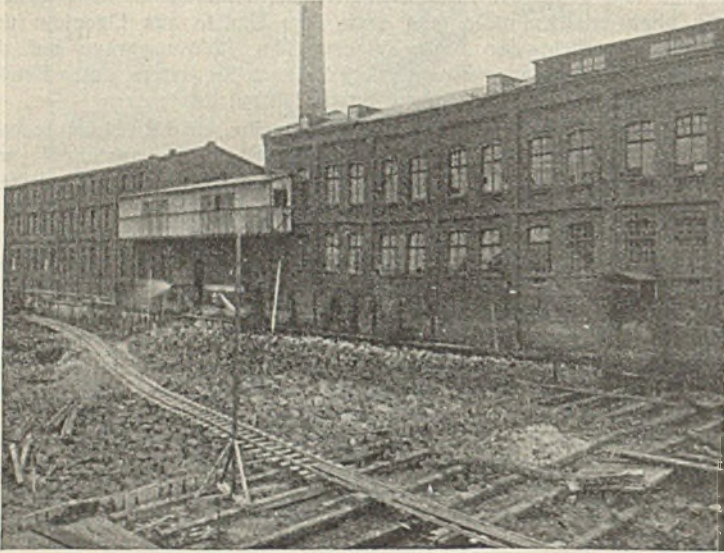


Abb. 3. Blick auf Sturzbett und Fabrik.

Unter diesen Umständen war eine Trockenlegung des Bauwerks geboten. Diese mußte zweckmäßigerweise auch das ganze, recht ausgedehnte Sturzbecken längs der Fabrikgebäude mit umfassen, weil der aus diesem Becken hinausführende Flußarm eine wesentliche Einschränkung des unteren Fangedammes nach Länge und Tiefe gestattete. Als dann kam entweder eine gründliche Instandsetzung oder ein mehr oder weniger vollständiger Neubau der Arche in Frage. Die Stadt entschloß sich zu letzterem. Maßgebend hierbei war die Rücksicht auf die im Verhältnis zu den Gesamtkosten sehr teure Wasserhaltung wie auch auf die recht hohen Unterhaltungskosten der bisherigen Bauart, ferner die Notwendigkeit einer Verbesserung der Hochwasser- und Eisabführung und besserer Sicherung des Sturzbettes mit seinen Ufern durch Wahl einer zweckmäßigeren Bauart.

3. Wahl der Bauart.

Sollten diese beiden Forderungen erreicht werden, so mußten die vielen, schmalen Wehrröffnungen möglichst zu einer einzigen zusammengefaßt, für teilweise Absenkbarkeit des Wehrverschlußkörpers gesorgt und weiterhin der

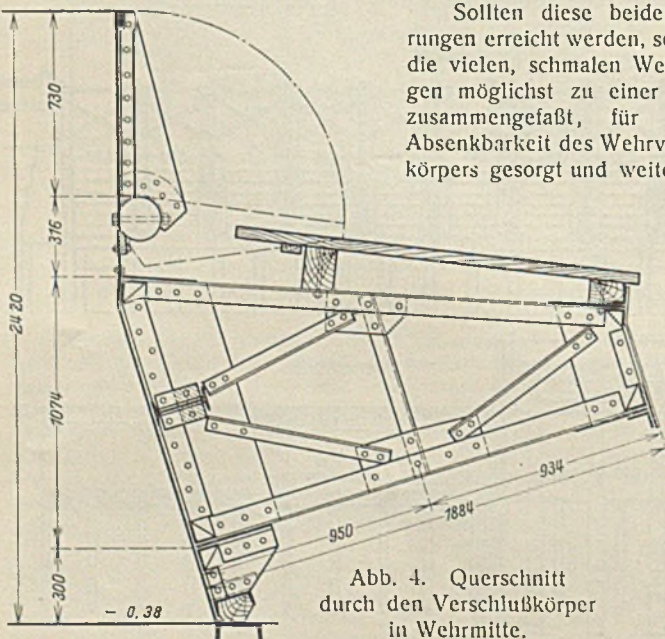


Abb. 4. Querschnitt durch den Verschlußkörper in Wehrmitte.

Abfallboden so ausgebildet werden, daß der größere Teil der lebendigen Kraft des strömenden Wassers noch oberhalb des eigentlichen Sturzbettes gebrochen wird. Selbstverständlich konnte nur ein Verschlußkörper in Frage kommen, der die Wehrbedienung auch bei starker Eisbildung gewährleistet. Im allgemeinen sind das ja Forderungen, die bei jedem neuzeitlichen Wehrbau von einiger Bedeutung erfüllt werden müssen.

Der Verfasser, der für die Stadt Rathenow den Entwurf aufstellte und die Bauausführung leitete, entschloß sich nach voraufgegangener, engerer Ausschreibung, in der Walzen-, Schützen- und Segmentwehr, letzteres mit aufgesetzter Eisklappe nach dem bekannten Eilersschen Patent, im Wettbewerb standen, mit Zustimmung der städtischen Behörden für den Segmentverschluß. Die Gründe, die für und gegen jede dieser Bauarten ins Feld geführt werden können, sind ja in neuerer Zeit in der „Bautechnik“ so ausgiebig erörtert, daß eine weitere Stellungnahme zu ihnen sich erübrigen dürfte. Im vorliegenden Falle war neben den technischen Vorzügen des Systems insbesondere auch der nicht unerheblich niedrigere Preis für seine Wahl ausschlaggebend.

4. Der Verschlußkörper.

Die Lichtweite des Verschlußkörpers beträgt 21,71 m, seine Höhe bei aufgerichteter Klappe 2,42 m, von denen 0,73 m auf letztere entfallen. Das Segment reicht von dem in bisheriger Höhe belassenen Fachbaum bis zur Höhe des im Stauregulativ festgesetzten Sommerstaues, der nach den vom Herrn Oberpräsidenten genehmigten Beschlüssen des „Sachverständigenbeirates für das Havelgebiet unterhalb Spandau“ unter gewöhnlichen Verhältnissen um einige Zentimeter überschritten werden soll. In der Regel wird also während der längsten Zeit des Jahres der Segmentkörper bei geringer, die Ansammlung von Treibsel und dergl. verhindernder Überströmung der umgelegten Eisklappe auf dem Fachbaum ruhen und der übrige Zufluß durch Mühlen und Hinterarche geleitet werden können. Wegen der naturgemäß leichteren Bewegungsfähigkeit der Eisklappe im Verhältnis zum Segment wird dadurch die Wehrbedienung einfacher und billiger; auch werden die bei geringer Wasserführung der Havel den Mühlen sehr unbequemen Wasserverluste vermieden, insofern bei längerer Ruhestellung des Segments selbst kleinste Spalten der Sohlen- und Seitenfugen sich vollkommen dicht setzen. Seit Juli 1926 allerdings ist infolge der beträchtlichen Niederschläge dieser Gesichtspunkt fast ganz zurückgetreten.

a) Segment und Eisklappe.

Abb. 4 und 5 zeigen Querschnitte durch den Verschlußkörper in Wehrmitte bzw. am Stützarm. Wie ersichtlich, ist die Stauwand nicht in der üblichen Kreisbogenform, sondern der Kostenersparnis halber als ebene Blechplatte (von 7 mm Stärke) ausgebildet worden. Zwei Fachwerkträger stützen den oberen und unteren Plattenrand und sind miteinander zu einem steifen Raumbachwerk verbunden (Abb. 6). Der obere Längsträger ist durch einen lüchtig gelegten Bohlenrost abgedeckt, auf den das über die Klappe strömende Wasser, Treibsel und dergl. herabfällt. Der Wasserdruck wird von dem Raumbachwerk auf vollwandige, starke Stützarme und durch deren Lager auf die in diesem Teil erneuerte Ufermauer bzw. einen zwischen Arch- und Mühlengerinne eingeschalteten Pfeiler übertragen. Um letzteren und das zu erneuernde Stück Ufermauer tunlichst kurz halten zu können, ist durch Verankerung Sorge getragen, daß die Lagerdrucke von dem Gesamtkörper des neuen, in der Hauptsache stromaufwärts der Lager gelegenen Mauerteils bzw. Pfeilers aufgenommen werden.

Die heute wohl allgemein übliche Aussteifung der Stauwand eines Segmentwehres durch zwei zu einem Raumbachwerk vereinigte Längsträger beseitigt restlos die der älteren Bauart mit nur einem Längsträger anhaftenden Mängel, vergl. z. B. den Aufsatz von Ostmann über die Stimmingsarche in Brandenburg a. H. im Zentralblatt der Bauverwaltung 1913, S. 420/22. Die Vorderarche arbeitet jedenfalls vollkommen vibrations-

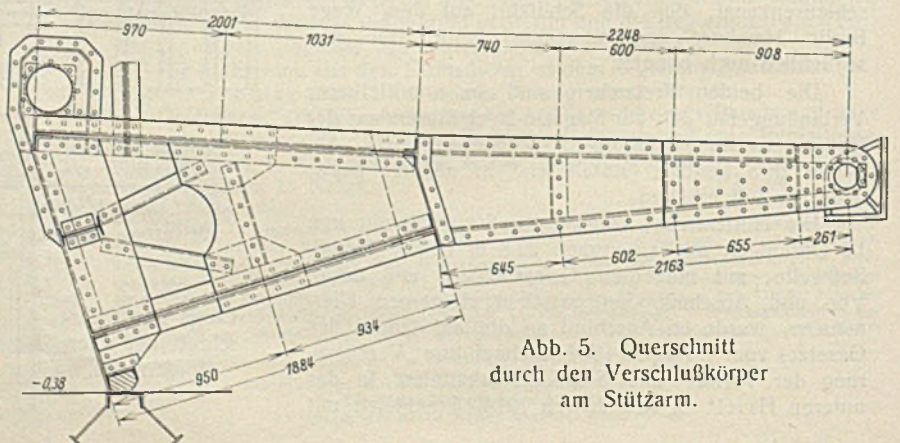


Abb. 5. Querschnitt durch den Verschlußkörper am Stützarm.

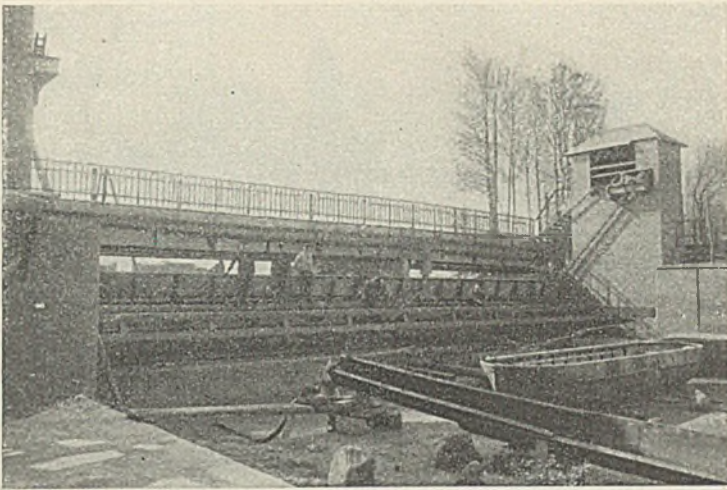


Abb. 6. Blick vom Sturzbett auf den Verschlusskörper.

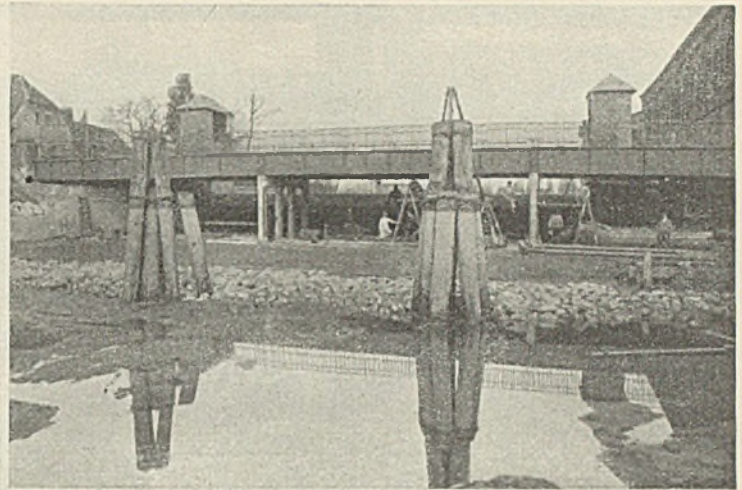


Abb. 9. Blick vom oberen Fangedamm auf die Arche.

frei, auch bei gleichzeitiger Unter- und Überströmung, ein Zustand, der bei Hebung des Segments nach Niederlegung der Eisklappe eintritt, da Segment und Eisklappe jederseits nur von einem Windwerk angetrieben werden.

Die Eisklappe, eine ebene Blechwand mit Versteifungswinkeln, ist an einer mittels einer größeren Zahl von Lagerkörpern auf das Segment gesetzten, durchgehenden Klappenwelle verschraubt.

b) Der maschinelle Antrieb.

Diese torsionsfeste, hohle Welle von 180 mm Durchm. trägt an ihren beiden Enden starke Hebelarme, an denen je eine vom Ritzel angetriebene Stange mit Triebstockverzahnung angreift (Abb. 7 u. 8, Wehrantrieb in

Beim Hochwinden der Zahnstangen wird zuerst die Eisklappe umgelegt und weiterhin, nachdem die Hebelarme sich an besondere Anschläge gelegt haben, das Segment gehoben, ohne daß eine Umschaltung oder eine Änderung des Drehungssinnes im Windwerk nötig wird. Die beim Heben des Verschlusskörpers infolge Überströmens vom Antrieb zu überwindende, zusätzliche Auflast wird durch exzentrische Lagerung des Segments ausgeglichen.

Es ist einleuchtend, daß die Betätigung beider Verschlusssteile von dem gleichen Windwerk aus ihre großen Vorteile hat, von denen neben der Kostenersparnis und der Vereinfachung von Bedienung und Antriebsausbildung besonders die ohne weiteres mit ihr gegebene Kraftreserve zum Losreißen der angefrorenen Klappe bei Eisbildung genannt sein möge.

Beide Windwerke sind in je einem von der Brücke aus mittels einiger Treppenstufen zugänglichen Häuschen (Abb. 9) untergebracht. Sie sind im übrigen so bemessen, daß bei späterer Einführung elektrischen Betriebes nur der Motor auf den Maschinenrahmen der Antriebsseite gesetzt zu

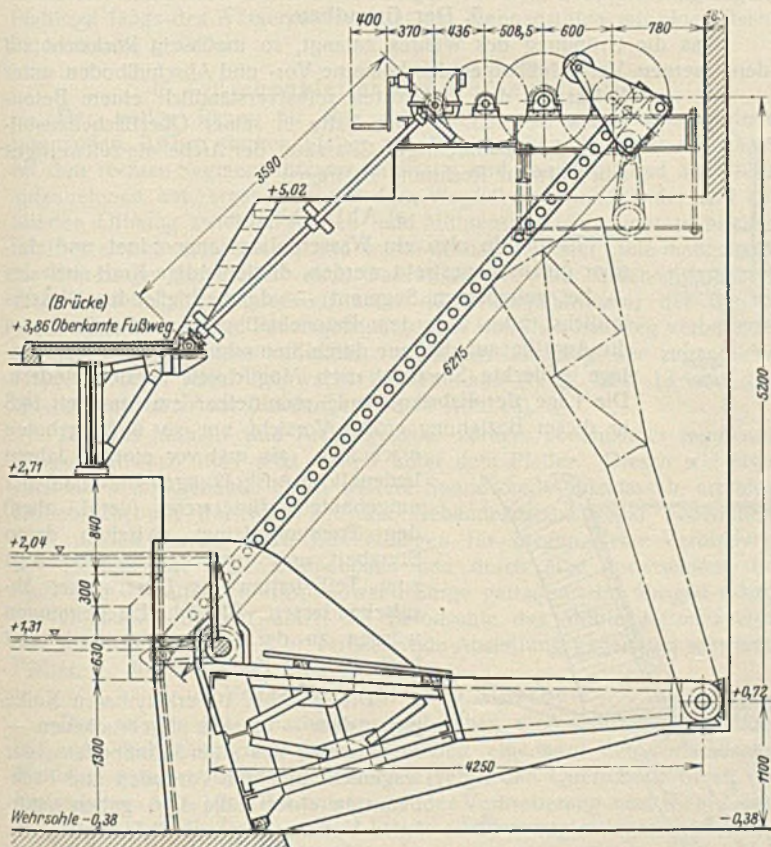


Abb. 7. Wehrantrieb. Aufriß.

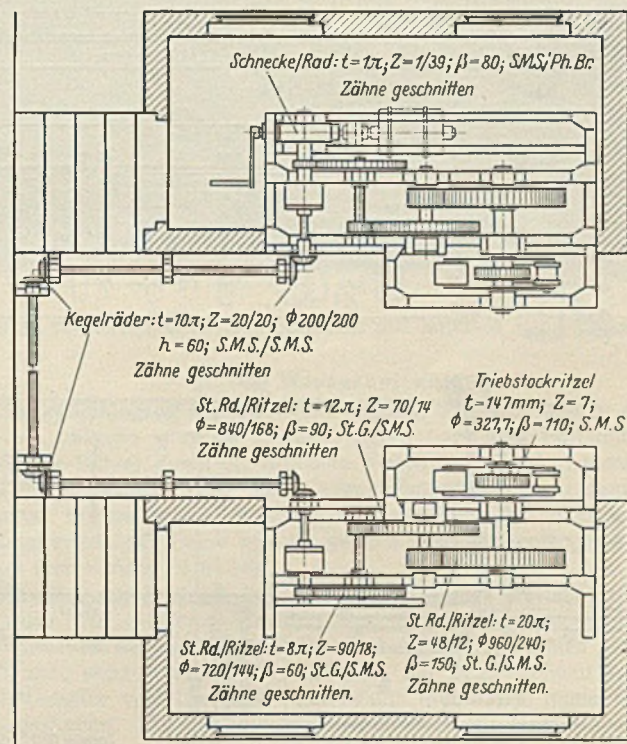


Abb. 8. Wehrantrieb, Grundriß.

Aufriß und Grundriß). Jedes Windwerk einer Seite besteht aus Triebstockritzel mit drehbar gelagerter Führungsschwinge für die Zahnstange und drei Stirnrädervorgelegen auf einem aus schweren Trägern zusammengebauten, eisernen Rahmen. Der Antrieb geschieht von einer Wehrseite aus durch Handkurbel. Diese wirkt unter Zwischenschaltung eines selbstsperrenden, in ein Gehäuse eingeschlossenen und in Öl laufenden Schneckengetriebes auf eine am Randträger der Brücke gelagerte, beiden Windwerken gemeinsame, durchlaufende Welle. Um gleichmäßige Kraftübertragung auf beide Wehrseiten zu erzielen, sind die auf der Verbindungswelle sitzenden Ritzel mit dieser nicht fest durch Keile, sondern durch Lamellen-Rutschkupplungen verbunden.

werden braucht. Zur Verbindung der Schneckenwelle mit dem Motorwellenstumpf wäre alsdann eine elastische Kupplung einzubauen, deren eine Scheibe gleichzeitig als Bremscheibe für eine elektrische betätigte Backenbremse zu dienen hätte. — Um den ganzen Verschlusskörper aus der Tiefst- in die Höchstlage zu heben, d. h. für einen Hubweg von 6,42 m einschließlich Niederlegens der Eisklappe, sind rechnermäßig bei Handantrieb durch zwei Arbeiter rd. 12 Std., bei Antrieb durch einen Elektromotor von 7,5 PS rd. 30 Min. erforderlich. Bei den verhältnismäßig geringen und langsam vor sich gehenden Wasserstandsweichungen der unteren Havel darf das auch hinsichtlich des zurzeit nur vorhandenen Handantriebes als ausreichend angesehen werden.

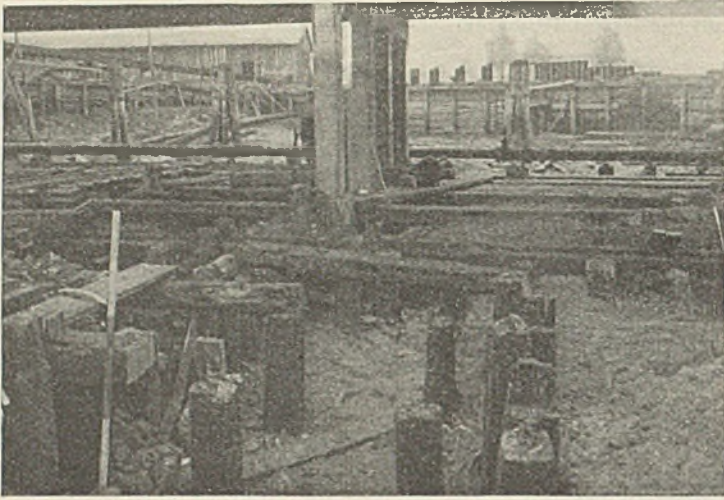


Abb. 10. Blick auf Abfallboden und Vorbett mit oberem Fangedamm.

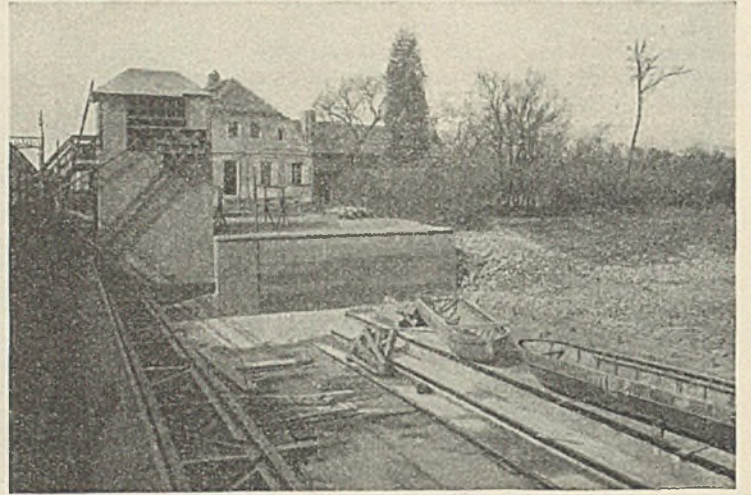


Abb. 11. Blick von der Brücke auf den Abfallboden.

c) Die Wehrdichtung.

Für die Sohlendichtung des Wehrverschlusses ist an den unteren Rand der Segmentwand ein \square -Eisen genietet und an dieses ein eichenes Kantholz geschraubt, das sich auf ein im Wehrrücken verankertes \square -Eisen legt. Die Seitendichtung geschieht mittels sogenannter Dichtungsschilde, d. h. Schleifbleche von 4 mm Stärke mit Messingleisten, welche letztere

sich gegen in der Ufermauer bzw. dem Zwischenpfeiler verankerte Profileisen legen. Wesentlich ist genügende Breite und damit Biegsamkeit dieser Bleche, um größtmögliches Anpressen der Leisten unter dem Wasserdruck zu gewährleisten. Am Fuße trägt jeder Schild einen eichenen Balken, der sich auf den Wehrrücken stützt.

Die Fuge zwischen Segment und Eisklappenwelle dichtet ein am oberen Rande des ersteren festgenietetes Messingfederblech mit oberer Holzleiste und an dieser befestigtem Chromlederstreifen, der auf der Klappenwelle schleift. Auch hier ist genügende Breite des Bleches Vorbedingung einer zuverlässigen Dichtung. Seitlich wird die Klappe mittels Schleifblechs und Messingleiste gegen den Schild des Segments abgedichtet.

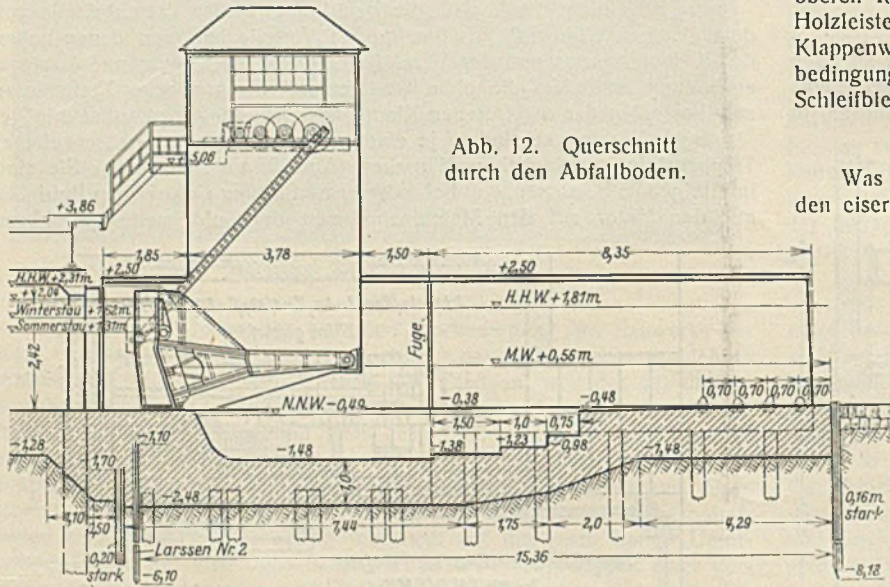


Abb. 12. Querschnitt durch den Abfallboden.

5. Der Grundbau.

Was die Gründung des Wehres anlangt, so mußte in Rücksicht auf den eisernen Verschlusskörper der hölzerne Vor- und Abschlußboden unter Belassung des Pfahlrostes selbstverständlich einem Betonboden weichen. Dieser hatte in seiner Oberflächenausbildung dem nunmehrigen Charakter der Arche als zeitweiliges Überfallwehr Rechnung zu tragen.

a) Abfallboden.

Es mußte also ein Wasserpölster angeordnet und darüber hinaus angestrebt werden, die lebendige Kraft auch des — bei gehobenem Segment — durchschießenden Wassers tunlichst noch über dem Betonabfallboden zu brechen, um die Angriffe auf das nur durch Steinschüttung auf Faschinenlage gedeckte Sturzbett nach Möglichkeit herabzumindern. Die Lage der Fabrikgebäude unmittelbar am Sturzbett ließ in dieser Beziehung größte Vorsicht um so mehr geboten erscheinen, als erst vor einigen Jahren bedenkliche Auskolkungen unterhalb der umgebauten Hinterarche (vergl. oben) den Trennungsdamm zwischen deren Sturzbett und dem Schleusenoberkanal zum Teil hatten ins Unterwasser abrutschen lassen. Ähnliche Erscheinungen würden an der Vorderarche noch weit kostspieligere Folgen haben.

Die in Abb. 10 erkennbaren Kolke unter dem — bereits abgebrochenen — Bohlenbelag des alten Schußbodens, der wagerecht und mit Vorboden und Fachbaum in einer Höhe lag, gaben natürliche Veranlassung zur Tieferlegung des neuen Abfallbodens unmittelbar unterhalb des Segments. Andererseits ließ die Rücksicht auf weitere Standsicherheit der vorhandenen, auf hohen Pfahlrost gegründeten Ufermauer, wollte man besondere Maßnahmen vermeiden, baldigen Wiederanstieg zur früheren Ordinate zweckmäßig erscheinen. Hieraus ergab sich zwanglos die in Abb. 11 und im Querschnitt in Abb. 12 gezeigte Treppenanordnung. An den erst langen, niedrigen, dann kürzeren, höheren Stufen soll das durchschießende Wasser unter Bildung einer Rückwalze seine Kraft zum

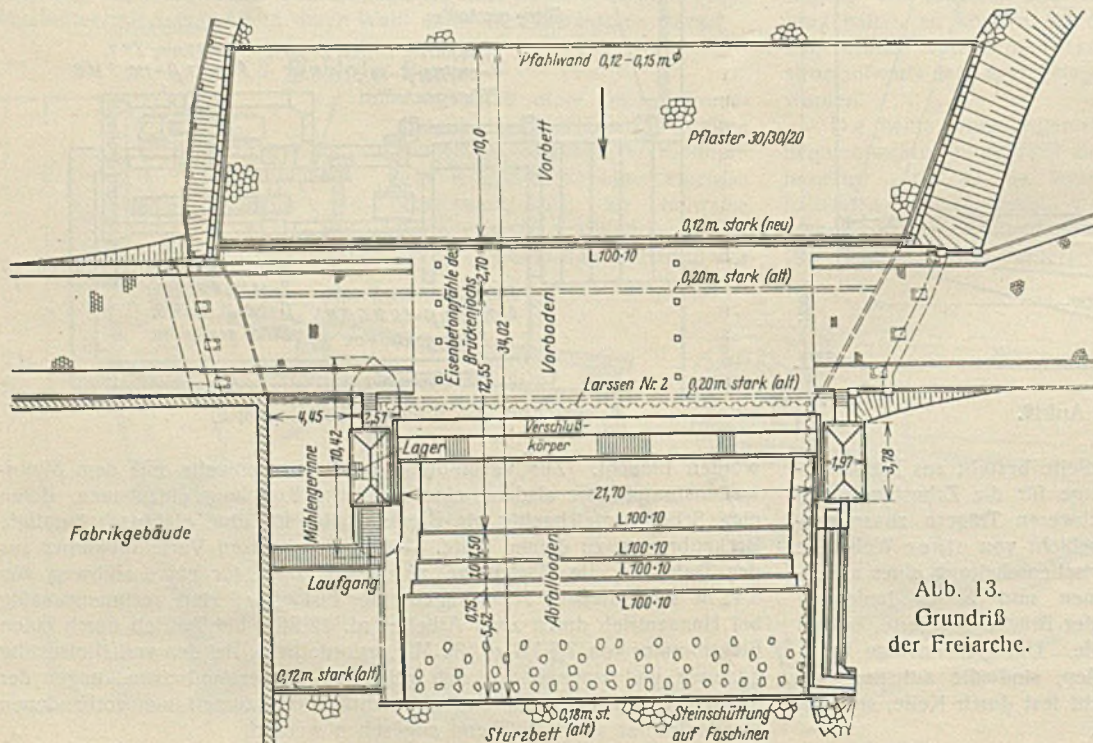


Abb. 13. Grundriß der Freiarche.

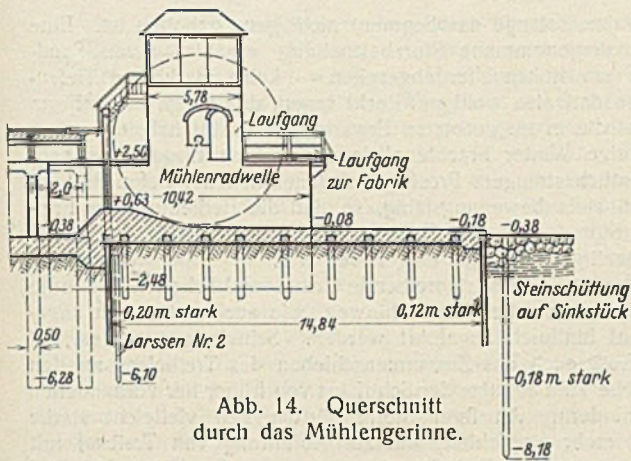


Abb. 14. Querschnitt durch das Mühlengerinne.

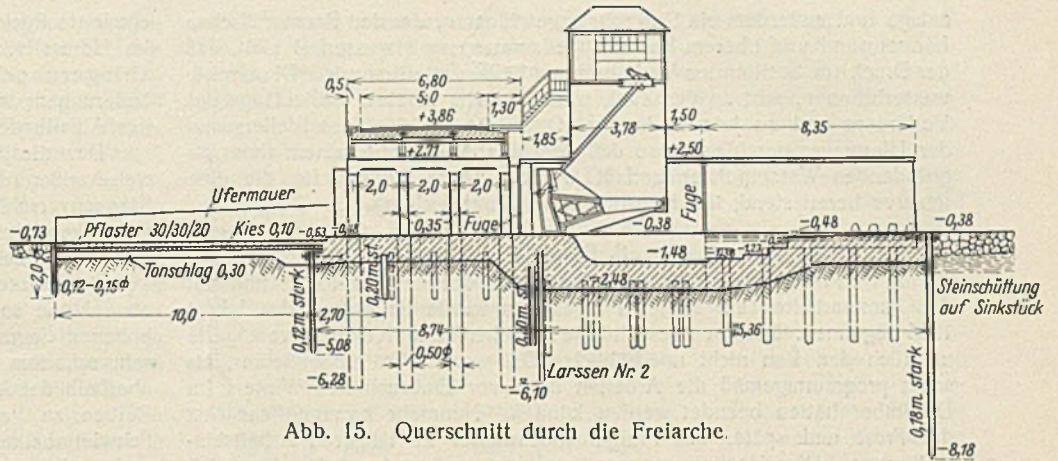


Abb. 15. Querschnitt durch die Freiarche.

größeren Teil brechen. Um endlich das abfließende Wasser von der Sohle des Sturzbettes abzulenken, erhielten die letzten 6 m des rd. 15 m langen Abfallbodens noch eine geringe Steigung von 10 cm, mit der die alte Höhe — Oberkante der im Jahre 1914 (s. oben) erneuerten Querspundwand gleich Fachbaumhöhe — wieder erreicht wurde. Einige Reihen einbetonierter, gegeneinander versetzter Steinblöcke sollen weiter die noch vorhandene Kraft des Wassers schwächen.

Da die den alten Holzfachbaum tragende Hauptspundwand sich als nicht mehr genügend dicht erwiesen hatte, wurde neben ihr eine Larssenwand gerammt, die bis etwa 3,5 m unter die Sohle des Abfallbodens reicht und auch, im rechten Winkel stromabwärts abbiegend, vor der zum Teil unterspülten Ufermauer entlang geführt ist (vergl. den Grundriß der Freiarche in Abb. 13). Diese Mauer wurde, wie bereits oben erwähnt, soweit das zur Aufnahme des Lagerdrucks und zum Aufbau des linken Windwerkhäuschens nötig war, unter entsprechender Tieferlegung der Fundamentsohle erneuert und im übrigen vor dem nunmehr freigelegten Pfahlrost längs des Wasserpolsters und der Treppenstufen mit einer Eisenbetonschürze gesichert.

b) Zwischenpfeiler und Mühlengerinne.

Der nötige Raum für den das Mühlen- vom Freiarchengerinne trennenden, 2,57 m starken Pfeiler mit Windwerkhäuschen, der die Lager für den rechten Segmentstützarm einerseits und das Mühlenrad andererseits aufzunehmen hat, ergab sich aus dem Wegfall der Griesständer und der blinden Öffnung zwischen Arch- und Mühlenschützen. Letztere blieben in ihrer alten Form erhalten und waren deshalb in erster Linie maßgebend für die Länge des Pfeilers nach Oberwasser zu. Der spitzbogige, obere Pfeilerkopf liegt infolgedessen unter der Brückenfahrbahn; der untere, rundbogige ist mit dem Fabrikgebäude durch einfachen Laufsteg verbunden, so daß das im Pfeiler ruhende, von einem Laufgang her zugängliche Mühlenradlager leicht überwacht werden kann (vergl. Abb. 13 und den Querschnitt durch das Mühlengerinne in Abb. 14).

Die das Mühlen- und Archengerinne vordem voneinander trennende Längsspundwand liegt jetzt mitten unter dem Pfeiler. Diesen wie etwa auch das Fabrikgebäude durch weitere Spundwände einzufassen, erschien entbehrlich, mit Rücksicht auf den Gebäudezustand sogar bedenklich. Statt dessen wurde durch Eiseneinlagen für biegeufeste Verbindung des Pfeilers mit den Gerinneböden und durch eine Betonschürze für Sicherung der alten Fabrikspundwand Sorge getragen. Im übrigen erhält das Gebäudefundament durch die Betonsohle des Mühlengerinnes eine den bisherigen Zustand sehr verbessernde Absteifung gegen den schweren Pfeiler.

c) Vorboden, Vor- und Sturzbett.

Der an den alten Fachbaum nach oben wagerecht anschließende, hölzerne Vorboden wurde ebenfalls durch einen auf den vorhandenen Pfahlrost gelegten Betonboden ersetzt (vergl. den Querschnitt durch die Freiarche in Abb. 15). Bei entsprechender Verbreiterung nach dem Oberwasser zu über die Brückenbreite hinaus erhält er zugleich einen Anschlag für Wehrnadeln, so daß mit Hilfe einer gegen die Brückenpfeiler und -Joche abgestützten Nadellehne bei niedrigem Unterwasserstande ohne große Schwierigkeiten und Kosten das Bauwerk trocken gelegt werden kann. Bisher war das nur mittels oberen und unteren Fangedammes möglich; infolge der örtlichen Verhältnisse war in solchen Fällen eine im Verhältnis zum Bauwerk ungewöhnlich große Baugrube von etwa 160 m Länge und bis zu 60 m Breite einzuschließen, die natürlich nur mit großen Kosten wasserfrei gehalten werden kann. Der Betonvorboden wurde nach oberhalb nochmals durch eine 12 cm starke, 3,5 m unter Sohle reichende Querspundwand abgeschlossen. An ihn schließt sich zwischen seitlichen, kleinen Ufermauern aus Beton ein grobes Steinpflaster auf Kiesbettung und Tonschlag, wiederum nach oben abgeschlossen durch eine 2 m lange Pfahlwand, vor der noch eine lose Steinschüttung eingebracht ist. Abb. 9 gibt eine Ansicht vom oberen Fangedamm aus.

Im Sturzbett wurden zunächst die tiefen Kolke unterhalb des 1914 eingebrachten Sinkstücks — vergl. oben — mittels Baggerbodens zugeschüttet. Später, nach Einbringen der Fangedämme, Trockenlegung der Baugrube und Beseitigung der Fundamentreste der alten Kammerschleuse, erhielten Sohle und Böschungen eine Befestigung durch Steinschüttung auf Strauchmatte, und zwar in voller Ausdehnung der Baugrube, d. h. auf rd. 100 m Länge unterhalb des Abfallbodens. Dabei wurde zur Kostenersparung Material aus einem Brücken-Abbruch verwendet. Abb. 16 zeigt einen Blick auf das Sturzbett mit dem unteren Fangedamm.



Abb. 16.

Blick auf Abfallboden und Sturzbett mit unterem Fangedamm.

d) Die Wasserhaltung.

Zur Trockenlegung des Bauwerks mußten, wie oben bereits erwähnt, zwei Fangedämme gezogen werden, deren Lage und Entfernung voneinander (≈ 160 m) durch die örtlichen Verhältnisse bedingt waren. Die Bauart der beiden, je etwa 50 m langen Fangedämme war verschieden. Der untere bestand aus einer schwachen, mit Baggerboden umschütteten Holzspundwand, der obere war als gewöhnlicher Kastenfangedamm ausgebildet (vergl. Abb. 10 u. 16).

Beim Bau des letzteren bekam der Unternehmer die längeren Spundbohlen für den mittleren Abschnitt der oberen Wand nicht rechtzeitig angeliefert. Er begann daher, nach Einbringen der rechten Hälfte der Spundwand, ohne Weisung des Bauleiters mit dem Rammen der linken Spundwandseite vom Ufer aus. Der Schluß mußte also nunmehr in der Mitte stattfinden. Bei der starken Unterläufigkeit der Arche war das ein Fehler, da dauernd größere Wassermengen abfließen und die Flußsohle um so stärker auskolkten, je näher die beiderseitigen Spundwände gegeneinander vorrückten. Nach wiederholten Versuchen gelang zwar unter großen Schwierigkeiten der Schluß, doch brach das Oberwasser nachträglich, da eine ausreichende Abdichtung der Arche sich als nicht möglich erwies, unter der Spundwand durch. Es blieb nichts anderes übrig, als unmittelbar oberhalb noch eine tief reichende Wand aus zufällig verfügbaren Larssenbohlen zu schlagen.

Zur Trockenhaltung der umfangreichen Baugrube genügten im weiteren zwei Kreiselpumpen von 200 mm Durchm. Der untere, neben dem Fangedamm aufgestellte Pumpensatz schöpfte aus offenem Pumpensumpf. Nach erstmaliger Trockenlegung des Sturzbettes genügten im allgemeinen höchstens acht bis zehn Betriebsstunden täglich. An den oberen am Vorboden der Arche aufgestellten Kreisel war eine Grundwassersenkungs-

anlage und außerdem ein Saugrohr angeschlossen, das den Raum zwischen Larssenwand und oberem Kastenfangedamm so weit wasserfrei hielt, daß der Druck im bestimmten Verhältnis auf beide verteilt wurde. Die Grundwasserbrunnen, acht an der Zahl, waren zu vier in einer Reihe längs des Vorbodens und zu je zwei in zwei Quersträngen längs des Pfeilers und der Ufermauer geschlagen, so daß der Abfallboden mit seinem tiefer zu gründenden Wasserpolster umfaßt wurde. Diese Pumpe, für die eine Reserve bereit stand, lief natürlich ohne Unterbrechung.

6. Bauzeit.

Mit den Baggerarbeiten zum Zuschütten der Sturzbett-Kolke und mit den Rammarbeiten am oberen Fangedamm wurde im August des Jahres 1925 begonnen. Der oben geschilderte Zwischenfall an letzterem verzögerte natürlich den Bau nicht unerheblich. Das war um so unbequemer, als sonst programmgemäß die Arbeiten noch vor Einbruch des Winters im Dezember hätten beendet werden können. Nunmehr zwangen zunächst der Frost und später das Frühjahrshochwasser zu längeren Arbeitseinstellungen. Dies Hochwasser war besonders groß und anhaltend, so daß es ratsam erschien, Wasser in die Baugrube zu lassen, weil sich beim unteren, für einen so hohen Druck nicht bemessenen Fangedamm stärkere Durchquellungen zeigten. So konnte die neue Vorderachse erst im Juni 1926 dem Betriebe übergeben werden.

7. Schluß.

Sehr bald hatte sie ihre Feuerprobe zu bestehen. Anfangs Juli setzte bekanntlich das katastrophale Sommerhochwasser ein. Seitdem mußte fast dauernd hohes Wasser bei mehr oder weniger ganz freigelegtem Wehrquerschnitt abgeführt werden. Über dem Abfallboden bildet sich die

erwartete Rückwalze, solange das Segment nicht ganz gehoben ist. Eine im Herbst v. J. vorgenommene Sturzbettpeilung ergab — von Sandablagerungen am linken Ufer abgesehen — keine merkbaren Tiefenänderungen; man darf also wohl mit Recht sagen, daß die gewählte Form des Abfallbodens die in sie gesetzten Erwartungen erfüllt hat.

Der diesjährige Winter brachte alsdann schweren Eisgang bei teilweise außerordentlich strengem Frost. Trotzdem blieb der Segment- und Klappenverschluß stets bewegungsfähig, so daß die Bedienung der Freiarche keinerlei Störung erfuhr. Das war besonders wichtig, weil die Hinterarche zeitweilig rettungslos eingefroren war.

Das massenweise flußabwärts treibende Grund- und Scholleneis konnte ohne Mühe sowohl über die Klappe hinweg, wie auch unter dem angehobenen Segment hindurch abgeführt werden. Schwieriger war es, bei sehr scharfem Frost auch das Zusammenschieben des Treibeises an den oberhalb der Arche zum Schutze der Schifffahrt von früher her vorhandenen Dalben zu verhindern. An ihrer Stelle dürften sich vielleicht starke Schwimmbalken mehr empfehlen, die zur Abführung von Treibsel mit mehr oder weniger großen Zwischenräumen aneinandergesetzt sind und bei Eisbildung ganz entfernt werden.

Abschließend seien noch die beim Umbau der Vorderarche beteiligten Firmen genannt. Den Wehrverschlußkörper lieferte Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen, in Verbindung mit ihr den maschinellen Antrieb die Firma Graue A.-G., Langenhagen vor Hannover. Die Arbeiten für den Grundbau führte die Firma Gottlieb Tesch in Berlin aus, und zwar einschl. der Wasserhaltung, aber ausschl. der Fangedämme, deren Herstellung, Vorhalten und Beseitigung der Zementbaugesellschaft in Rathenow übertragen war.

Die örtliche Bauleitung lag dem Regierungsbauführer Schubel ob.

Alle Rechte vorbehalten.

Über praktische Anordnung von Viehrampen.

Von Reichsbahrat Fahl, Salzwedel.

Für Viehverladung sind praktisch angelegte Buchten zum Sammeln und Sortieren der Tiere wichtig. Bei älteren Rampen sind die Buchten vielfach so angelegt, daß das Vieh vom Landfuhrwerk erst mit fahrbarer Rampe oder Ladebrücke auf das Straßenpflaster abgeladen wird und von da zu ebener Erde in die Bucht hineinläuft. Das ist unpraktisch.

Besser ist die Anordnung nach Abb. 1. Die Buchten stehen auf der Rampe, das Landfuhrwerk wird mit der Rückseite an die Rampe herangeschoben, und die Tiere laufen vom Fuhrwerk ohne Höhenwechsel durch die Türen *a* in die Buchten *B* hinein.

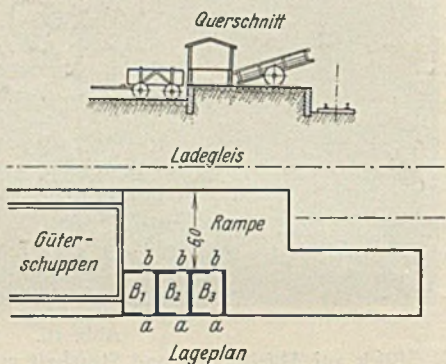


Abb. 1.

Durch die Türen *b* gelangen sie dann zum Verladen in die Eisenbahnwagen. 6 m Breite der Laderampe zwischen Bucht und gleisseitiger Kante sind nötig zur Verladung in Doppelböden mit fahrbarer Rampe. Bei Verwendung tragbarer Ladebrücken genügt eine Breite von 3 bis 4 m.

Diese Bauweise ist in Salzwedel und einigen benachbarten Bahnhöfen, auch wohl an sonstigen Stellen ausgeführt, aber doch wohl nicht allgemein bekannt. Die Viehverlader sind mit dieser Lösung überall zufrieden. Es empfiehlt sich, ähnliche Bauweisen allgemein einzuführen.

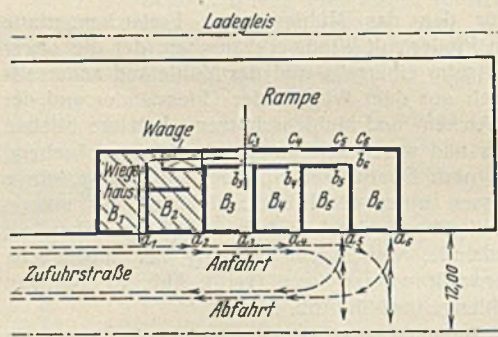
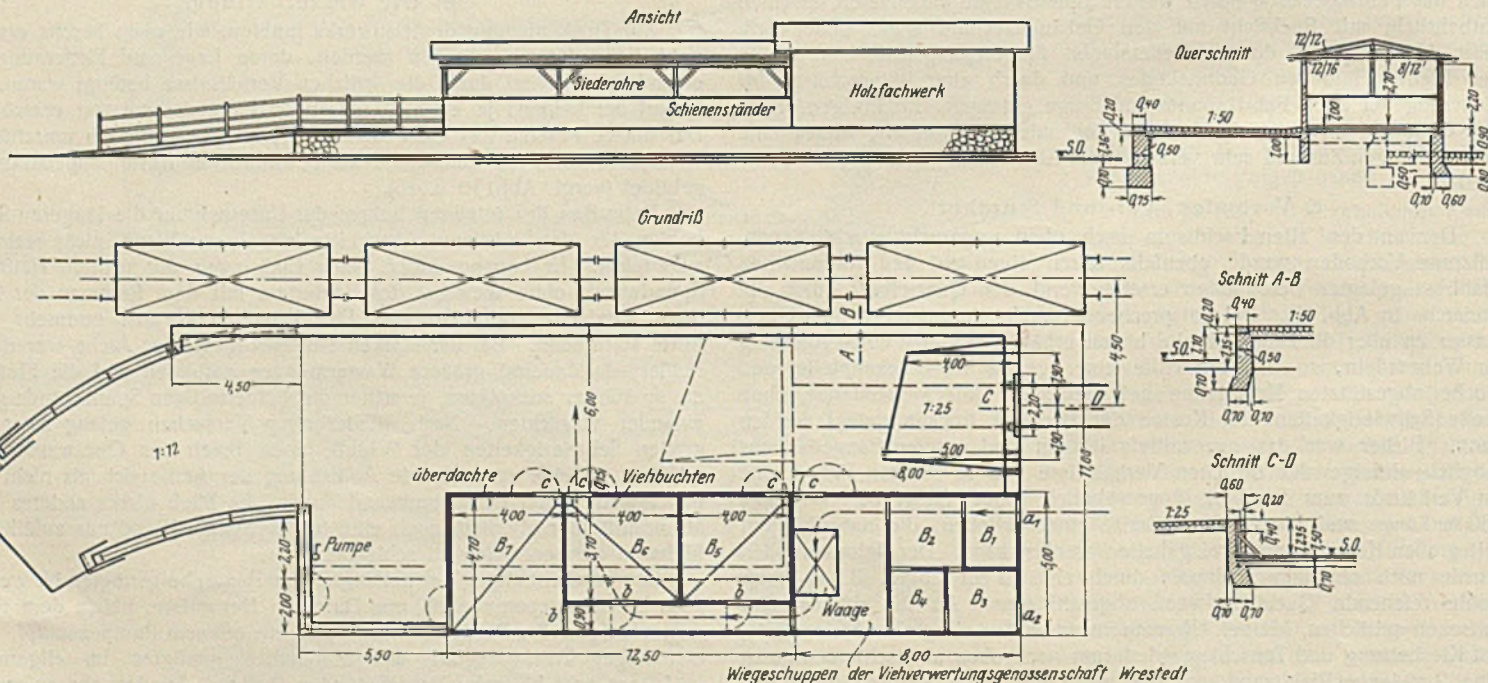


Abb. 2.



Wiegeschuppen der Viehverwertungsgenossenschaft Wrestedt

Abb. 3.

Um dies zu ermöglichen, besonders für größere Anlagen, ist noch folgendes auszuführen. Viehverwertungsgenossenschaften wollen die Tiere oft auf dem Bahnhof wiegen. Man muß dann zu den Buchten ein Wiegehaus und einen Gang vom Wiegehaus zu den Buchten hinzufügen (vergl. Abb. 2). Die zu wiegenden Tiere gelangen durch die Türen a_1 oder a_2 in das Wiegehaus zu kleinen Buchten B_1 oder B_2 , dann zur Waage, von da durch den Gang und die Türen b in die Buchten B_3 bis B_6 und aus diesen durch die Türen b und c zu den Eisenbahnwagen. Nicht zu wiegende Tiere gelangen durch die Türen a_3 bis a_6 unmittelbar in die Buchten B_3 bis B_6 . Eine andere Lösung weist die im Jahre 1927 umgebaute Rampe in Stederdorf auf (vergl. Abb. 3). Die Fuhrwerke fahren mit der Rückseite an die an der Querwand der Rampe befindlichen Türen a_1 und a_2 heran, die Tiere gelangen durch diese Türen in die kleinen Buchten B_1 bis B_3 , aus diesen zur Waage, alsdann durch den Gang und die Türen b in die Buchten B_5 bis B_7 , und aus diesen durch die Türen c zu den Eisenbahnwagen. Auch diese Anordnung hat sich bewährt. Der Viehverkehr hat sich seit dem Umbau der Rampe auf etwa das Doppelte gehoben.

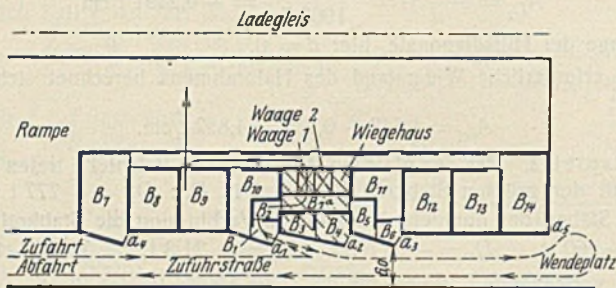
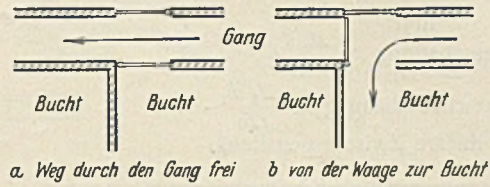


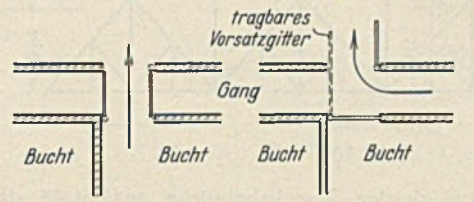
Abb. 4.

Sinngemäß kommt für größere Anlagen auch eine sägeförmige Anordnung der Rampe nach Abb. 4, als Kombination zwischen Abb. 2 u. 3, in Frage. Die zu wiegenden Tiere gelangen durch die Türen a_1 bis a_3 in kleinere Buchten B_1 bis B_6 , alsdann in die Bucht B_{7a} , in der sie

mit Nummern versehen werden, sodann zu einer der Waagen 1 oder 2, von den Waagen wie vor zu den Buchten usw. Nicht zu wiegende Tiere können ohne den Lauf über die Waagen durch die Türen a_1, a_3, a_4 und a_5 in die Buchten $B_{10}, B_{11}, B_{12}, B_7$ und B_{14} gelangen. Diese Anordnung sieht vielleicht auf den ersten Blick etwas ungewöhnlich aus. Es sei aber zunächst daran erinnert, daß die Sägeform bei Güterschuppen mit Vorteil verwandt wird. Nähere Überlegung ergibt folgende Vorteile. Als Breite der Zufuhrstraße genügen bei Abb. 4 etwa 6 m, bei Abb. 2 sind 12 m nötig. Die Längsseiten der Rampe an der Straße brauchen nicht senkrechte Mauern zu sein, sondern können als Böschungen ausgebildet werden; senkrechte Mauern erhalten nur die Querseiten mit den Türen a . Abb. 4 wird daher verhältnismäßig billig. Die Benutzung dieser



a Weg durch den Gang frei b von der Waage zur Bucht



c von der Bucht zum Eisenbahnwagen d von der Waage unmittelbar zum Eisenbahnwagen

Abb. 5.

Rampe durch die Fuhrwerke ist bequem. Diese brauchen beim Heranfahren an die Türen a nur kleine Wendungen zu machen und behindern sich gegenseitig weniger als bei Abb. 2.

Zur Anordnung der Türen ist folgendes zu sagen: Die Ausgänge aus den Buchten müssen in den Ecken liegen, weil es sonst schwer hält, die mitunter störrischen Tiere herauszutreiben. Die an dem Gange liegenden Türen werden zweckmäßigerweise so angeordnet, daß ihre Stellung den Tieren die Wege vorschreibt. Dazu dient der Kunstgriff, daß die Drehachsen der zu beiden Seiten des Ganges einander gegenüberliegenden Türen gegeneinander um 45° versetzt werden (vergl. Abb. 5a bis d).

Alle Rechte vorbehalten.

Abstützungen von Druckstäben.

Von Dipl.-Ing. L. Kulka, Hannover.
(Schluß aus Heft 17).

II.

Nun noch einige Worte über den in Abb. 1 dargestellten Fall der Stützung eines Obergurtstabes O durch einen an seinen Halbierungspunkt gelenkig angeschlossenen Pfosten V . Der Pfosten V soll so stark bemessen werden, daß für den Obergurtstab für das Ausknicken in der Tragwandebene mit einer Knicklänge gleich der einfachen Feldweite o gerechnet werden darf. Wird unter dieser Voraussetzung die Belastung bis zur Knicklast O des Einzelstabes o gesteigert, also bis zu der dem Schlankheitsgrad $\frac{o}{i_x}$ entsprechenden Knicklast, so bildet C einen Wendepunkt in der Knicklinie des auch in C biegungssteifen Obergurtstabes. C kann demnach, wie auch eine Betrachtung der Gl. 12a für diesen Fall zeigt, als Momentennullpunkt im Obergurtstabe selbst angesehen werden, und man erhält für eine sehr kleine (theoretisch für eine unendlich kleine) Abweichung des Punktes C von der Geraden AB die vom Pfosten zu leistende Stützkraft mit

$$A_c = \frac{2O}{o} \cdot c.$$

Der Pfosten darf erst bei der gleichzeitig mit der Knicklast des Obergurtstabes in ihm wirkenden und mit Berücksichtigung der Stützkraft A_c als Druckkraft errechneten Stabkraft ausknicken.

Nun ist aber das Maß c der Ausweichung, wovon die Stützkraft abhängt, noch unbestimmt. Man bleibt im allgemeinen auf eine Schätzung von c angewiesen. Nimmt man $c = \frac{o}{200}$ an, so wird aber die Stützkraft

$$A_c = \frac{O}{100}$$

in Übereinstimmung mit der praktisch bewährten Forderung der deutschen Reichsbahnvorschriften.

Eine weitergehende Abminderung der Knicklänge des Obergurtstabes durch eine biegungssteife Verbindung mit dem entsprechend stark bemessenen Pfosten zu erzielen, kommt praktisch kaum in Frage. Die Theorie der Knickung solcher biegungssteifer Stabverbindungen hat übrigens, ihrer sonstigen Bedeutung wegen, in den Werken: Zimmermann, Die Knickfestigkeit von Stabverbindungen, Bleich, Theorie und Berechnung eiserner Brücken, eine ausführliche Behandlung erfahren, so daß dieser Hinweis genügt.

Das unter I entwickelte Verfahren gestattet nun eine zweifache Anwendung, je nachdem es sich um die Querschnittsermittlung für die Stäbe der Verbindung handelt, wobei der anzustrebende Sicherheitsgrad gegeben ist, oder um die Nachprüfung bestehender Bauten, also um die Ermittlung des bei gegebener Gebrauchslast und gegebenen Abmessungen der Bauteile vorhandenen Sicherheitsgrades gegen seitliches Ausknicken im Kreuzungspunkte.

Im ersten Falle wird man nach vorläufiger Annahme der Querschnitte zu prüfen haben, ob $\sum A_m > O$ ist, wobei in den Ausdrücken der einzelnen A_m immer wieder die Absolutbeträge der mit der verlangten Sicherheitsziffer multiplizierten Gebrauchskräfte einzusetzen sind. Ist $\sum A_m \leq O$, so genügen die gewählten Abmessungen bereits. Ist hingegen $\sum A_m > O$, so müssen einzelne Stäbe der Verbindung verstärkt werden.

Im zweiten Falle wird man zu zwei oder drei geschätzten Werten der Sicherheit ψ die zugehörigen Werte der Summe $\sum A_m$ rechnen und sie als Ordinaten zu den Abszissen ψ auftragen, wobei die Vorzeichen von $\sum A_m$ zu berücksichtigen sein werden. Die freihändig eingetragene Verbindungskurve der dadurch bestimmten Punkte schneidet die ψ -Achse in dem gesuchten Werte ψ_0 .

Zum besseren Gebrauch der Tabellen sind zunächst vor Rechnung der Beispiele die Formeln für lineare und quadratische Zwischenschaltung angegeben.

Lineare Zwischenschaltung.

$$\phi_{11m} = (\phi_1)_1 + \frac{A_1 \phi_1}{\int \left(\frac{\psi}{\pi} \right)} \cdot \left(\frac{\psi}{\pi} - \frac{\psi_1}{\pi} \right),$$

wobei $(\phi_1)_1$ der Funktionswert an der vorhergehenden Stelle ist,

$$\frac{A_1 \phi_1}{\int \left(\frac{\psi}{\pi} \right)}$$

aus Tabelle.

Quadratische Zwischenschaltung.

$$\phi_{1qu} = (\phi_1)_1 + \left(\frac{A_1 \phi_1}{\int \left(\frac{\psi}{\pi} \right)} \right) \left(\frac{\psi}{\pi} - \frac{\psi_1}{\pi} \right) + \frac{A_2 \phi_1}{2 \int^2 \left(\frac{\psi}{\pi} \right)} \cdot \left(\frac{\psi}{\pi} - \frac{\psi_1}{\pi} \right) \left(\frac{\psi}{\pi} - \frac{\psi_2}{\pi} \right).$$

Der Index 2 bezieht sich auf den Wert an der folgenden Stelle:

$$\frac{J_2 \phi_1}{2 J^2 \left(\frac{\varphi}{\pi}\right)}$$

ist ebenfalls der Tabelle zu entnehmen.

Bis $\left(\frac{\varphi}{\pi}\right) = 0,70$ ist die lineare Zwischenschaltung bis auf zwei Dezimalen genau,

bis $\left(\frac{\varphi}{\pi}\right) = 0,84$ ist die quadratische Zwischenschaltung bis auf zwei Dezimalen genau.

Diese Grenzen sind durch Querstriche in der Tabelle kenntlich gemacht.

Wenn $\frac{\varphi}{\pi} > 0,84$, muß der Funktionswert neu berechnet werden.

Genauigkeit:

Bei linearer Zwischenschaltung $\approx \frac{J_2 \phi_1}{8}$;

bei quadratischer Zwischenschaltung $\approx \frac{J_3 \phi_1}{25}$.

Bei ϕ_2 genügt stets lineare Zwischenschaltung.

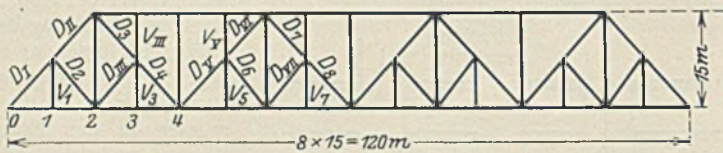


Abb. 10.

Beispiel 1. Eine zweigleisige Eisenbahnbrücke aus St 48 der Deutschen Reichsbahn mit dem in Abb. 10 dargestellten Hauptträger-system weise in D_1 eine größte Druckkraft von -1417 t auf, hervorgerufen durch ständige Last und durch die in ungünstigster Stellung befindliche und mit der Stoßziffer multiplizierte Verkehrslast. Gleichzeitig treten in den an den Knoten I anschließenden Stäben die folgenden Kräfte auf:

$$D_1 = -1417 \text{ t}; \quad D_{11} = -1291 \text{ t}; \quad D_2 = -126 \text{ t}; \quad V_1 = +178 \text{ t}.$$

Die Hauptdiagonale hat durchgehend den in Abb. 11 dargestellten Querschnitt mit:

$$F = 914,2 \text{ cm}^2; \quad J_x = 675\,805 \text{ cm}^4; \quad J_y = 892\,974 \text{ cm}^4; \\ i_x = 27,19 \text{ cm}; \quad i_y = 31,25 \text{ cm}.$$

Ihre freie Knicklänge in der Tragwandebene betrage $s_{kx} = 1060,7$ cm.

Es ist der erforderliche Rahmenwiderstand eines in der Ebene von V_1 anzuordnenden Querrahmens derart zu ermitteln, daß die Stabverbindung gegen ein seitliches Ausweichen mindestens den gleichen Sicherheitsgrad aufweise, wie die Halbdigonale D_1 gegen Ausknicken in der Träger-ebene.

Die nachstehende Berechnung wird unter der Annahme durchgeführt, daß in beiden Hälften D_1 und D_{11} der Hauptdiagonale die gleiche, und zwar die der stärker belasteten Hälfte entsprechende Stabkraft wirke. Hierdurch und durch die Wahl eines etwas höheren Sicherheitsgrades, als in den BE verlangt, wird die Zuverlässigkeit der Berechnung erhöht und die Anwendung der vereinfachten Gl. 12a für die Ermittlung des der Hauptdiagonale entsprechenden Wertes A_s ermöglicht.

Für D_1, D_{11} .

$$\varphi_s = \pi \cdot \frac{\lambda_s}{\lambda_k}$$

$$\lambda_s = \frac{s_{ky}}{i_y} = \frac{s}{i_y} \quad s = \text{Länge des Halbstabes.}$$

λ_k entspricht $\sigma_k = \frac{\psi S}{F}$ und wurde wegen der bezüglich der Sicherheit getroffenen Festsetzung angenommen mit

$$\lambda_k = \frac{s_{kx}}{i_x}$$

Dann ist

$$\varphi_s = \frac{i_x}{i_y} \cdot \pi$$

$$\varphi_s = \frac{27,19}{31,25} \cdot \pi = 0,8701 \pi$$

$$A_s = \frac{2 \psi S}{s} \cdot \frac{1}{1 - \text{tg } \varphi} \quad (\text{vergl. Gl. 12a}).$$

Für $\lambda_k = \lambda_x = \frac{s}{i_x} = \frac{1060,7}{27,19} < 60$ wird $\sigma_k = 3,12$ t/cm² und somit

$$\psi = \frac{3,12 F}{D_1} = \frac{3,12 \cdot 914,2}{1417} = 2,013$$

[Nach den BE verlangt

$$\psi' = \frac{3120}{1820 - 0,1228 l^2} = \frac{3120}{1820 - 0,1228 \cdot 39,02^2} = 1,911$$

Überschuß an Sicherheit $\frac{2,013 - 1,911}{1,911} \cdot 100 = 5,3\%$ aus den angeführten Gründen].

Mit $\psi S = 3,12 F$ wird

$$A_s = \frac{2 \cdot 3,12 \cdot 914,2}{1060,7} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\text{tg}(0,8701 \pi)}{0,8701 \pi}} = a \phi$$

$$a = 5,378; \quad \phi = 0,8634; \quad A_s = +4,643 \text{ t/cm}.$$

Für D_2 .

$$A_{D_2} = \frac{\psi D_2}{d} = \frac{2,013 \cdot 126}{1060,7} = +0,2391 \text{ t/cm}$$

(d = Länge der Hilfsdiagonale, hier $d = s$).

Der erforderliche Widerstand des Halbrahmens berechnet sich demnach zu:

$$A_{\text{erf}} = 4,643 + 0,239 = 4,882 \text{ t/cm}.$$

Beispiel 2. Bei der gleichen Brücke wie in Beispiel 1 treten gleichzeitig mit der größten Stabkraft ($S_g + \varphi p$) in D_V : $D_V = -777$ t in den übrigen Stäben der nunmehr betrachteten Verbindung die Stabkräfte auf: $D_{V1} = -660$ t; $D_8 = -117$ t; $V_V = -21,3$ t; $V_5 = +144,5$ t.

Der vorstehende Lastwert für die obere Hälfte V_V des Pfostens enthält außer der oberen Knotenlast aus ständiger Belastung noch ein Hundertstel der gleichzeitig mit D_V in O_{V1} auftretenden Stabkraft.

Die Hauptdiagonale hat durchgehend den in Abb. 12 angegebenen Querschnitt mit:

$$F = 546,6 \text{ cm}^2; \quad J_x = 160\,493 \text{ cm}^4; \quad J_y = 334\,521 \text{ cm}^4; \\ i_x = 17,14 \text{ cm}; \quad i_y = 24,74 \text{ cm}.$$

Maßgebend für die Berechnung sei der in D_V gegen Ausknicken in der Träger-ebene mit einer freien Knicklänge $s_{kx} = 950$ cm vorhandene Sicherheitsgrad $\psi = 2,195$.

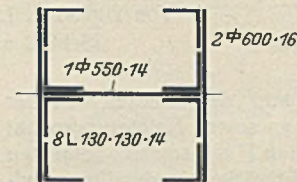


Abb. 12.

Für D_{V1} .

Wird für den Stab D_{V1} die freie Knicklänge für das Ausknicken in der Tragwandebene gleich derjenigen für D_V , so ist für beide Stäbe wegen des gleichen Querschnittes

$$\varphi = \pi \cdot \frac{\lambda_y}{\lambda_x}$$

Mit

$$\lambda_y = \frac{1060,7}{24,74} = 42,87 \quad \text{und} \quad \lambda_x = \frac{950}{17,14} = 55,43$$

wird

$$\varphi = \pi \cdot \frac{42,87}{55,43} = 0,7734 \pi.$$

Der maßgebende Sicherheitsgrad beträgt wegen $\lambda_x < 60$

$$\psi = \frac{3,12 F}{D_V} = \frac{3,12 \cdot 546,6}{777} = 2,195.$$

Die Gl. 12 lautet mit den Vereinfachungen

$$s_1 = s_2 = s; \quad \varphi_1 = \varphi_2 = \varphi; \quad S_1 = \psi D_V; \quad S_2 = \psi D_{V1}.$$

$$A_s = \frac{\psi}{s} \left[D_V + D_{V1} + \frac{4}{\left(\frac{1}{D_V} + \frac{1}{D_{V1}}\right) (\varphi \text{ ctg } \varphi - 1)} \right] \\ = \frac{2,195}{1060,7} \left[777 + 660 + \frac{4}{\left(\frac{1}{777} + \frac{1}{660}\right) (0,7734 \pi \text{ ctg } 0,7734 \pi - 1)} \right] \\ \phi = 3,8160 \\ = +2,200 \text{ t/cm}.$$

Für D_8 .

$$A_{D_8} = \frac{\psi S}{s} = \frac{2,195 \cdot 117}{1060,7} = +0,242 \text{ t/cm}.$$

Für V_V, V_5 .

Gewählt wurde der in Abb. 13 dargestellte Querschnitt mit
 $F = 186,0 \text{ cm}^2$; $J_x = 86\,841 \text{ cm}^4$.

Für V_V wird

$$\psi S = 2,195 \cdot 21,3 = 46,75 \text{ t}$$

$$\sigma_k = \frac{\psi S}{F} = \frac{46,75}{186} = 0,251 \text{ t/cm}^2 < \sigma_p,$$

also Eulerbereich

$$\varphi_s = s \sqrt{\frac{\psi S}{EJ}} = 750 \sqrt{\frac{46,75}{2100 \cdot 86\,841}} = 0,3801 = \varphi_2.$$

Für V_5 wird

$$\psi Z = 2,195 \cdot 144,5 = 317,2 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{\psi Z}{F} = \frac{317,2}{186} = 1,705 \text{ t/cm}^2 < \sigma_p$$

$$\varphi_l = s \sqrt{\frac{\psi Z}{EJ}} = 750 \sqrt{\frac{317,2}{2100 \cdot 86\,841}} = 0,9893 = \varphi_1.$$

Nach Fall c, Gl. 21, ist

$$A_{l,s} = -\frac{Z}{l_1} + \frac{S}{s_2} + \left(\frac{l_1 + s_2}{l_1 s_2}\right)^2 \cdot \frac{1}{-\frac{1}{Z l_1} \cdot (\varphi_1 \text{ctg } \varphi_1 - 1) + \frac{1}{S s_2} \cdot (\varphi_2 \text{ctg } \varphi_2 - 1)}$$

Für $l = s = v$ wird

$$A_{l,s} = \frac{S-Z}{v} + \frac{4}{v} \cdot \frac{Z}{-(\varphi_1 \text{ctg } \varphi_1 - 1) + \frac{Z}{S} \cdot (\varphi_2 \text{ctg } \varphi_2 - 1)}$$

Für $\varphi_1 = 0,9893$ wird $\phi_1 = -0,3069$,

für $\varphi_2 = 0,3801$ wird $\phi_2 = -0,0486$:

$$A_{l,s} = \frac{46,75 - 317,2}{750} + \frac{4}{750} \cdot \frac{317,2}{-0,3069 - \frac{317,2}{46,75} \cdot 0,0486} = -3,018 \text{ t/cm}$$

$$\Sigma A = +2,200 + 0,242 - 3,018 = -0,576 \text{ t/cm} < 0.$$

Es ist demnach noch ein Überschuß über die angestrebte Sicherheit vorhanden.

Beispiel 3. Eine Straßenbrücke aus St 37, deren Hauptträgersystem in Abb. 14 teilweise angedeutet ist, weise im unteren Teile D_V der Hauptdiagonale eine größte Gebrauchsspannkraft von $D_V = -270 \text{ t}$ und gleichzeitig in den übrigen Stäben die nachstehenden Kräfte auf:

$$D_{V1} = -250 \text{ t}; \quad D_6 = -20 \text{ t}; \quad V_V = -3,28 \text{ t}; \quad V_5 = +25,0 \text{ t}.$$

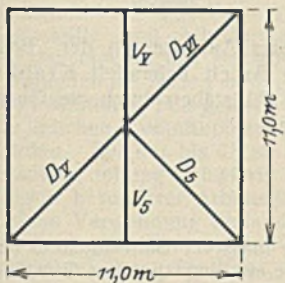


Abb. 14.

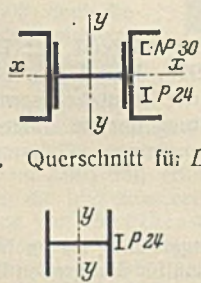


Abb. 15a. Querschnitt für D_V u. D_{V1} .

Abb. 15b. Querschnitt für V_V u. V_5 .

Die vorhandenen Querschnitte von D_6, D_V bzw. V_V, V_5 sind in Abb. 15 dargestellt und werden durch folgende Angaben näher beschrieben:

$$F = 228,9 \text{ cm}^2; \quad J_x = 20\,204 \text{ cm}^4; \quad J_y = 38\,088 \text{ cm}^4;$$

$$i_x = 9,40 \text{ cm}; \quad i_y = 12,90 \text{ cm}.$$

V_V und V_5 .

$$F = 111,3 \text{ cm}^2; \quad (J_x = 4152 \text{ cm}^4); \quad J_y = 11\,686 \text{ cm}^4;$$

$$(i_x = 6,11 \text{ cm}); \quad i_y = 10,2 \text{ cm}.$$

Bei gleichartiger seitlicher Stützung des Pfostens $V_{V,5}$ wie im Beispiel 2 soll der Sicherheitsgrad gegen seitliches Ausweichen der Verbindung nachgewiesen werden.

Es ist dabei vorausgesetzt, daß eine bestehende Straßenbrücke auf Grund der BE nachgerechnet werden soll für eine höhere Belastung, als im Entwurf vorgesehen war. Zu diesem Zwecke werden für verschiedene Annahmen $\psi_1 = 2,0$; $\psi_2 = 1,8$; $\psi_3 = 1,927$; $\psi_4 = 1,940$ des mit diesen Werten geschätzten Sicherheitsgrades gegen seitliches Ausweichen die dazugehörigen Werte der Summe ΣA bestimmt und auf zeichnerischem Wege der dem Summenwerte $\Sigma A = 0$ zugeordnete Betrag ψ_0 bestimmt, der die gesuchte Sicherheit angibt.

Für D_V, D_{V1}

Erste Annahme $\psi_1 = 2,0$.

$$S_1 = 2 \cdot 270 = 540 \text{ t} \quad S_2 = 2 \cdot 250 = 500 \text{ t}$$

$$\sigma_{k1} = \frac{540\,000}{228,9} = 2359,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Dem entspricht nach der Knickspannungslinie für St 37

$$\lambda_{k,1} = 64,99$$

$$\lambda_s = \frac{s_{ky}}{i_y} = \frac{777,8}{12,90} = 60,29$$

$$\frac{\varphi_1}{\pi} = \frac{\lambda_s}{\lambda_{k,1}} = \frac{60,29}{64,99} = 0,9277$$

$$\sigma_{k,2} = \frac{500\,000}{228,9} = 2184,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_{k,2} = 86,41$$

$$\frac{\varphi_2}{\pi} = \frac{\lambda_s}{\lambda_{k,2}} = \frac{60,29}{86,41} = 0,6977$$

$$A_s = \frac{S_1 + S_2}{s} + \frac{4}{s} \cdot \frac{S_2}{S_1 \cdot (\varphi_1 \text{ctg } \varphi_1 - 1) + (\varphi_2 \text{ctg } \varphi_2 - 1)} = +1,1676 \text{ t/cm}.$$

Für D_6 :

$$A = \frac{\psi_1 S}{s} = \frac{2 \cdot 20}{777,8} = 0,0514 \text{ t/cm}.$$

Für $V_{V,5}$:

$$Z = \psi_1 V_5 = 2 \cdot 25 = 50 \text{ t}$$

$$\varphi_l = l \sqrt{\frac{Z}{EJ}} = 550 \sqrt{\frac{50}{2100 \cdot 11\,686}} = 0,2499 \pi$$

$$S = 2 \cdot 3,28 = 6,56 \text{ t}$$

$$\varphi_s = s \sqrt{\frac{S}{EJ}} = 550 \sqrt{\frac{6,56}{2100 \cdot 11\,686}} = 0,09052 \pi$$

$$A_{l,s} = -\frac{Z}{l_1} + \frac{S}{s} + \left(\frac{l+s}{l s}\right)^2 \cdot \frac{1}{-\frac{1}{Z l_1} \cdot (\varphi_l \text{ctg } \varphi_l - 1) + \frac{1}{S s} \cdot (\varphi_s \text{ctg } \varphi_s - 1)}$$

Für $l = s = v$ wird

$$A_{l,s} = \frac{S-Z}{v} + \frac{4}{v} \cdot \frac{Z}{-(\varphi_l \text{ctg } \varphi_l - 1) + \frac{Z}{S} \cdot (\varphi_s \text{ctg } \varphi_s - 1)}$$

$$A_{l,s} = \frac{6,56 - 50}{550} + \frac{4}{550} \cdot \frac{50}{-\phi_1 + \frac{Z}{S} \cdot \phi_2}$$

Für $\varphi_l = 0,2499 \pi$ wird $\phi_l = -0,1975$,

für $\varphi_s = 0,09052 \pi$ wird $\phi_s = -0,02709$.

$$A_{l,s} = -0,07898 - \frac{200}{550} \cdot \frac{1}{0,4040} = -0,9791 \text{ t/cm}$$

$$\Sigma A = +1,1676 + 0,0514 - 0,9791 = +0,2399 \text{ t/cm}.$$

Die zweite Annahme mit $\psi_2 = 1,8$ führt durch eine ähnliche Rechnung zu dem Werte $\Sigma A = -0,4132 \text{ t/cm}$. Die in Abb. 16 durchgeführte geradlinige Einschaltung führt zu einem neuen Werte des Sicherheitsgrades $\psi_3 = 1,927$. Die mit diesem erneut durchgeführte Rechnung liefert $\Sigma A = -0,0568 \text{ t/cm}$.

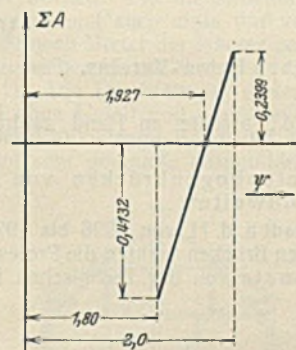


Abb. 16.

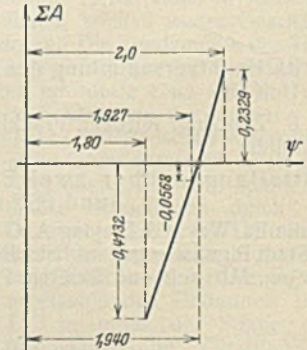


Abb. 17.

Durch die drei Annahmen für ψ und die zugehörigen Werte für ΣA ist eine Kurve bestimmt (Abb. 17), deren Schnittpunkt mit der ψ -Achse den wahrscheinlichen Wert des Sicherheitsgrades mit $\psi_4 = 1,940$ ergibt. Eine nochmalige auf diesem Werte aufgebaute Kontrollrechnung führt zu $\Sigma A = -0,0082 \text{ t/cm}$.

Durch die geringe Abweichung vom Nullwert ist die Zulässigkeit der Rechnung erwiesen.

Beispiel 4. Es sei ein Stab angenommen, der an seinen Enden und in seinem Halbiierungspunkt frei drehbar, aber unverschieblich gestützt ist. Bei dieser Stützungsart wird sich die Wirkung einer schwachen Einspannung der stärker belasteten Stabhälfte durch die schwächere bemerkbar machen. Um diese Einspannungswirkung kennenzulernen, soll diejenige (kleinere) Druckkraft S_2 ermittelt werden, die bei einer gegebenen (größeren) Druckkraft S_1 das ganze System an die Knickgrenze bringt.

Man kann von vornherein die Grenzen angeben, zwischen denen man S_1 annehmen muß, um brauchbare Ergebnisse zu erhalten. S_1 muß einmal

größer sein als die gewöhnliche Knicklast einer Stabhälfte, da durch die einspannende Wirkung der zweiten Stabhälfte die Größe der Knicklast erhöht wird, außerdem muß aber S_1 kleiner sein als jener Wert S_1' , der sich ergibt, wenn $S_2 = 0$ angenommen und dabei das ganze System an die Knickgrenze gebracht wird, denn in diesem Falle ist die einspannende Wirkung am größten. Diesen Wert S_1' bestimmt man nach der Zusammenstellung auf S. 235 aus der Gleichung

$$(1) \quad \frac{1}{S_1' s_1} \cdot (\varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1 - 1) - \frac{S_2}{3 E J_2} = 0.$$

Nach richtiger Wahl von S_1 ist dann S_2 durch Nullsetzung des Nenners im Ausdruck für A_S zu bestimmen, also aus der Beziehung:

$$(2) \quad \frac{1}{S_1 s_1} \cdot (\varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2} \cdot (\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1) = 0.$$

Gewählt werde: $s_1 = s_2 = s = 800$ cm, der Schlankheitsgrad der Einzelstäbe $\lambda_S = 70$, $F_1 = F_2 = F = 200$ cm².

Daraus ergibt sich der Trägheitshalbmesser

$$i = \frac{800}{70} = 11,429 \text{ cm,}$$

das Trägheitsmoment

$$J = 200 \cdot 11,429^2 = 26 122 \text{ cm}^4.$$

Die untere Grenze des für S_1 zu wählenden Wertes ist die Knicklast des Einzelstabes, die sich nach der Knickspannungslinie ergibt zu:

$$S_K' = 2,318 \cdot 200 = 463,2 \text{ t.}$$

Um den Wert der oberen Grenze S_1' aus Gl. 1 bestimmen zu können, wird schätzungsweise

$$S_1' = 470 \text{ t}$$

gesetzt. Daraus ergibt sich die Spannung

$$\sigma' = \frac{470}{200} = 2,35 \text{ t/cm}^2;$$

dazu gehört nach der Knickspannungslinie

$$\lambda_K' = 66,1$$

$$\varphi' = \pi \cdot \frac{\lambda_S}{\lambda_K'} = \pi \cdot \frac{70}{66,1} = \pi \cdot 1,059 = 190^\circ 37' 12''.$$

φ' ergibt sich, wie es sein muß, größer als π , da der Stab von der anderen Stabhälfte eingespannt wird

$$\varphi' \operatorname{ctg} \varphi' - 1 = + 16,744$$

$$\frac{\varphi' \operatorname{ctg} \varphi' - 1}{S_1 s} = + \frac{16,744}{470 \cdot 800} = + 4,453 \cdot 10^{-5}.$$

Ferner ist

$$\frac{s}{3 E J} = \frac{800}{3 \cdot 2100 \cdot 26 122} = 4,861 \cdot 10^{-6}.$$

Die Gl. 2 ist also nicht erfüllt, S_1' ist noch zu niedrig gewählt. Jedenfalls ist $S_1 = 470$ t eine Kraft, die zwischen den angegebenen Grenzen

liegt, also für den vorliegenden Fall brauchbar. Sie soll deshalb der Gl. 2 zugrunde gelegt werden. Um jetzt S_2 bestimmen zu können, müssen verschiedene Annahmen gemacht werden und graphisch der wahre Wert für S_2 bestimmt werden. Es sollen der bequemeren Rechnung wegen verschiedene Annahmen für λ_{K_2} gemacht werden.

1. Annahme.

$$\lambda_{K_2} = 75 \quad \sigma_{K_2} = 2277 \text{ kg/cm}^2 \quad S_2 = 200 \cdot 2,277 = 455,4 \text{ t}$$

$$\varphi_2 = \pi \cdot \frac{\lambda_S}{\lambda_{K_2}} = \pi \cdot \frac{70}{75} = 0,933 \pi = 168^\circ 0'$$

$$\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1 = - 14,7941$$

$$\frac{\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1}{S_2 s} = - \frac{14,7941}{455,4 \cdot 800} = - 4,0607 \cdot 10^{-5}.$$

Dagegen war

$$\frac{\varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1 - 1}{S_1 s} = + 4,453 \cdot 10^{-5}.$$

2. Annahme.

$$\lambda_{K_2} = 80 \quad \sigma_{K_2} = 2237 \text{ kg/cm}^2 \quad S_2 = 200 \cdot 2,237 = 447,4 \text{ t}$$

$$\varphi_2 = \pi \cdot \frac{70}{80} = 0,875 \pi = 157^\circ 30'$$

$$\frac{\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1}{S_2 s} = - \frac{7,6364}{800 \cdot 447,4} = - 2,1336 \cdot 10^{-5}.$$

Durch Zwischenschaltung (Abb. 18 ergibt sich der Schlankheitsgrad, der die Gl. 2 zu 0 macht, zu

$$\lambda_{K_2} = 74.$$

Dazu gehört

$$\sigma_{K_2} = 2286 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_2 = 200 \cdot 2,286$$

$$= 457,2 \text{ t.}$$

Es sei noch bemerkt, daß die Schlankheitsgrade λ_{K_1} und λ_{K_2} annähernd symmetrisch liegen zu dem Schlankheitsgrade λ_S des Einzelstabes.

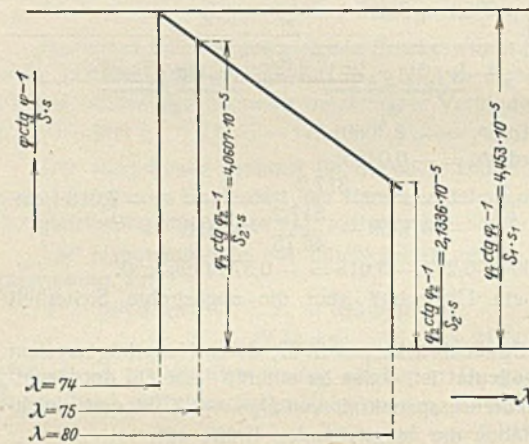


Abb. 18.

In einer während der Drucklegung dieses Aufsatzes in der „Bautechnik“ 1927, Heft 51, S. 746 erschienenen Arbeit behandelt Krabbe die Frage der Zusatzbeanspruchungen in den Füllstäben durch die Quertägerbelastung der sie stützenden Halbrahmen.

Vermischtes.

31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Fortsetzung aus Heft 18.)

8. Dipl.-Ing. Knorr, Frankfurt a. M., brachte an Hand zahlreicher Lichtbilder

„Mitteilungen über zwei Eisenbetonbogenbrücken von 81 m und 66,2 m Spannweite“,

die die Fa. Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. H. von 1926 bis 1928 für die Stadt Pirmasens gebaut hat. Bei beiden Brücken wirkten die Professoren Dr.-Ing. Mörsch und Dr.-Ing. Paul Bonatz von der Technischen Hoch-

schule Stuttgart mit. Da an beiden Baustellen massiver Buntsandstein anstand, so kam für den großen Bogen beide Male ein eingespanntes Gewölbe zur Ausführung. Bei der Streckbrücke (Abb. 8) hat der große Bogen eine Spannweite von 81 m und einen Pfeil von 24,84 m, wobei die Gewölbestärke im Scheitel 1,30 m und an den Kämpfern 2,55 m beträgt, während die Gewölbebreite 10 m ist. An den großen Bogen schließen sich an jeder Seite drei kleinere Bogen von je 12,5 m l. W. an; die Gesamtlänge der Brücke ist 212 m, ihre Fahrbahn hat 7,5 m, die beiden Gehwege je 2,5 m Breite. Bei der Zeppelinbrücke (Abb. 9) ist die Spannweite des großen Bogens 66,2 m, die Gewölbestärke im Scheitel 1,30 m, an den Kämpfern 1,85 m.



Abb. 8. Streckbrücke in Pirmasens. Ausführung Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. H.

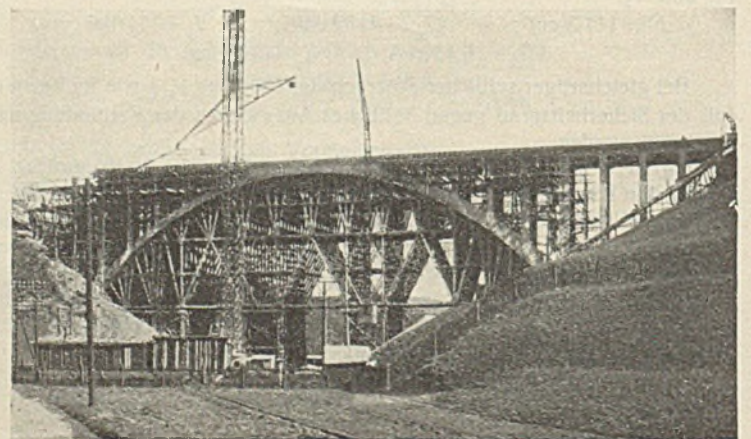


Abb. 9. Zeppelinbrücke in Pirmasens. Ausführung Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. H.

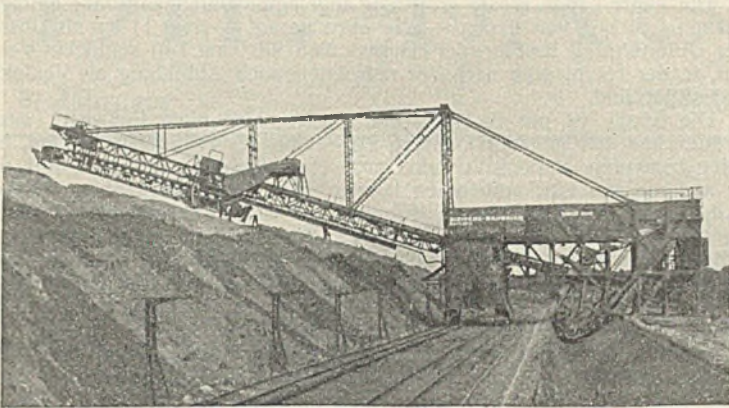


Abb. 10. Absetzapparat.
Ausführung Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin.

Da die Form der inneren Leibung bei den großen Bogen beider Brücken die gleiche ist, so konnte der Oberteil des Lehrgerüsts ohne Abänderung für beide Brücken Verwendung finden. Die Gießbrinnen erhielten eine Neigung von 30 bis 40°, da der Beton kein reiner Gußbeton war. Im Anschluß an den Vortrag wies Dipl.-Ing. Engelhardt von der Fa. Brandt in Bamberg auf die kürzlich erstellte weitest- und flachstgespannte Eisenbahnbrücke über den Regen bei Blaibach hin mit $l = 70$ m und $f = 8,20$ m (Dreigelenkbogen mit Stahlbolzengelenken).

9. Besonders anschaulich gestaltete sich der treffliche Vortrag von Dr.-Ing. Enzweiler, Berlin, „Der Bau der Großwasserkraftanlage am Shannon (Irland) unter besonderer Berücksichtigung der Betonarbeiten“.

der neben zahlreichen Lichtbildern noch durch einen Film unterstützt wurde. Nach Schilderung der Grundlagen des Entwurfes (im Vollausbau 550 m³/Sek. bei 30 m Gefälle, also 180 000 PS), dessen Teilausbau auf 90 000 PS bei 50 Mill. R.-M. reinen Baukosten insgesamt 100 Mill. R.-M. kostet, gab der Vortragende einen Überblick über die bausubereitenden Arbeiten, bei denen infolge Fehlens jeder Bauindustrie in Irland über 70 000 t Güter von Deutschland nach Irland befördert, ein Baukraftwerk von 4200 PS eingerichtet und 500 deutsche Angestellte und Arbeiter angesiedelt werden mußten. Bei den eigentlichen Bauarbeiten ist bemerkenswert, daß 7 Millionen m³ Boden bewegt, 25 km Dämme hergestellt und 1 Million m³ Fels gelöst werden mußten, wobei an Stelle der üblichen Preßluftbohrzeuge vor allem Freifallbohrmaschinen verwendet wurden. Bei der bis 18 m betragenden Dammhöhe gestaltete sich die Dammerstellung schwierig (270 Regentage im Jahr) und erforderte den Einsatz besonderer Arbeitsgeräte, von denen die hier zum erstenmal im Tiefbau Verwendung findende Absetzmaschine von 250 t Dienstgewicht¹⁰⁾ Erwähnung verdient (Abb. 10). Die Herstellung und Einbringung von rd. 250 000 m³ Beton für Wehr, Krafthaus, Wasserschloß (Abb. 11), Schleuse, Brücken geschah nach Brechen und Waschen der Felsbrocken in drei von der Jbag-Neustadt gelieferten Großbrech- und Waschanlagen von je 40 m³ Stundenleistung zum Teil mittels 310 m weit gespannten Kabelkranes, wobei die Betonaufbereitungsanlage in die 36 m hohen Kabelkrantürme eingebaut ist (Abb. 12). Beachtenswert waren auch die Versuchsergebnisse über die Zusammenhänge zwischen Fließfähigkeit, Wasser-Zement-Faktor und Wasserdichtigkeit der Betonmischungen, die Modellversuche über Kolkbildung für das Wehr¹¹⁾ und die Mitteilungen über die umlauflose Schleuse mit Energievernichtungskammern. (Schluß folgt.)

Eröffnung der III. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin. Am 6. April (Karfreitag) 1928 wurde die III. Teilstrecke der sogen. „G.-N.-Bahn“, Cottbusser Tor—Moritzplatz—Neanderstraße (1,7 km), dem Verkehr übergeben; damit sind von der rd. 12,0 km langen Gesamtstrecke etwa 4,4 km = 37% in Betrieb. Die neue Strecke schließt sich nach Nordwesten an die am 12. Februar d. Js. eröffnete Teilstrecke Schönleinstraße—Cottbusser Tor¹²⁾ an. Es waren auf ihr interessante technische Bauaufgaben zu lösen.

Zunächst erforderte die veränderte Linienführung eine Ablenkung der Bahn aus der Cottbusser Straße in die Reichenberger Straße. An der Ecke zwischen Admiralstraße und Cottbusser Straße waren zwei Häuser niederzulegen; an der Ecke der Reichenberger Straße und der nördlichen Seite der Skalitzer Straße waren die Häuser zu unterfahren. Besonders schwierig erwies sich die Unterführung eines Häuserblocks Ecke Ritter- und Prinzenstraße, wo die Bahn in einem Viertelkreise von 100 m Halbmesser aus der Ritter- in die Prinzenstraße einbiegt. Es war daher ein

¹⁰⁾ Vergl. auch Garbotz: „Förder- und Energiewirtschaftsprobleme bei den Bauarbeiten für die Ausnutzung der Shannon-Wasserkräfte in Irland“. Bauwelt 1927, Heft 14 u. 18.

¹¹⁾ Vergl. Bauingenieur 1927, Heft 40, S. 730 ff.

¹²⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 9, S. 115.

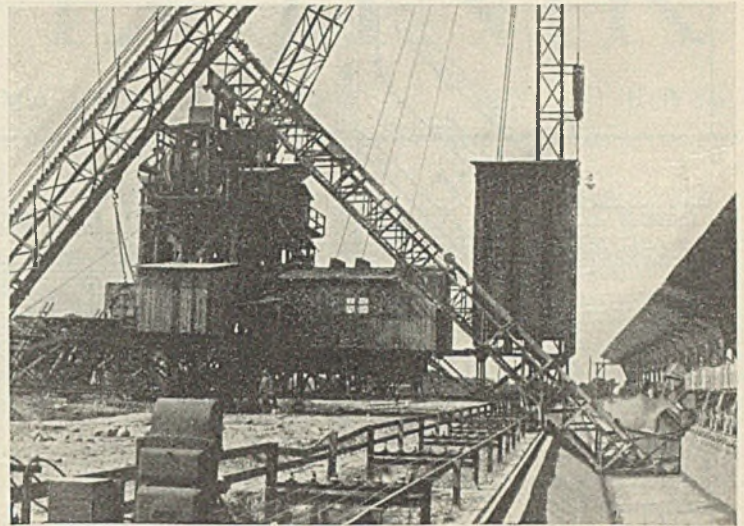


Abb. 12. Kabelkranstütze mit eingebauter Betonmischanlage.
Ausführung Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin.

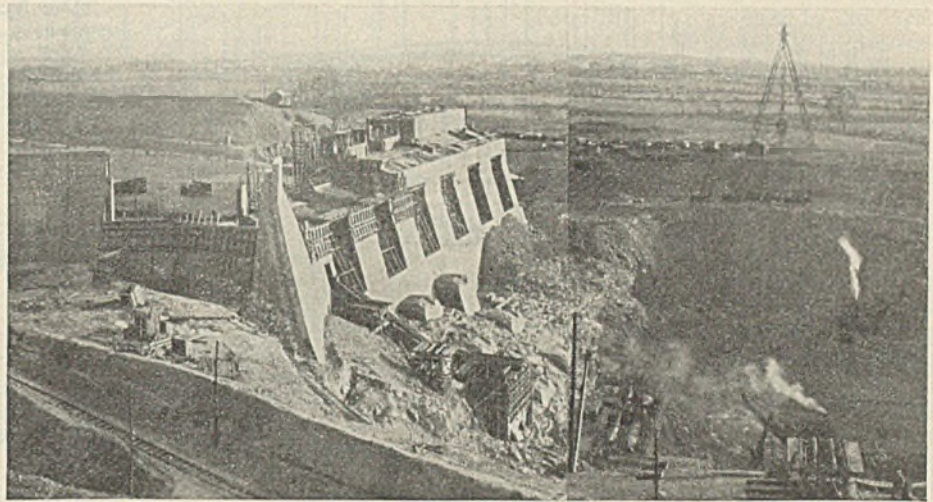


Abb. 11. Baustelle von Wasserschloß und Krafthaus.
In der Mitte das Wasserschloß mit sechs Öffnungen für die Druckrohre.

Block von sechs Häusern in einer Länge von rd. 85 m zu unterfahren. Hausunterführungen in solchem Ausmaße sind in Berlin bisher nicht ausgeführt worden. Für die Arbeiten wurden nur Kellerräume in Anspruch genommen und auch diese nur vorübergehend, so daß weder Geschäftsbetriebe noch Mieter der Häuser gestört wurden. Die Fundamente der Tragmauern reichen bis 12,20 m unter die Straße und fast 9 m ins Grundwasser (Abb. 1). Die Durchführung dieser Arbeiten erforderte etwa ein Jahr und verlief ohne Unfall und ohne nennenswerte Schädigung der Häuser.

Der 130 m lange Bahnhof Moritzplatz (Abb. 2) ist als Kreuzungsbahnhof sehr geräumig ausgebildet. Die Bahn Gesundbrunnen—Neukölln liegt oben; für eine später geplante Schnellbahn durch die Oranienstraße ist ein Tiefstreckstück von 40 m Länge zugleich ausgeführt worden. Die Fundamentsohle des Tiefstreckstücks liegt 14,3 m unter der Straße und fast 11 m im Grundwasser. Von den vier auf dem Moritzplatz geplanten Eingängen sind zunächst zwei fertiggestellt, die beiden anderen werden in einigen Monaten in Betrieb kommen. Die architektonische Ausgestaltung des Bahnhofs stammt von Prof. Dr.-Ing. chr. Peter Behrens.

Am Bahnhof Neanderstraße (ebenfalls 130 m lang) mußten wegen der geringen Breite der Neanderstraße die Eingänge zum Untergrundbahnhof in Häuser verlegt werden, die entsprechend umgebaut wurden (Abb. 3). Die Anordnung der Eingänge in dieser Form tritt in Berlin zum ersten Male auf. Die architektonische Durchbildung dieses Bahnhofs

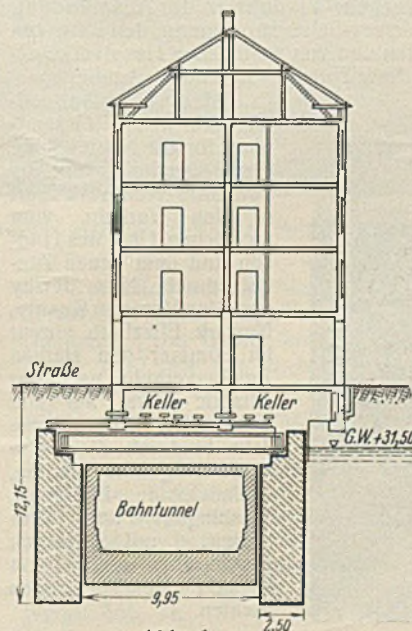


Abb. 1.

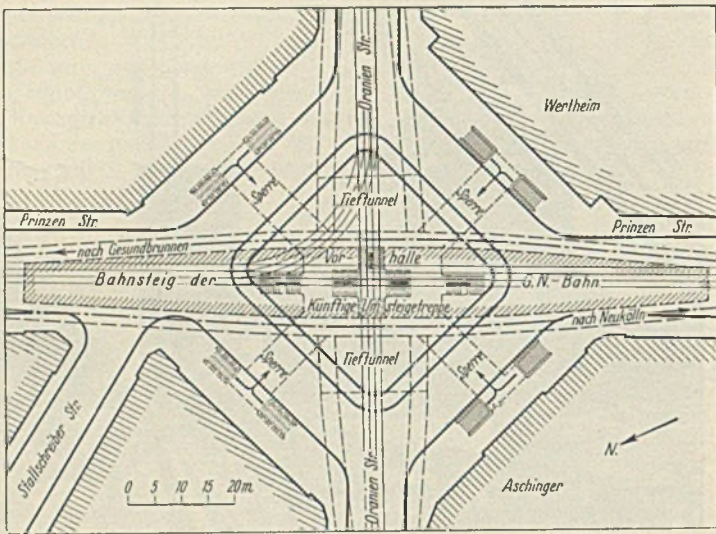


Abb. 2. Bahnhof Moritzplatz.

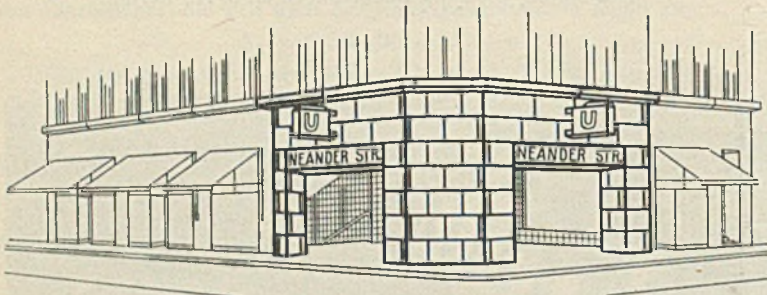


Abb. 3.

war Prof. Grenander unter Mitarbeit des Architekten Fehse übertragen.

Der Bahnbau erforderte die Umgestaltung des Platzes am Cottbusser Tor. Zurzeit hat man mit dem notwendig gewordenen Umbau des Hochbahnhofs Cottbusser Tor begonnen, worüber bereits in Heft 9 einiges mitgeteilt wurde. Die Verschiebung dieses Bahnhofs macht zu beiden Seiten des Umbauabschnittes die zeitweilige Errichtung behelfsmäßiger Viaduktstrecken erforderlich, die bereits im Bau sind.

Mit der Eröffnung der dritten Teilstrecke bis Bhf. Neanderstraße, wo die Bahn vorläufig endet, ist durch die Inbetriebnahme der ganzen Bahnstrecke südlich der Spree zunächst ein gewisser Abschluß erreicht. Bis zum Anschluß weiterer Strecken nördlich des Bfhs. Neanderstraße wird ein längerer Zeitraum verstreichen. Auf der Nordstrecke bedingen vor allem die neue Unterführung der Spree im Zuge der Jannowitzbrücke, die umfangreichen Bauten auf dem Alexanderplatz und der Bau des Endbahnhofs Gesundbrunnen die Fertigstellungstermine der Bahn. Die Reststrecke Neanderstraße—Gesundbrunnen soll etwa Mitte 1929 in ganzer Länge gleichzeitig eröffnet werden.

Die Strecke vom Bhf. Cottbusser Tor bis nahe dem Bhf. Moritzplatz wurde von der A.-G. für Bauausführungen, die Strecke Moritzplatz—Neanderstraße von der Untergrund-Baugesellschaft ausgeführt. Ls.

Der neue 11,2 km lange Fahrverkehr-Viadukt an der Ausmündung des Holland-Tunnels auf der New Jersey-Seite ist bestimmt, den schweren Verkehrsnoten dieses dichtbevölkerten und von zahlreichen Hauptverkehrsadern durchzogenen Stadtteils von New York durchgreifend abzuhehlen.



Als ein Hauptbestandteil des neuen Gesamtplans für die Neuordnung des Durchgangsverkehrs von Groß-New York führt er den Verkehr vom westlichen Ufer des Hudson und dem neuen Tunnel durch New Jersey nach den Vororten Kearny, Newark, Elizabeth, nimmt im Sommer den starken Ausflugsverkehr nach der Atlantic-Küste auf und vermittelt das ganze Jahr hindurch die Fernverbindung mit Trenton, Philadelphia, Baltimore, Washington und dem Süden, mit Easton, Pittsburgh und dem Westen der Vereinigten Staaten.

Die ganze Länge dieser großzügig angelegten Durchgangstraße beträgt annähernd 21 km, von denen — wie oben gesagt — über 11 km als Über- oder Unterführung bestehender Hauptstraßen mit zum Teil stärkstem Verkehr, in der Hauptsache nach der nebenstehenden Abbildung als Viadukt ausgebildet sind.

Die Straße ist nur für Fuhrwerkverkehr, also ohne Fußwege, ausgebildet und soll in jeder Richtung nebeneinander zwei Wagenreihen, in Zeiten besonders starken Verkehrs nach einer Richtung in dieser drei, in der anderen nur eine aufnehmen können. Die dafür vorgesehene Breite beträgt 15,24 m. Das Pflaster besteht aus Granitwürfeln und Asphalt-Fugenverguß auf starker Betonunterlage. Zum Anschluß an die gekreuzten vorhandenen Straßen ist etwa alle 1,6 km die Anlage von Rampen vorgesehen. Die Ausführung ist sowohl in Eisen wie in Eisenbeton vorgesehen, im ersteren Fall mit drei, im letzteren mit vier Stützen, in beiden Fällen jedoch mit Eisenbetonfahrbahn.

Für den östlichen Teil rechnet man mit einem Jahresverkehr von 20, für den westlichen mit 12 bis 15 Mill. Fahrzeugen.

Ein Teil des Viaduktes ist bereits fertiggestellt und im Verkehr, weitere Strecken — zusammen etwa 8 km — sind im Bau, die Vertragssumme der vollendeten oder in Angriff genommenen Arbeiten wird auf 11,5 Mill. \$ geschätzt. Nach diesem Stande der Arbeiten rechnet man damit, daß der in den Stadtbezirken New Jersey und Newark gelegene Teil des Gesamtbauwerkes jedenfalls Ende 1928 vollendet sein wird.

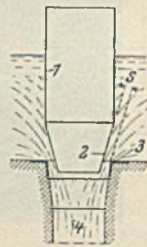
Die Gesamtbaukosten werden auf 30 Mill. \$ beziffert, die Kosten für Grunderwerb infolge glücklicher Linienführung als verhältnismäßig niedrig bezeichnet. Kl.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 24. April ausgegebene Heft 8 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Jugendherberge Altenahr. — Wohnhausblock Berlin-Mariendorf. — Dr.-Ing. R. Schmeitzner: Hausklärgruben.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Zylinderschütz, insbesondere für Schleusenumläufe. (Kl. 84 a, Nr. 442 338 vom 7. 12. 1924 von Maschinenbau-A.-G. vorm. Starke & Hoffmann in Hirschberg, Schles.) — Der Zylinder 1 des als Zylinderschütz ausgeführten Umlaufverschlusses am unteren Ende erhält die Gestalt eines schlanken Kegelstumpfes 2 und ragt im geschlossenen Zustande weit in den Ventilsitz 3 hinein, der hohlkegelig, und zwar mit steilerer Anordnung der Erzeugenden als der Kegelstumpf am Ventilzylinder ausgebildet ist. Von der Breite s des Ringspaltes an der Mündung des Umlaufkanals 4 hängt die einströmende Wassermenge ab. Sitzt der Kegelstumpf des Zylinderschützes im Bereich des Sitzringes, so öffnet sich der Spalt s nur allmählich. Ist der Rand des Kegelstumpfes über den Sitzring gehoben, so verstärkt sich der Wasserzufluß.



Verfahren zur Verfestigung von Gebirgsschichten. (Kl. 5 c, Nr. 441 622 vom 15. 8. 1926 von Tiefbau- und Kälteindustrie-Akt.-Ges. vormals Gebhardt & Koenig und Dr.-Ing. Hugo Joosten in Nordhausen.) — Das Verfahren besteht darin, daß man durch Einwirken von löslichen Salzen oder Säuren auf kieselsäurehaltiges Material freie Kieselsäure bildet. Das quarzhaltige Gebirge wird mit kieselsäurehaltigen Stoffen durchtränkt, und lösliche Salze werden außerhalb des Durchtränkungsgebietes des kieselsäurehaltigen Materials in den Gebirgskörper eingeführt, wobei die Salzlösungen in breiter Fläche in letzteren eindringen. Bei Verwendung von Säuren ist darauf zu achten, daß ein Überschuß von Säuren das Gebirge wieder zersetzt und etwa vorhandene Metallteile angreift. Um bei Gebirgen mit größeren Poren oder Zwischenräumen zu verhindern, daß die eine Bildung freier Kieselsäure verhindernden Niederschläge auftreten, füllt man die Poren vor Anwendung des Verfahrens mit kieselsäurehaltigem Material aus, so daß auch bei größeren Hohlräumen oder Poren des Gebirges eine Verfestigung durch Bildung freier Kieselsäure eintritt.

Personalnachrichten.

Preußen. Dem Regierungsbaurat Uhden in Celle ist die endgültige Verwaltung des Kulturbauamtes daselbst und dem Regierungsbaurat Schultze in Lüneburg die Verwaltung des Kulturbauamtes daselbst übertragen worden.

Baden. Versetzt sind: die Regierungsbauräte Eugen Trefzger vom Kulturbauamt Lörrach zum Wasser- und Straßenbauamt daselbst unter Zurücknahme seiner Versetzung zur Wasser- und Straßenbaudirektion und Max Wunderlin in Lörrach zur Wasser- und Straßenbaudirektion in Karlsruhe.

INHALT: Der Umbau der Vorderarche in Rathenow. — Über praktische Anordnung von Viehrampen. — Abstütungen von Druckstäben. (Schluß.) — Vermischtes: 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. — Eröffnung der III. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin. — Neuer 11,2 km langer Fahrverkehr-Viadukt an der Ausmündung des Holland-Tunnels. — Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.