

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 8. September 1933

Heft 38

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau der Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz.

Von Reg.-Baurat Karl Leißler und Reg.-Baumeister a. D. Walter Keil, Mainz.

Stahlüberbauten.

Wie in Bautechn. 1932, Heft 46, S. 609/610 erwähnt, wurde die Ausführung der zur Verbreiterung der Fahrbahn notwendigen Stahlüberbauten der MAN, Werk Gustavsburg, übertragen. Die in der Ausschreibung ver-

haben in fehlerhaften, d. h. etwas zu großen — größer als die ursprünglich planmäßigen — Stützweiten der Bogenträger.

Die Auswirkung dieser Stützweitenfehler ist derart, daß die Bogenträger, die entsprechend planmäßig gleiche Stützweite haben sollten, zwar

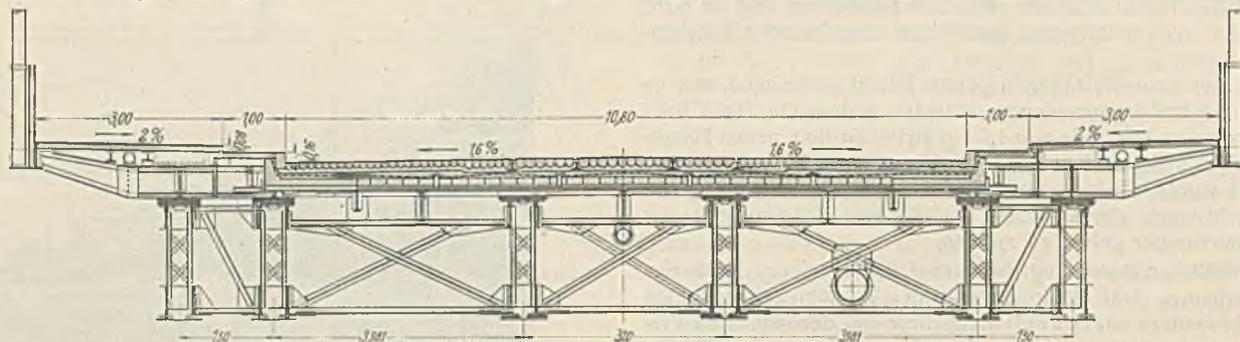


Abb. 1. Neuer Fahrbahnquerschnitt.

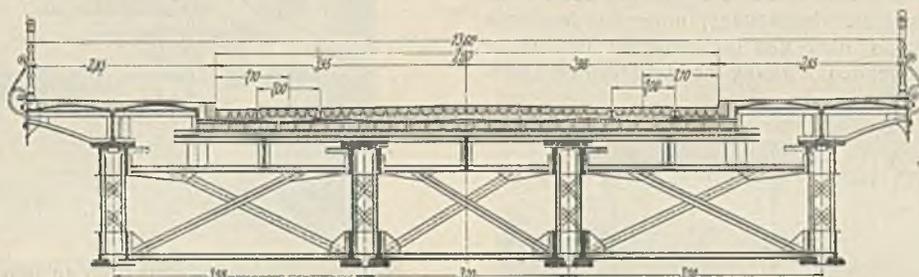


Abb. 2. Brückenquerschnitt vor dem Umbau.

langte Fahrbahnverbreiterung um 5 m wird in der Weise geschaffen (Abb. 1), daß gegenüber dem seitherigen Zustande (Abb. 2) außerhalb der bestehenden Konstruktion im Abstände von je 1,5 m neue Tragwände angeordnet werden und die Auskragung der Fußwege um je 1 m vergrößert wird. Hierdurch ermöglicht sich die Auflage der neuen Hauptträger auf den bestehenden Pfeilerschäften, ohne daß diese verlängert werden müssen. Die beiderseits neu angebauten Hauptträger entsprechen in Form und Gliederung der Ausbildung der alten Tragwände. Die Auskragung der Brückentafel, die mit 2,50 m Breite mit ihrer größeren Schattenwirkung eine erwünschte Unterstreicherung der Fahrbahnlinie bildet, ist von Widerlager zu Widerlager auch über Pfeilern und dem

entsprechend gleiche Bogenlänge aufweisen, sich aber mit der richtigen Bogenlänge zwischen ungleichen und zu großen Abständen der Kämpferpunkte spreizen, so daß eine Verringerung der Bogenpfeilhöhen entstehen mußte. — Die gemessenen Höhen- und Stützweitenfehler stehen zueinander in einem bestimmten, in dem Bogensystem begründeten Größenverhältnis, und zwar betragen die Scheitelsenkungen das 2,1- bis 2,5fache der Stützweitenvergrößerung. Die größte Durchsackung weisen die Bogen der Öffnung V auf, sie beträgt hier gegenüber dem Sollmaß bei mittlerer Jahrestemperatur etwa 24 cm, in Öffnung I etwa 11 cm. In den drei mittleren Öffnungen sind diese Fehler etwas geringer.

In Abb. 3 ist über der punktiert gezeichneten alten

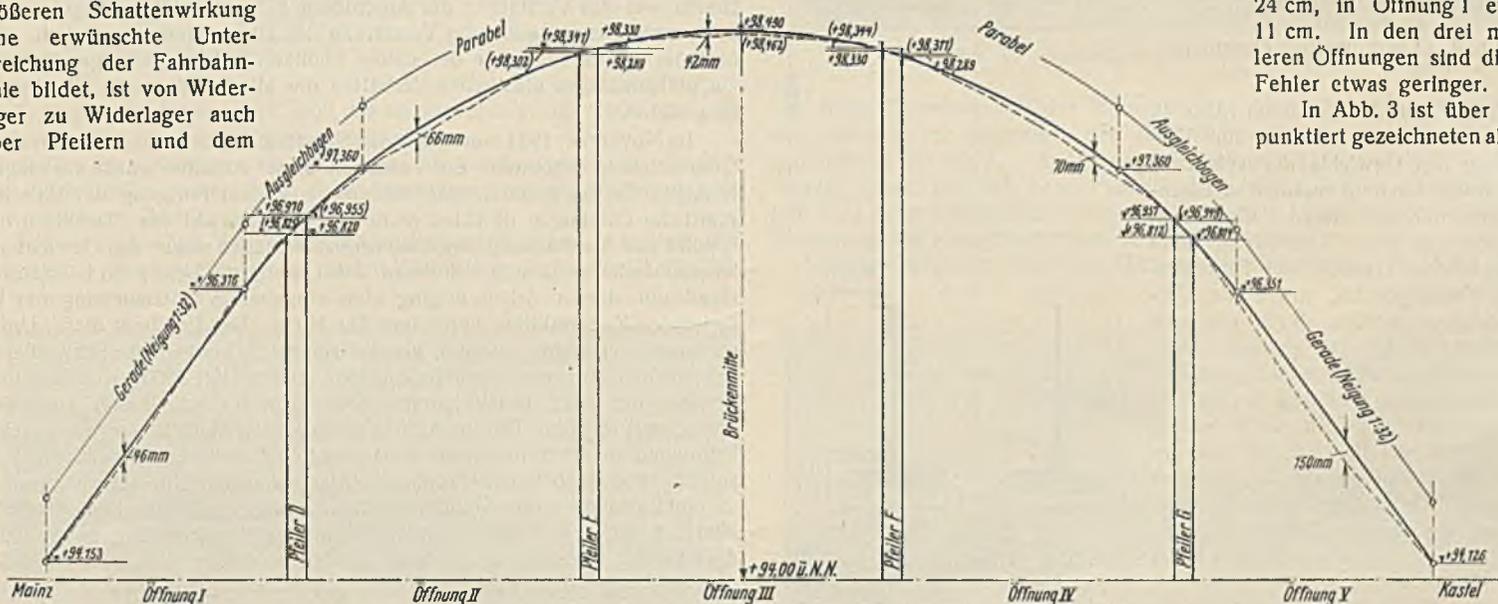


Abb. 3. Alte und neue Brückenlinie.

anschließenden massiven Landbogen durchgeführt. Nach Beseitigung der auf Widerlagern und Pfeilern vorhandenen Aufbauten erforderte die nunmehr in einem Zuge über den Strom führende Brückenlinie einen Ausgleich der über den Pfeilern liegenden und seither infolge der Aufbauten nicht in Erscheinung getretenen Gefällknickpunkte. Letztere sind die Folgeerscheinungen von mehr oder weniger starken Durchbiegungen der alten Hauptträger in den einzelnen Öffnungen, die wiederum ihre Ursache

eingesunkenen Brückenlinie die neu verbesserte Linie dargestellt; sie setzt sich zusammen aus einer über die drei Mittelöffnungen sich erstreckenden Parabel mit 1:56 geneigten Endtangente und aus je einer Geraden in der Neigung 1:32 über den beiden äußeren Strompfeilern mit je einem etwa 42 m langen Ausrundungsbogen ausgeglichen. Die neue Brückenlinie wird erreicht durch Aufbringen von Ausgleichbeton auf der Fahrbahn und

durch Hebung der neuen Fußwegkonstruktion derart, daß beim Anpassen der einzelnen neuen Fußwegkonsolen an die alte Querträgerkonstruktion jeweils der Höhenunterschied zwischen der alten und neuen Linie berücksichtigt wird. Die neue Nivelette gilt für die mittlere Jahrestemperatur und ist bei Wärmeänderungen von $\pm 35^\circ$ entsprechenden Hebungen bzw. Senkungen des Scheitels von etwa 9 cm in allen Öffnungen unterworfen.

Von dem Höhenfehler von 24 cm gegenüber dem Sollmaß in Öffnung V werden durch die neue Nivelette nur 15 cm verbessert. Den ganzen Betrag von 24 cm zu berücksichtigen, hätte eine zu starke Vergrößerung der ständigen Last in dieser Öffnung bedeutet und wäre über dem Bogenscheitel auch konstruktiv nicht mehr gut zu lösen gewesen.

Noch ein zweiter alter Konstruktionsfehler war bisher durch die nun beseitigten Steinobelisken über den Strompfeilern unauffällig geblieben. Die alten Hauptträger der einzelnen Öffnungen liegen nicht genau in gerader Flucht, sondern haben gegenseitige seitliche Versetzungen vor und hinter einem Strompfeiler bis zu etwa 6 cm; außerdem sind sie nicht gerade und liegen auch nicht genau parallel zu einer geraden Brückenachse.

Um deshalb das neue Gelände in gerade Flucht zu bringen, war es nötig, entweder die Fußwegkonsolen verschieden weit auszukragen oder an dem oben erwähnten Abstände von 1,50 m zwischen dem neuen Hauptträger und dem alten äußeren Hauptträger Verbesserungen bis zu ± 60 mm vorzunehmen; es wurde die letztere Maßnahme gewählt, um den neuen Hauptträgern nicht auch die seitlichen Knicke und Krümmungen der alten äußeren Hauptträger geben zu müssen.

Von grundsätzlicher Bedeutung bei der Aufstellung des Entwurfes für die Stahlüberbauten war die Frage nach der Tragfähigkeit der alten Hauptträger, insbesondere wieviel Belastung diese bei der geplanten Verbreiterung übernehmen. Bei der ursprünglichen statischen Berechnung für die schweißeisernen Überbauten vom Jahre 1882 war mit einer Lastverteilung auf die einzelnen Zweigelenkbogenträger unter der Annahme gelenkiger Lagerung der Querträger über den Bogenträgern und unter Vernachlässigung der lastübertragenden Wirkung der senkrechten Quer-

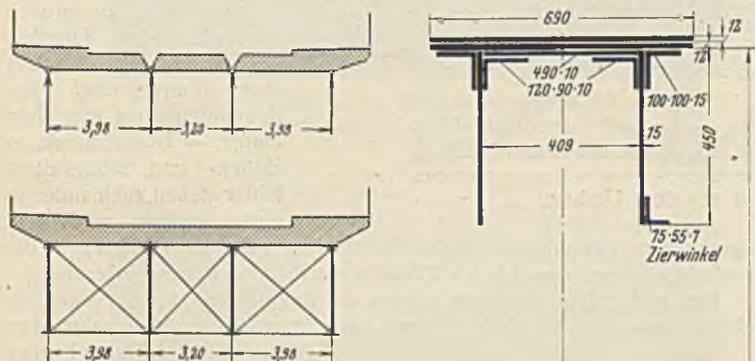


Abb. 4. Lagerung der Quertäger.

verbände gerechnet worden (Abb. 4). Diese Annahme ist nur für Verteilung des Gewichts der seinerzeit auf fester Rüstung montierten Eisenkonstruktion zutreffend. Das nach der Montage dieser Konstruktionsteile aufgebrachte Gewicht der Fahrbahn- und Fußwegdecke, sowie die Verkehrslasten werden durch die vorhandenen mehr oder weniger starren Querverbände in Verbindung mit den durchlaufenden Querträgern auf alle Hauptträger ungefähr nach einem Verhältnis geteilt, wie es der ungleichen Steifigkeit der inneren und äußeren Bogenträger entspricht, von denen die inneren Träger ungefähr $1\frac{1}{2}$ fach so stark ausgebildet sind wie die äußeren.

Die Nachrechnung ergab schon für den seitherigen Zustand bei Zugrundelegung von der Brückenklasse I entsprechenden Verkehrslasten folgende größte Spannungen:

1. ohne Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Querkonstruktion in den äußeren Hauptträgern . . 1,460 t/cm²
in den inneren Hauptträgern . . 1,480 t/cm²
2. mit Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Querkonstruktion in den äußeren Hauptträgern . . 1,635 t/cm²
in den inneren Hauptträgern . . 1,390 t/cm²

Die wirklichen Beanspruchungen liegen zwischen den Ergebnissen des ersten und zweiten Falles, sind aber sehr nahe bei denen des zweiten Falles zu suchen.

Schätzungsweise ergibt sich:

- für die äußeren Hauptträger 1,600 t/cm²,
- für die inneren Hauptträger 1,420 t/cm².

Hieraus ergibt sich, daß schon bei dem seitherigen Zustand ohne Verbreiterung eine Überbeanspruchung der alten Schweißisenkonstruktion vorlag.

Ferner zeigte sich, daß die Bogenobergurte gegenüber den Bogenuntergurten zu schwach ausgebildet sind (Abb. 5). Der Gedanke einer Verstärkung der Obergurte zur Ausnutzung der stärker vorhandenen Untergurte bei Verbreiterung der Brücke mußte fallen gelassen werden, da diese Maßnahme eine vorherige vollständige Entlastung der Hauptträger durch Absetzen auf besondere Rüstungen erforderlich und zu hohe Kosten verursacht hätte.

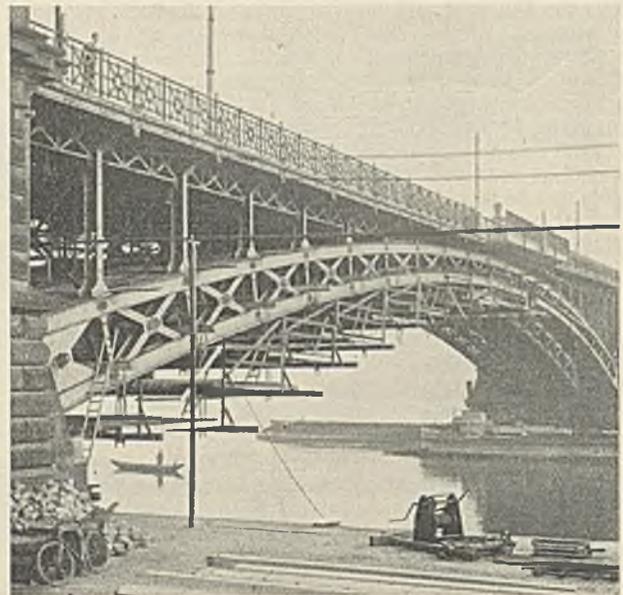


Abb. 6. Verstärkungsarbeiten an den senkrechten Verbänden.

Der in der Ausführung begriffene Entwurf für die Verbreiterung sieht daher eine Entlastung der bestehenden Hauptträger bis zur zulässigen Beanspruchung durch Einbau neuer Bogenträger unter Vorspannung vor. Um diesen Zweck zu erreichen, mußte die lastübertragende Wirkung der senkrechten Querverspannungen vergrößert und sichergestellt werden. Hierzu war das Verstärken der Anschlüsse der unteren Querriegel an den Bogenuntergurten sowie das Verstärken der Diagonalen erforderlich. Als Material wurde St 37 für die neuen Stahlkonstruktionsteile gewählt, um ein gleichmäßiges elastisches Verhalten der alten und neuen Überbauten zu erzielen.

Im November 1931 wurde mit den Verstärkungsarbeiten der senkrechten Querverbände begonnen. Zur Vornahme dieser Arbeiten wurde ein etagenförmiges Gerüst benutzt, das entsprechend dem Fortgang der Arbeiten sämtliche Öffnungen durchlief (Abb. 6). Das Gewicht der Flacheisen und Winkel zur Verstärkung der Querverbandschragen sowie das Gewicht der Knotenbleche an den Anschlüssen der Untergurte betrug 36 t. Hand in Hand mit diesen Arbeiten ging eine eingehende Untersuchung der bestehenden Konstruktion, besonders der Niete. Das Ergebnis dieser Untersuchung überraschte insofern, als das seinerzeit verwendete Schweißisen sich noch in einem sehr guten Zustande erwies. Bei 3600 t Konstruktionsgewicht der alten Brücke mußte noch nicht 1 t schadhafter Teile ausgewechselt werden. Die an diesem ausgebauten Material vorgenommenen Prüfungen lieferten bemerkenswert günstige Ergebnisse, so daß die Festsetzung von 1400 kg/cm² zulässiger Beanspruchung für Schweißisen in gutem Zustande unbedenklich erschien. Auch das Nachsehen sämtlicher Nietverbindungen hatte das gleiche günstige Ergebnis, da nur etwa 2% der Gesamtnietzahl ausgewechselt werden mußte.

Während dieser Arbeiten wurden auf der Fahrbahn die seither seitlich gelegenen Straßenbahngleise, unter Aufrechterhaltung des Verkehrs, nach der Mitte umgelegt und ein behelfmäßiger Fußweg verlegt. Nachdem auf die Gesamtlänge der Brücke beiderseits ein Bauzaun errichtet worden war, konnte im Schutze dieses Zaunes mit dem Abbruch der alten Fußwegdecke, der darunter befindlichen Buckelplatten, des alten Geländers und des Fußwegrandträgers begonnen werden (Abb. 7). Zu diesem Zweck wurde ein leichter Montagebock aufgestellt, der auf beiden Seiten der Brücke Schwenkmaste trug, die zum Ausbau der alten und zum Einbau der neuen Konstruktion dienten.

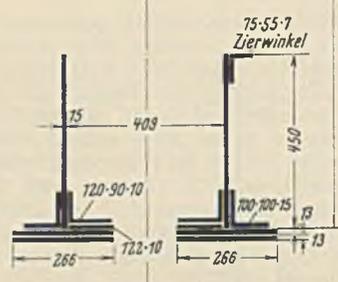
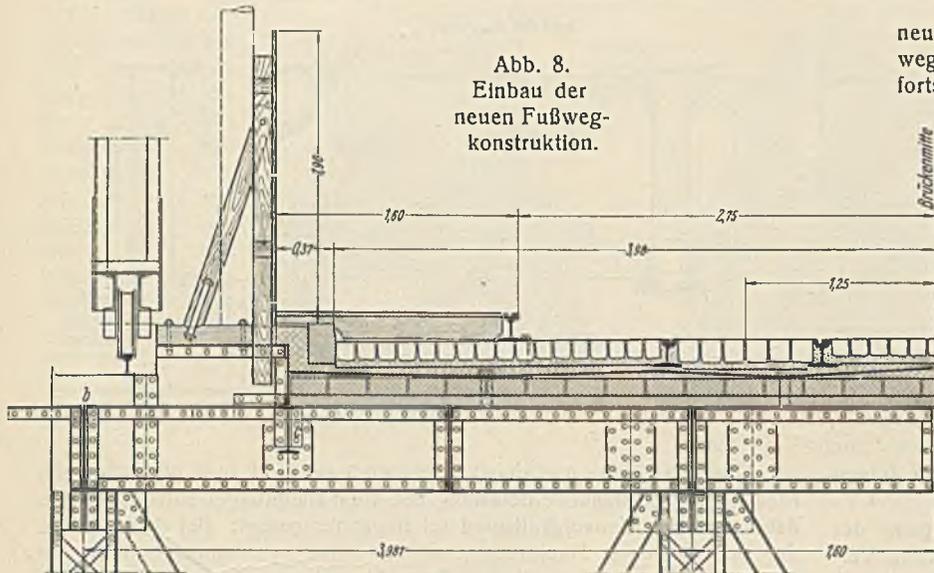


Abb. 5. Hauptträgerquerschnitt.

Abb. 8.
Einbau der
neuen Fußweg-
konstruktion.



Hierauf wurden die folgenden Arbeiten an der Fahrbahnkonstruktion ausgeführt:

1. Der unter der alten Fußwegdecke stehende Gitterlängsträger *a* wird entfernt (Abb. 7).
2. Der Querträgerobergurt, der seither kurz hinter dem Fahrbahnrandträger endigte, wurde über den alten äußeren Fahrbahnstützpfosten hinaus verlängert (Abb. 8).

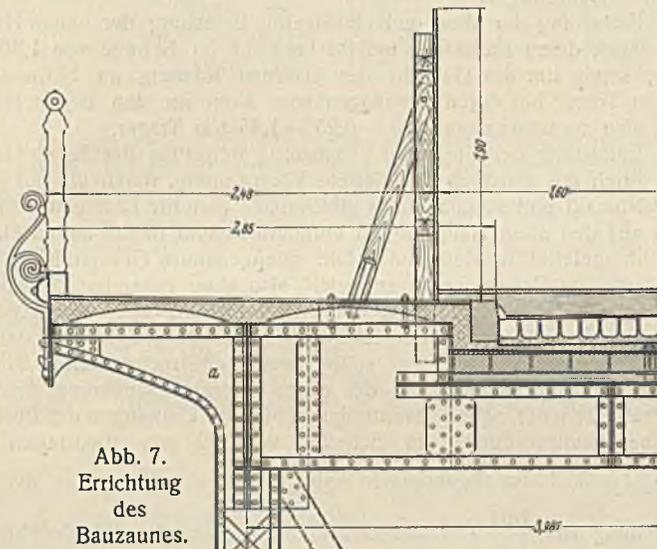


Abb. 7.
Errichtung
des
Bauzaunes.

3. Der neue Längsträger *b* (550 mm hoch) wurde an die Stelle des entfernten Gitterlängsträgers eingebaut.
4. Der zweite neue Längsträger *c* (I 30) wurde eingebaut. Er sitzt unmittelbar unter dem alten Randträger und wurde mit dessen unterem Gurtwinkel längs vernietet.
5. Der obere Teil des höheren Querträgerstehbleches außerhalb des alten Randträgers wurde, soweit überflüssig bzw. soweit für die

neue Fahrbahndecke hinderlich, abgetrennt, ebenso die alte Fußwegkonsole, wie es für den späteren Anschluß der Querträgerfortsetzung erforderlich war.

6. Die neuen sekundären Querträger (I 18) wurden über den beiden neuen Fahrbahnlängsträgern aufgelegt und mit diesen vernietet.

Nachdem die eben beschriebenen Arbeiten auf beiden Fahrbahnselten stromauf- und stromabwärts über einer ganzen Brückenöffnung vollendet waren, konnte mit der Montage der neuen Bogenträger begonnen werden. Die Montage der neuen Bogenträger geschah mittels Montierwagen (Abb. 9), die auf Schienen liefen, die über die neuen sekundären Querträger des Fahrbahn-Verbreiterungsstreifens gelegt und mit diesen verschraubt waren. Das Aufstellen der Montierwagen ging Ende April 1932 in einer Nacht durch Hochziehen an einem eisernen Fachwerkportal vor sich. Während dieser Nacht war die Brücke für jeglichen Verkehr gesperrt.

Für die Montage der Bogenträger war keinerlei Rüstung im Strome nötig. Die einzelnen Montagestücke waren auf drei Fachlängen zusammengebaute Bogenstücke von 12 m Länge mit einem höchsten Gewicht von 14 t.

Sie wurden mittels seitlich ausfahrbarer Katzen aus Kähnen hochgezogen und auf Traversen abgesetzt, die an die alten Bogenträger im Abstände von zwei Fachweiten, also an jedem zweiten Knotenpunkt aufgehängt waren (Abb. 10 u. 11).

Die Bogenmontage begann in jeder Öffnung mit den mittleren Bogenstücken im Bogenscheitel und wurde dann nach den beiden Bogenenden zu nahezu gleichmäßig fortgesetzt.



Abb. 9. Aufstellen der Montierwagen.

Beim Zusammenbau der Montagestücke über den Traversen wurde den neuen Bogen gegenüber den alten äußeren Bogen eine Überhöhung gegeben, in der die Formänderungen der neuen und alten Bogen berücksichtigt waren, die teils beim Freisetzen der neuen Bogen auf ihre Lager und teils beim künstlichen Vorspannen der neuen Bogen zwecks teilweiser Entlastung der alten Hauptträger auftreten mußten.

Nähere Angaben über die Größen der Überhöhung und der ent-



Abb. 10. Montage der Hauptträger.



Abb. 11. Montage der Hauptträger.

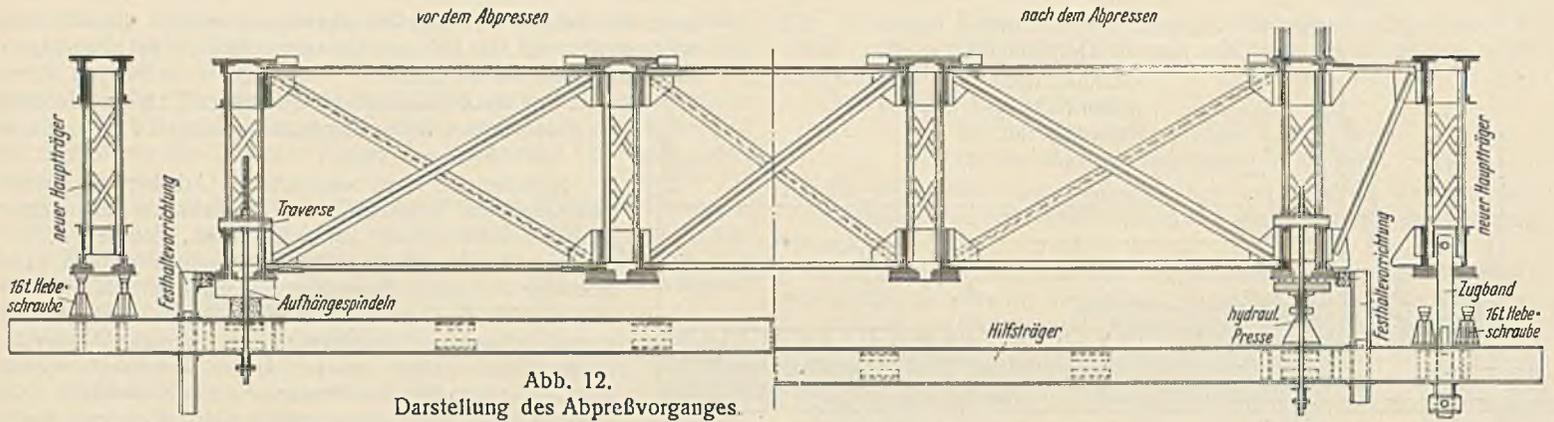


Abb. 12.
Darstellung des Abpreßvorganges.

sprechenden Belastungswerte beim Freisetzen und Vorspannen folgen weiter unten.

Für die Einleitung der Vorspannung mußte die Aufhängung der Traversen gewechselt werden. Zu diesem Zweck wurden zugfeste Verbindungen zwischen den neuen Bogenträgern und den Traversen hergestellt an den Stellen, wo während des Zusammenbaues stützende Hebschrauben gestanden hatten. Sodann wurde die Aufhängung an den alten Bogenträgern gelockert, so daß die Traversen nunmehr an den neuen Bogenträgern hingen. Durch unter den äußeren alten Trägern eingebaute Pressen wurden die neuen Träger um das restliche Überhöhungsmaß auf gleiche Höhe mit den alten Trägern heruntergedrückt. In diesem Zwangszustande wurden die Querverbände sodann vernietet (Abb. 12).

Das Abpressen der neuen Hauptträger ober- und unterwasserseitig der I. Stromöffnung folgte Mitte September 1932 in zwei aufeinanderfolgenden Nächten. Die eigentlichen Pressenarbeiten dauerten an beiden Abenden nur etwa eine halbe Stunde. Unmittelbar darauf arbeiteten fünf Bohrkolonnen die Nacht hindurch am Bohren, Verdornen und Verschrauben der Querverbände; tagsüber wurden die Querverbände dann vernietet. Die späten Abendstunden und die Nachtzeit wurden gewählt, um zunächst für die Pressenarbeit eine ausgeglichene Wärme in den alten und neuen Hauptträgern zu haben, denn es hätte eine durch Sonnenbestrahlung bewirkte zusätzliche Überhöhung der noch freien neuen Hauptträger mit abgepreßt werden müssen, um keine bleibenden Temperaturspannungsfehler zu erhalten. Außerdem war es nötig, während der Bohrarbeiten den Fahrbahnverkehr möglichst einzuschränken, um störende Bewegungen der alten und neuen Hauptträger gegeneinander zu vermeiden, was ebenfalls während der Abend- und Nachtstunden leichter durchführbar war. Für Langsamfahren schwerer Fahrzeuge und für Vermeidung des Befahrens der Öffnung mit mehreren Fahrzeugen war Sorge getragen.

Grund, weswegen das Abpressen der beiden Seiten nicht gleichzeitig, sondern nacheinander durchgeführt wurde, ist die im letzteren Falle gegebene bessere Beobachtungsmöglichkeit aller wichtigen Vorgänge während des Abpressens sowie die leichtere Bewältigung der umfangreichen Arbeiten für den Anschluß der neuen Hauptträger an die alten während einer Nacht. Auch wurde damit eine an die äußerst zulässige Grenze gehende Beanspruchung und Durchbiegung der Rüstträger vermieden. Abgepreßt wurden auf jeder Seite die in der statischen Berechnung ermittelten, einer Vorspannung von rund 2 t/m entsprechenden Überhöhungsmaße, wodurch der alte innere Hauptträger um 1,2 t/m, der alte äußere Hauptträger um 0,8 t/m entlastet wurde. Diese Überhöhungsmaße der neuen Hauptträger sind von der ursprünglichen Gesamtüberhöhung von 82 mm der neuen Hauptträger übrig geblieben und betragen im Scheitel 46,6 mm. Sie wurden vor dem Abpressen auf den oberen Eckknotenblechen der Querverspannungen über der Oberkante des oberen Querverspannungsstabes, der am Blech gleitend als Zeiger diente, aufgetragen und mittels eingeschlagener Körner in vier gleiche Teile unterteilt (Abb. 13). Diesen Unterteilungen entsprechend wurde das Abpressen des ganzen Überhöhungsmaßes in vier Zeiten ausgeführt, womit ein zu starkes Voreilen einzelner Pressen bzw. eine Überlastung einzelner Rüstträger vermieden wurde.

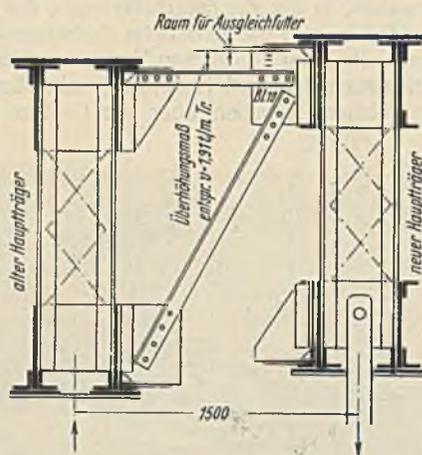


Abb. 13.
Unterteilung beim Abpressen.

Über die Größe der künstlich eingeleitete Kraft bzw. über die beim Preßvorgang entstandene Belastung der alten Hauptträger sowie über den dabei erzielten Genauigkeitsgrad sei folgendes gesagt: Bei der Montage der beiden neuen Hauptträger, solange diese spannungslos über den Kragenden der an den alten äußeren Hauptträgern aufgehängten Rüstträger ruhten, hatten die neuen Hauptträger gegenüber den alten eine Überhöhung von 82 mm. Diese Überhöhung ist durch die statische Berechnung ermittelt und entspricht der gesamten Verformung der alten und neuen Hauptträger, d. h. den Verformungen, die beim Freisetzen der neuen Hauptträger, beim Umhängen der Rüstträger vom alten an den neuen Hauptträger und zuletzt beim Vorspannen entstehen. Die Gesamtverformung ergibt sich aus folgenden Belastungsänderungen der neuen und alten Hauptträger:

1. Entlastung der alten und gleichzeitig Belastung der neuen Hauptträger durch deren Freisetzen um ihr Gewicht im Betrage von 1,20 t/m Träger, sowie um das Gewicht der eisernen Rüstung im Betrage von 0,25 t/m Träger bei deren Umhängen vom alten an den neuen Hauptträger, also zusammen um $1,20 + 0,25 = 1,45$ t/m Träger.

2. Entlastung der alten und gleichzeitig Belastung der neuen Hauptträger durch die künstlich eingeleitete Vorspannung, durch die auf jeder Seite (stromauf und stromab) eine gleichmäßig verteilte Last von 1,91 t/m Träger aus den alten Hauptträgern entnommen und in die neuen Hauptträger übergeleitet werden soll. Die obengenannte Gesamtüberhöhung von 82 mm im Bogenscheitel entspricht also einer gesamten Belastungsänderung von $1,45 + 1,91 = 3,36$ t/m Träger für eine neue Tragwand.

Da die Formänderung der Hauptträger gerade proportional der Belastungsänderung sein muß, so sollte, wenn alle rechnerischen Voraussetzungen richtig waren, nach der ersten Belastungsänderung, nämlich dem Freisetzen der neuen Hauptträger und dem Umhängen der Rüstung, die Überhöhungsordinate im Scheitel von 82 mm theoretisch um $\frac{1,45}{3,36} \cdot 82 = 35,4$ mm abgenommen haben, und es sollte eine restliche Überhöhung von $\frac{1,91}{3,36} \cdot 82 = 46,6$ mm für die Vorspannung übriggeblieben sein.

Ergeben die Nachmessungen diese Werte, dann ist damit zunächst der Beweis erbracht, daß das elastische Verhalten der alten und neuen Hauptträger den rechnerischen Voraussetzungen entspricht, und zugleich bestätigt sich die Richtigkeit der Folgerung, daß durch Abpressen der restlichen Überhöhung von 46,6 mm die neuen Hauptträger die beabsichtigte Vorspannung von je 1,91 t/m Träger und die alten Hauptträger die entsprechende Entlastung erhalten haben.

Die folgende Zusammenstellung gibt den Vergleich der in der statischen Berechnung ermittelten Überhöhungsordinaten und der gemessenen, im Zustande nach der unter 1. erwähnten Belastungsänderung, d. h. vor dem Abpressen:

Punkt	3	5	7	9	11	12	13	mm
errechnete Ordinate	13,0	24,9	34,9	42,2	46,1	46,6	46,1	mm
gemessene Ordinate:								
oberwasser	11	19	31	38	46	39	38	mm
unterwasser	12	20	28	39	52	46	43	mm
Punkt	15	17	19	21				
errechnete Ordinate	42,2	34,9	24,9	13,0				mm
gemessene Ordinate:								
oberwasser	36	27	23	8				mm
unterwasser	40	35	22	8				mm.

Das Ergebnis ist eine gute Übereinstimmung der gemessenen mit den vorausgerechneten Ordinaten. Die Unterschiede von wenigen Millimetern sind dem in der Berechnung nicht berücksichtigten Gewicht einer leichten, zum Teil die neuen Hauptträger belastenden Holzrüstung, sowie Temperatureinflüssen während der einige Wochen dauernden Vernietung der Hauptträgergurtstöße zuzuschreiben. Um sicher zu sein, daß die eingeleitete Vorspannung wirklich einer gleichmäßig verteilten Belastung von

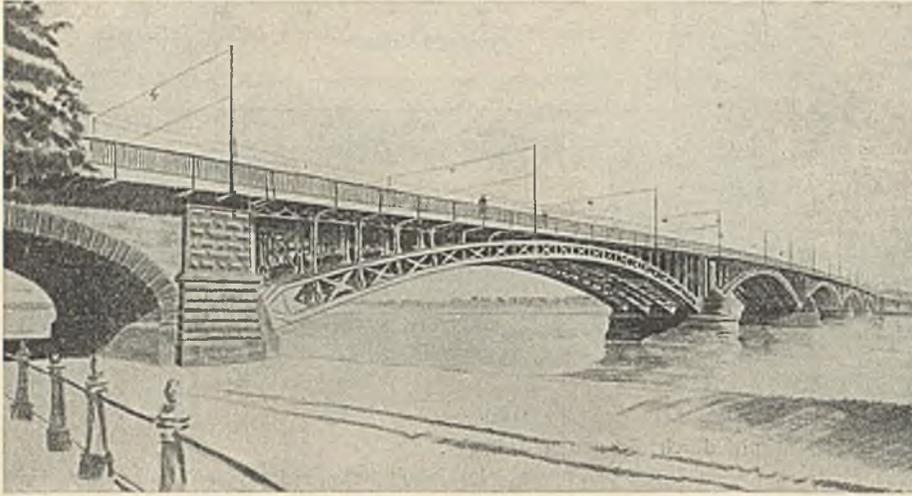


Abb. 18. Schaubild der neuen Brücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Technische Neuerungen beim Bau der Saldenbachtalsperre.

Von Dipl.-Ing. W. Zschelle, Lengefeld (Erzgeb.).

Im Herbst 1933 wird voraussichtlich der Bau der Saldenbachtalsperre nach $4\frac{1}{2}$ jähriger Bauzeit beendet sein. Diese Talsperre wird bekanntlich im Auftrage des Wasserwerkes der Stadt Chemnitz von einer Arbeitsgemeinschaft der Firmen Beton- und Monierbau AG, Berlin-Dresden, Bauunternehmung Eduard Steyer, Leipzig, Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig, erbaut. Das Bauwerk ist eine Trinkwassersperre zur Wasserversorgung der Stadt Chemnitz und vorläufig das letzte Glied eines umfassenden Bauprogramms, das seit dem Jahre 1891 läuft und mit weiteren drei im Laufe der Jahre errichteten Talsperren, mehreren Pump- und Filteranlagen, Stollen, Wehren, Rohrleitungsbrücken und anderen Tiefbauten den Trinkwasserbedarf von 360 000 Einwohnern mit gutem, wohlschmeckendem Gebirgswasser bezweckt. Die reichen, in dieser langen Zeit von dem Bauherrn gesammelten Erfahrungen, Beobachtungen und Versuche, die sich auf die Aggressivität des Wassers und die Verwendbarkeit des im mittleren Erzgebirge anstehenden Gneises und seine Eignung zu Beton und Bruchsteinmauerwerk erstreckten, führten dazu, auch diese Mauer, wie bereits in einem früheren Aufsätze über die Steingewinnung usw. für die Saldenbachtalsperre angegeben¹⁾, in Bruchsteinmauerwerk ausführen zu lassen.

Nach den endgültigen Plänen enthält der Mauerkörper rd. 200 000 m³ Mauerwerk mit 11 000 m² Torkreputz von $3\frac{1}{2}$ cm Dicke auf der Wasserseite, 20 000 m³ Beton für Ausfüllung des wasserseitigen Schlitzes und Herstellung des Unterbetons für Überfallgraben und Auslauferinne. 90 000 m³ Fels und 45 000 m³ Geröllmassen waren zu entfernen. Bei einer größten Gründungstiefe von 21 m beträgt die größte Höhe der Mauer 59 m und die Sohlenbreite etwa 47 m. Der Krümmungshalbmesser ist 400 m, die Kronenlänge mißt 340 m. Ein Bauwerk von diesen Ausmaßen erforderte den Einsatz neuzeitlicher Maschinen, gleichzeitig aber auch eine durchdachte Baustelleneinrichtung, die den zu erfüllenden Zwecken unter Anpassung an die gegebenen Verhältnisse in jeder Weise entsprechen mußte. Es wurden hauptsächlich nur solche Maschinen eingesetzt, die sich bei ähnlichen Bauten schon vielfach bewährt hatten. Darüber hinaus war es für die ausführende Unternehmung nicht nur ein Gebot der Wirtschaftlichkeit, sondern auch im Interesse des technischen Fortschrittes notwendig, neben Erprobtem auch Neuerungen auszubilden, die vorhandene Lücken ausfüllen sollten.

Erwähnt sei hier zunächst die bereits im früheren Aufsätze beschriebene Großsortier- und Waschanlage für Bruchsteine, bei der der Gedanke der Kettensortierung und selbsttätigen Verladung in die Praxis umgesetzt wurde und sich als richtig und wirtschaftlich erwiesen hat.

Aber auch andere maschinell oder von Hand durchgeführte Arbeiten konnten noch verbessert werden. So spielt beim Bruchsteinmauerwerk die Güte und Zusammensetzung des Mörtels eine bedeutende Rolle. Erfahrungen über die richtige Zusammensetzung des sogenannten Talsperrenmörtels sind gerade im Freistaat Sachsen, wo Staat und Städte eine große Anzahl von Bruchsteinbauten vor und nach dem Kriege erbauten, Erfahrungen genug gesammelt worden. Daher wurde auch bei der Saldenbachtalsperre ein Zement-Traß-Kalk-Mörtel im Mischungsverhältnis 0,6 Z : 0,75 Kalkteig : 1,5 Tr : 5 S gewählt. Zement und Traß getrennt gelagert, in den selbsttätigen oder halb selbsttätigen Waagen abgewogen, dann trocken vorgemischt, abermals gewogen und verarbeitet, boten einem mechanisierten Arbeitsgang keine Schwierigkeit. Anders verhält sich dagegen der Kalkteig. In den meisten Fällen wurde dieser

Mauerwerk gewährleisten die Unverschieblichkeit der Auflagerkörper (Abb. 14). Mit diesen Maßnahmen änderte sich die Reihenfolge des Abpressens gegenüber der Montage der Bogenträger so, daß die Öffnung I, V, IV, III, II nacheinander vorgespannt werden mußten.

Nach Beendigung des Abpreßvorganges konnte in der jeweiligen Öffnung mit dem Aufstellen der Stützpfosten, dem Anpassen der neuen Konsolen (Abb. 15 u. 16), dem Einbau der Fußweglängsträger und dem Aufstellen des Geländers begonnen werden (Abb. 17 u. 18). Die für die Verbreiterung und Entlastung aufgewandte Stahlkonstruktion beträgt 2000 t. Die Lieferung der Fußweglängsträger und der Geländer hatte die MAN an die Eisenbaufirmen Röhmed AG, Mainz, und Donges G. m. b. H., Darmstadt, untervergeben. Mit dem Auflegen der Fuß- und Radfahrwegplatten und dem Fertigstellen der Fahrbahn findet der Umbau des eigentlichen Brückenbauwerkes im Laufe des Sommers 1933 seinen Abschluß. Die Umgestaltung der Brückenköpfe und Rampen wird in Kürze in Angriff genommen werden.

bisher aus den Sumpfruben heraus in Muldenkipper geladen, zur Mischmaschine gefördert, in Gefäßen abgemessen, dem übrigen Mischgut beigegeben. Infolge seiner Zähigkeit vermischt er sich nur sehr langsam mit den Bindemitteln und Zuschlagstoffen und bildet bei nicht ausreichender Mischdauer sehr leicht schleimige Fäden. Außerdem wird dadurch der Mischvorgang bedeutend verlängert. An anderer Stelle tauchte daher vor Jahren schon der Gedanke auf, den Kalk nicht mehr in Form von Brei, sondern als Kalkmilch zuzusetzen. Dieser Gedanke wurde hier in folgender Weise durchgeführt.

Der aus den Gruben entnommene Kalkbrei wird in einen zu ebener Erde gelegenen Rührbottich geschüttet und hier in einem bestimmten Verhältnis mit Wasser gemischt. Darauf wird die so erhaltene Kalkmilch in ein zweites über den Mischmaschinen befindliches Rührwerk gepumpt, wo sie bis kurz vor der Zugabe dauernd in Wallung gehalten wird, um ein Ent-

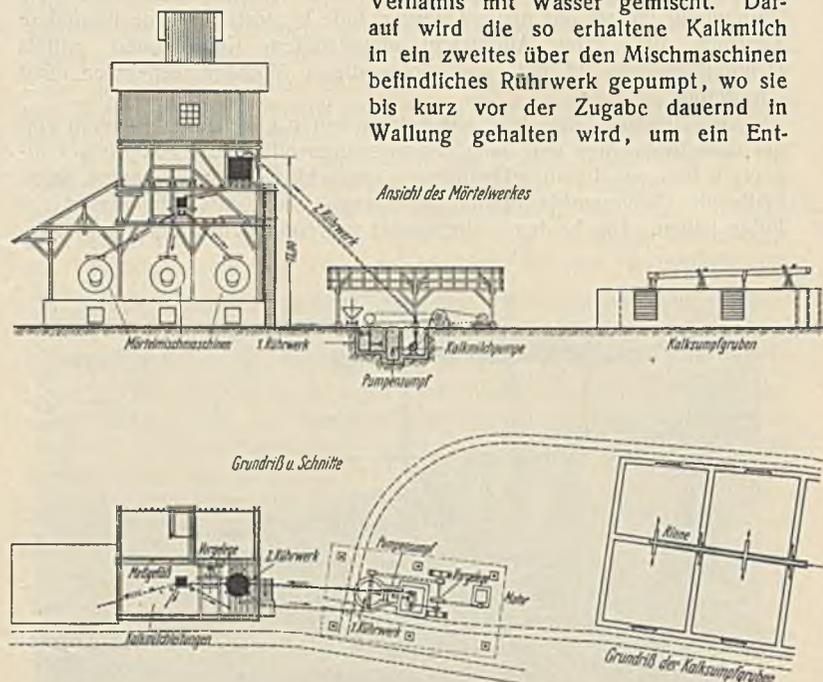


Abb. 1. Mörtelwerk mit Kalkanlage.

mischen und Absetzen zu vermeiden (Abb. 1). Die zu einer Mischung erforderliche Kalkmilchmenge wird aus einem unter dem Rührwerk angebrachten Meßgefäß, das zur Bedienung von drei Mischmaschinen ausreicht und mit den erforderlichen Rohrleitungen versehen ist, den einzelnen Maschinen zugeleitet. Der weitere Wasserbedarf für eine Mörtelmischung ist dann der Unterschied zwischen erforderlicher Gesamtwassermenge und Anteil des zur Verflüssigung des Kalkbreies benötigten Wassers. Nach eingehenden Versuchen und aus praktischen Erwägungen heraus hat sich als günstiges Mischungsverhältnis zwischen Kalkteig und Wasser ein solches von 1:1 ergeben. Der erste Rührbottich war mit einer Skala versehen, und es war bei der Zugabe von Wasser und Kalkmilch nicht schwierig, stets die gleichen Mengen zuzugeben. Ausschlaggebend für dieses Verhältnis war die so erhaltene Dichte der Kalkmilch für die Spezialpumpe, die noch kurz beschrieben wird. Und schließlich blieb noch ein Rest freies Zusatzwasser übrig, dessen Menge je nach Feuchtig-

¹⁾ S. Bautechn. 1931, Heft 51, S. 719.

keit des Sandes und nach Wetterlage verschieden war, um einen kellen-gerechten Mörtel zu erhalten. Infolge der örtlichen Verhältnisse mußte die Kalkmilch in das Mörtelwerk gepumpt werden; freier Zulauf war nicht möglich. Eine zunächst eingebaute Kolbenpumpe versagte sehr rasch. Die feinen Steinkörner des Kalkteiges übten eine derartig schnell schmirgelnde Wirkung auf Kolben, Ventile und Zylinder aus, daß die Förderleistung der Pumpe ständig zurückging. Auf Anraten und nach Vorschlägen der Pumpenfabrik J. E. Naehrer, Chemnitz, die bereits mehrere Hochdruck-Zentrifugalpumpen für die Wasserversorgung der Baustelle

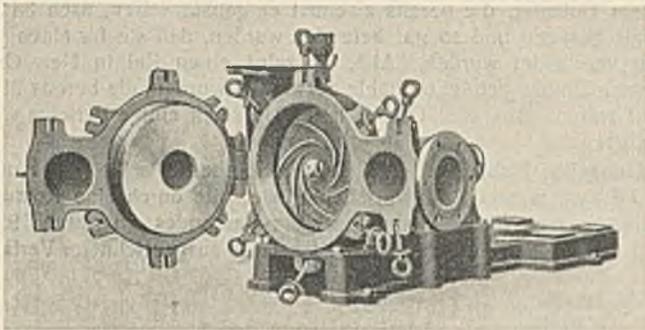


Abb. 2. Klappdeckelkreiselpumpe.

geliefert hatte, wurde eine Klappdeckelkreiselpumpe (Abb. 2), so wie sie genannte Firma mit großem Erfolg als Kalkmilchpumpe für die Zuckerindustrie zur Entsäuerung des Zuckersaftes oder für Wasserwerke zu Wasserreinigungszwecken konstruiert und gebaut hatte, eingebaut. Das Pumpengehäuse besteht aus Gußeisen mit wassergekühlten Stopfbüchsen, das Laufrad aus Manganstahl, die Wellen aus Chrom-Nickel-Stahl. Außerdem haben Gehäuse und Deckel auswechselbare Schleißwände aus Stahlguß. Die übrigen Ausgaben sind: lichte Weite für Saug- und Druckrohrstutzen 60 mm, Umdrehungszahl/min 1450, Förderhöhe 15 m, Kraftbedarf 4 PS, spezifisches Gewicht der Kalkmilch 1,2 bis 1,4, Fördermenge 90 bis 165 l/min. Der Antrieb geschah durch Riemen von einer Transmission aus, die gleichzeitig auch zum Antriebe des Rührwerkes diente. Der Klappdeckel ermöglicht schnellste Reinigung und sofortige Behebung von Verstopfungen. Neben der Druckleitung besteht noch ein Rücklaufrohr vom zweiten Rührwerk in den Pumpensumpf, um ein Überlaufen des zweiten Behälters zu vermeiden. Die Einrichtung der Rührwerke ist sehr einfach und bedarf keiner näheren Beschreibung. Die Pumpe und die Anlage haben einwandfrei gearbeitet. Es wurden bisher ohne jegliche Störungen etwa 68 000 m³ Mörtel hergestellt.

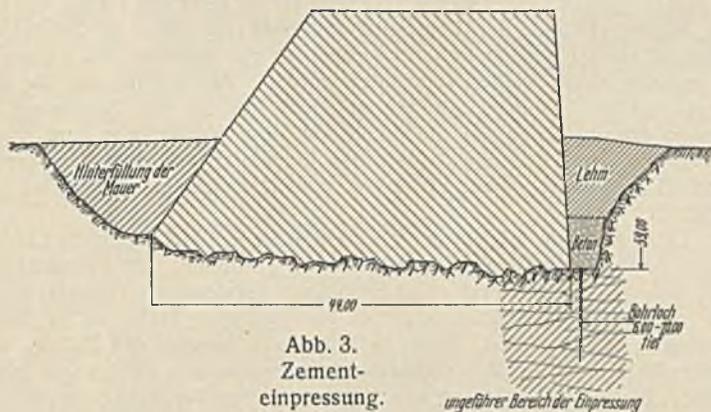


Abb. 3. Zement-einpressung.

Auch auf einem anderen, besonders bei Talsperrenbauten sehr wichtigen Gebiete gelang es, auf bisherige Erfahrungen aufbauend, weitere technische Neuerungen auszubilden. Es sind dies die Einpressungen von Zementmilch in die natürlichen Spalten und Risse des Gründungsfelsens. Gerade hier treten oft die größten Durchsickerungen und Wasserverluste ein. Da beim Aushub der Baugrube durch die Brisanz der verwendeten Sprengstoffe die Rissegefahr erhöht wird, wird auch bei den neueren Talsperrenbauten verlangt, das letzte Meter des Gründungsfelsens nicht mehr mit Sprengmitteln, sondern nur mit Hilfe von Keilen und Brecheisen zu lösen. Wenn auch stets erst auf dem geschlossenen Felsen gegründet wird, so schließt dies eben doch nicht aus, daß je nach Struktur und Güte des Gesteins feine Risse vorhanden sind, die dem unter Druck stehenden Wasser Durchsickerungen ermöglichen können. Durch die Einpressungen soll nun, besonders an der Wasserseite, das fein verästelte Netz feinsten Risse und Spalten durch Zementmilch gedichtet werden (Abb. 3). Um dies zu ermöglichen, werden wasserseits zunächst in Abständen von 2,50 m (gegebenenfalls noch dichter) Löcher gebohrt, in die dann die Zementmilch eingepreßt wird. Die Verfahren

der Bohrungen und Einpressungen sind verschieden. Bei der Saldenbachtalsperre führte der Wunsch der Bauherrschaft, angeregt durch die neuerdings in der Schweiz gemachten Erfahrungen, Zementmilch unter einem Druck bis 20 at einzupressen, zu einem besonderen Verfahren. Es soll dadurch eine Schürze dichtesten Felsens vor dem wasserseitigen Mauerfuß entstehen. Der spröde und feste, auf der Baustelle anstehende Gneis, der als kristalliner Schiefer auf Grund seines Aufbaues (Kontaktmetamorphose) von vornherein stark spaltig ist, ermöglichte trotzdem ein Bohren mit den gewöhnlichen Bohrhämmern, z. B. Flotmann AZ 25, unter Anwendung von vanadinlegiertem Hohlbohrstahl. Mit einer Anfangsschneldbreite von 70 mm wurden ohne Schwierigkeiten und Verklemmungen Löcher bis 10 m Tiefe gebohrt. Die Luftpülung genügte vollkommen. Beim Bohrerwechsel wurde außerdem ein Gasrohr ins Bohrloch eingeführt, an den Luftschauch angeschlossen und das Bohrloch gründlich von Bohrmehl und Wasser ausgeblasen. Am Widerstande des Gesteins beim Bohren konnte man leicht die Beschaffenheit des durchbohrten Felsens feststellen und hiernach die Tiefe der Löcher bestimmen. Bei dichtem Felsen genügte es, nur 3 bis 4 m tief zu bohren, um die schon erwähnten, beim Aushub entstandenen Risse zu dichten.

Einen Anhalt, Flüssigkeiten unter hohen Drücken einzuspritzen, bot die Kesselspeisung. Der Hauptvorteil einer Kesselspeisepumpe liegt in der leichten Einstellbarkeit der Leistung, wobei ein genaues Anpassen der Pumpförderleistung an den Dampfdruck und die Verdampfung der Kesselanlage erreicht wird. In Zusammenarbeit mit der Herstellerin solcher Pumpen, der Firma Weise & Monski, Halle, wurde dieses Prinzip auf die Zementeinpressung angewendet. Als zweckentsprechend erwies sich eine liegende, unmittelbar und vierfach wirkende Duplexpumpe, die mit auf der Baustelle vorhandener Preßluft angetrieben wurde. Die Pumpe hat

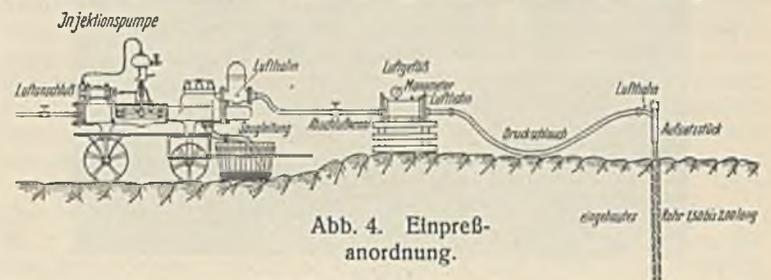


Abb. 4. Einpreß-anordnung.

je zwei Luft- und Pumpenzylinder, besitzt Stahlkugelventile, gehärtete Tauchkolben, außerdem ist sie mit Ventilen, Hähnen, Stopfbüchsen, Druckwindkessel, Preßöfen usw. ausgerüstet. Die Stahlkugelventile sind durch einen abschraubbaren Deckel leicht zu erreichen und lassen sich nach Gebrauch schnell und einfach reinigen. Bei einer minutlichen Doppelhubzahl von 45 wurde eine Leistung von 20 bis 30 l/min erzielt. Der Betrieb vollzog sich dann sehr einfach. Zwecks leichterer Beweglichkeit wurde die Pumpe auf ein Fahrgestell aufgeschraubt. Von dem Druckstutzen der Pumpe führte ein Verbindungsrohr mit Ventil zu einem Zwischenbehälter, der ein Manometer und einen Ablasshahn trägt (Abb. 4). Hier schloß sich ein Hochdruckschlauch an, der mit einem Anschlußstück versehen war. Bereits mehrere Tage vorher war in das fertig gebohrte Loch auf 2 m Tiefe ein 1 1/2"-Gasrohr einzementiert worden. Nach Herstellung der Verbindung wurde die Zementmilch in einem neben der Pumpe stehenden Bottich angerührt und die Pumpe bei geöffnetem Ventil und Luftpumpen am Anschlußstück angelassen. Sobald aus dem Luftpumpen die Luft entwichen war, wurde der Hahn geschlossen und unter sich stetig bis 20 at steigendem Druck gepumpt. Nachdem dieser Druck erreicht ist, wird das Ventil am Zwischenbehälter geschlossen. Je nach Sättigung des Felsens bleibt nun der Druck bestehen oder geht langsam zurück. In diesem Falle wird nach einer halben Stunde die Einpressung wiederholt und so lange in gleichen Abständen fortgesetzt, bis das Bohrloch keine Zementmilch mehr aufnimmt. Während dieser Pausen werden dann andere im Umkreis befindliche Löcher eingepreßt, indem das Anschlußstück auf ein anderes vorbereitetes Rohr eines Injektionsloches aufgeschraubt wird. Im allgemeinen wurde die Zementmilch in sehr verdicktem Zustande eingepreßt. Die Aufnahmefähigkeit richtete sich nach der Klüftigkeit des Felsens. Es gab Löcher, in die über 1000 l eingepreßt wurden. Im Durchschnitt lag die Aufnahme bei 150 l. Nach Beendigung der jeweiligen Arbeiten wurden Pumpe, Zwischenbehälter und Schlauch mit Wasser durchgespült und damit von anhaftendem Zementschlamm gereinigt.

Zum Anzeigen der Drücke eignete sich ein gewöhnliches Manometer nicht, das sofort von der Zementmilch verstopft worden wäre, dagegen bewährte sich ein sogenanntes Blattfederanometer, das mittelbar anzeigt, indem die Zementmilch auf eine Blattfeder drückt, deren geeichte Durchbiegungen dann weitere von der Flüssigkeit nicht umspülte Spiralfedern bedienen und so eine genaue Anzeige gestatten.

Das hier kurz angedeutete Einspritzverfahren hat sich bewährt und dürfte zu allen Arten von Einpressungen geeignet sein.

Über die Wirtschaftlichkeit der Teeröltränkung kieferner Dalben- und Reibepfähle nach dem Rüping-Verfahren.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Hans Schauberger, Hamburg.

(Schluß aus Heft 37.)

Bei der Bemessung der Lebensdauer getränkter Dalbenpfähle besteht die Schwierigkeit, daß in Deutschland noch keine langen Erfahrungen über die Auswirkung der Tränkung gewonnen sind. Die Veröffentlichungen beschränken sich meist auf die Angabe, daß getränkte Pfähle nach 15- bis 20 jähriger Lebensdauer noch gut erhalten sind. Nach Ztrbl. d. Bauv. 1928, Nr. 37, haben Brückenbauten aus getränktem Kiefernholz im Bezirk des Wasserbauamts Greifenhagen a. d. Oder in 13- bis 17 jähriger Beobachtungsdauer keine Fäulniserscheinungen gezeigt. Eine große deutsche Baufirma gibt auf Grund ihrer Erfahrungen an, daß getränkte Kiefernpfähle eine doppelt so große Lebensdauer haben wie ungetränkte oder nur oberflächlich behandelte Pfähle. Im Hafen von Swinemünde sind in den Jahren 1909 bis 1911 Bollwerke aus getränktem Kiefernholz hergestellt worden. Über diese sagt das Hafenbauamt, daß sie nach 16 bis 18 Jahren noch gut erhalten gewesen sind. Es wird hierbei betont, daß das Holzwerk, da Fäulnis viel später eintritt, auch viel länger gegen mechanische Einwirkungen widerstandsfähig bleibt. Ein solches Bollwerk aus dem Jahre 1909 zeigt Abb. 6. Man erkennt deutlich den guten Zustand der zur

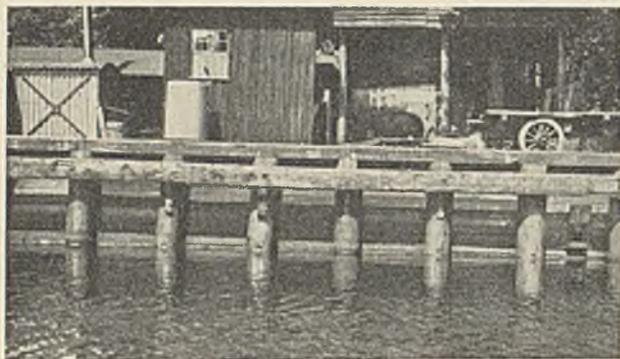


Abb. 6.

Zeit der Aufnahme bereits 22 Jahre alten Pfähle. Ähnliche Erfahrungen liegen auch von Wilhelmshaven und Emden vor, wobei jedoch zu bemerken ist, daß in diesen Bezirken die Teeröltränkung der Pfähle in erster Linie als Schutz gegen den Bohrwurmfraß von Bedeutung ist¹⁾. Für die Verwendung getränkter Pfähle aus früherer Zeit sind m. W. in Deutschland leider nur zwei Fälle bekannt. Es handelt sich um ein kleineres Brückenbauwerk in Danzig und um Pfähle an einem Fährponton der Reichsbahn in Swinemünde. Die Pfähle sind heute 32 bzw. 34 Jahre alt und noch gut erhalten. Die gute Verfassung getränkter Pfähle einer Pfahlgruppe in Swinemünde zeigt Abb. 7. Die Pfähle sind zwar erst 16 Jahre alt, doch erkennt man durch Vergleich mit Abb. 1 bis 3 deutlich den Unterschied gegenüber dem Zustande, in dem sich ungetränkte Pfähle gewöhnlich in diesem Alter befinden.



Abb. 7.

Über bedeutend größere Erfahrungen in der Tränkung von Bauhölzern verfügen die Amerikaner, die sich der Teeröltränkung schon seit langem in großem Maßstabe zugewandt und überraschende Erfolge damit erzielt haben. In der Zeitschrift Wood Preserving News werden Fälle angegeben, wo eine erstaunlich hohe Lebensdauer getränkter Pfähle erreicht worden ist. So wird im Novemberheft 1928 von einer Brücke aus getränktem Kiefernholz über den Pontchartrain-See berichtet, daß die Pfähle nach 45 jähriger Lebensdauer in subtropischem Klima mit einer Regenhöhe von 56" sich

¹⁾ Näheres hierüber s. Ztrbl. d. Bauv. 1928, Nr. 37.

im allgemeinen in gutem Zustande befänden. Im Februarheft 1929 wird auf Grund einiger angeführter Beispiele angegeben, daß die Lebensdauer getränkter Hölzer zu 40 Jahren angenommen werden darf. Die Los Angeles Playground-Company berichtet im Juliheft 1930, daß Pfähle an einem Holzpier, die bereits zweimal eingebaut waren, nach 38 Jahren abermals gezogen und so gut befunden wurden, daß sie für einen dritten Einbau verwendet wurden. Abb. 8²⁾ zeigt einen Kai in New Orleans, bei dessen Umbau getränkte Pfähle verwendet wurden, die bereits 21 Jahre verbaut waren. Aus dem Oktoberheft 1932 seien einige Berichte wörtlich angeführt:

„Getränkte Pfähle an Brücken der Southern Pacific Lines und der Santa Fé System an der pazifischen Küste, die durch eine Kommission des amerikanischen Eisenbahn-Ingenieur-Verbandes im Jahre 1928 besichtigt wurden, waren nach 26 bis 32 Jahren in ausgezeichnete Verfassung.

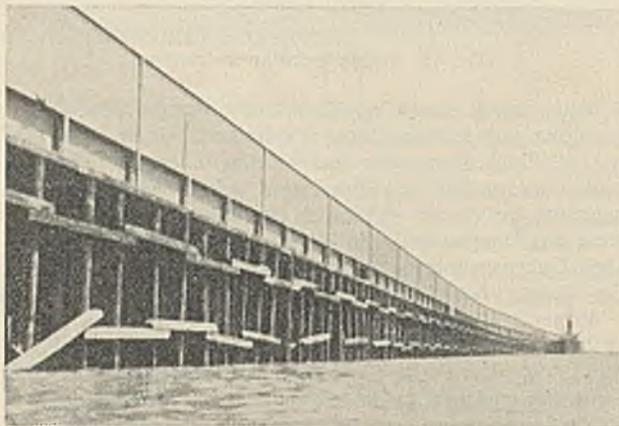


Abb. 8.

Getränkte Pfähle an Brücken der Santa Fé System in Missouri sind nach 33 Jahren gesund. Getränkte Pfähle an Brücken der Southern Pacific System, Texas Lines, sind nach 42 Jahren gesund. Getränkte Pfähle an der Brücke über den Pontchartrain-See der Southern Railway sind nach 49 Jahren gesund. Nach 46 bis 51 Jahren waren getränkte Pfähle, die von der Rigolets-Brücke der Louisville und Nashville-Bahn im Jahre 1926 während eines Umbaus entfernt wurden, so gut erhalten, daß sie später an anderer Stelle wieder verwendet wurden. Alle Pfähle, auf die sich diese Berichte beziehen, standen an Orten, die für eine Zerstörung besonders günstig waren, da die Pfähle aus dem Wasser oder dem Boden herausragten und dadurch, daß sie den Elementen und dem Temperaturwechsel ausgesetzt waren, für einen schnell fortschreitenden Verfall wie geschaffen waren.“

Diese Angaben mögen genügen, ein sicheres Urteil über die Lebensdauer getränkter kieferner Dalbenpfähle zu gewinnen. Mit Rücksicht darauf, daß den Amerikanern in ihrer vielfach verwendeten Douglas-Kiefer ein von Natur aus haltbareres Holz zur Verfügung steht, als es unsere heimische Kiefer liefert, ferner in Anbetracht dessen, daß Dalben- und Reibepfähle durch erhöhte mechanische Beanspruchung infolge von Schiffstößen, Stahlrossen, Eisgang usw. einer stärkeren Abnutzung unterliegen, wird die Lebensdauer für getränkte Pfähle hier nicht in der Höhe amerikanischer Erfahrungen, sondern nur zu 30 Jahren angenommen,

4. Die Wirtschaftlichkeit der Teeröltränkung bei gewöhnlicher Abnutzung der Pfähle.

Zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit der Tränkung müssen die maßgebenden Bestimmungsgrößen, Neubaukosten und Lebensdauer, einerseits für ungetränkte, andererseits für getränkte Pfähle, auf eine einheitliche Grundlage gebracht werden, so daß ein übersichtlicher Vergleich möglich ist. Den zweckmäßigsten Beurteilungsmaßstab hierfür bilden die Jahreskosten, d. h. die jährlich erforderlichen Aufwendungen für Amortisation (Verzinsung und Tilgung) des Anlagekapitals, für Abschreibung und Unterhaltung der Dalben- und Reibepfähle. Diese Jahreskosten sind nach den Regeln der gewöhnlichen Zinseszinsrechnung für die einzelnen Pfahlgruppen ermittelt worden.

Die Ergebnisse der Untersuchung sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Aus ihr ist ersichtlich, daß die Teeröltränkung der Pfähle schon wirtschaftlich ist, wenn dadurch die Lebensdauer gegenüber ungetränkten Pfählen bei Dalben im Durchschnitt um fünf Jahre, d. h. um $\frac{1}{3}$, und bei

²⁾ Aus Wood Preserving News 1930 entnommen.

Tabelle 2.
Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung.

Pfählguppe	Jahreskosten bei ungetränkten Pfählen	Lebensdauer bei ungetränkten Pfählen	Erforderliche Lebens- dauer bei getränkten Pfählen*)	Tatsächliche Lebens- dauer bei getränkten Pfählen	Jahreskosten bei getränkten Pfählen	Jährliche Ersparnis an Jahreskosten	Gesamtersparnis an Jahreskosten nach 30 Jahren mit Zinsszinsen
	RM	Jahre	Jahre	Jahre	RM	RM	RM
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g = b - f</i>	<i>h</i>
5pfähliger Dalben	136	15	19½	30	109	27	1800
7pfähliger Dalben	324	15	20½	30	266	58	3860
12pfähliger Dalben	583	15	20	30	475	108	7200
Einzelner Reibepfahl	30,50	15	18	30	23,10	7,40	492

*) Zu verstehen bei gleichen Jahreskosten wie unter b.

Reibepfählen um drei Jahre, d. h. um $\frac{1}{5}$ erhöht wird. Nach 30 Jahren tritt, mit Zinsszinsen gerechnet, für alle Pfählguppen eine Kapitalersparnis ein, die den Neubaukosten mit getränkten Pfählen annähernd gleichkommt. Damit ist die Wirtschaftlichkeit der Tränkung bei gewöhnlicher Abnutzung der Pfähle erwiesen.

5. Die Wirtschaftlichkeit der Teeröltränkung bei Gefahr vorzeitiger Zerstörung der Pfähle.

Als Haupteinwand gegen die Tränkung wird stets die Tatsache angeführt, daß die Dalben oft durch plötzliches Anrennen von Schiffen vorzeitig zerstört werden. Es ist allerdings richtig, daß die meisten Dalben dieser Gefahr vom ersten Tage an, wenn auch in sehr verschiedenem Maße, ausgesetzt sind. In der Tat ergibt sich auch in bezug auf die Wirtschaftlichkeit der Tränkung für den Fall der vorzeitigen Zerstörung ein wesentlich anderes Bild. Wird z. B. ein Dalben schon nach fünf Jahren abgefahren, so belaufen sich die Jahreskosten auf 22,9 % des Anlagekapitals. Für einen 7-pfähligen Dalben sind dies bei ungetränkten Pfählen 770 RM, bei getränkten Pfählen 935 RM. Abgesehen von dem Verlust des Dalbens an sich, von dem der Wert der Hölzer je nach ihrer Wiederverwendbarkeit abzusetzen ist, tritt durch die Mehrkosten der Tränkung ein jährlicher Zusatzverlust von $935 - 770 = 165$ RM auf. Mit Zinsszinsen ergibt dies nach fünf Jahren einen zusätzlichen Kapitalverlust von 924 RM, d. h. von 22,6 % der ursprünglichen Neubaukosten (vgl. Tabelle 1).

Bei Dalben, die in verhältnismäßig kurzen Zeitabständen immer wieder abgefahren werden, wird man daher von einer Tränkung der Pfähle zweckmäßig Abstand nehmen. Als besonders gefährdet sind in dieser Hinsicht Führungsdalben oder vorgeschobene Eckdalben an verkehrsreichen Hafeneinfahrten, Brückenleitwerken u. dgl. anzusehen, besonders dann, wenn sie mit größeren Seeschiffen in Berührung kommen. Bei Festmache- oder Anlegedalben an Schiffsliegstellen oder im Innern der Häfen, denen sich die Schiffe nur durch vorsichtiges Manövrieren, meist unter Beistand von Schleppern, nähern, ist die Gefahr einer gewaltvollen Zerstörung wesentlich geringer. Tritt diese trotzdem ein, so liegt — abgesehen von Fällen höherer Gewalt, wie Windböen, Ruder- oder Maschinenschäden, Reißen von Schlepprossen u. dgl. — meistens ein Verschulden der Schiffsbesatzung vor. In solchen Fällen ist es jedoch billig und im allgemeinen auch üblich, daß der angerichtete Schaden, nötigenfalls durch Herbeiführung gerichtlicher Entscheidung, von der betreffenden Reederei oder ihrer Versicherungsgesellschaft ersetzt wird. Derartige Fälle können daher bei wirtschaftlichen Erwägungen nicht ohne weiteres in Betracht gezogen werden. Im Zweifelsfalle wird man die Frage, ob bei einem Dalben die Verwendung getränkter Pfähle angebracht ist oder nicht, am besten auf Grund langjähriger Erfahrungen oder genauer Statistiken über die Häufigkeit gewaltsamer Zerstörungen richtig entscheiden können. Für Dalben, die mit Schiffen nicht unmittelbar in Berührung kommen und nur durch Fäulnis abgängig werden, wie Feuerdalben, Pontondalben bei Anlagebrücken u. dgl., ist die Tränkung immer und auf jeden Fall vorteilhaft, zumal da das Auswechseln der Pfähle infolge von Unzugänglichkeit oft schwierig oder verkehrshindernd ist.

6. Der Einfluß der Teeröltränkung auf die Widerstandsfähigkeit der Pfähle.

Hinsichtlich der erhöhten mechanischen Beanspruchung der Dalben und Reibepfähle durch Schiffstöße, Stahlrossen, Eisgang usw. ist zu betonen, daß die Teeröltränkung einen günstigen Einfluß auf die Widerstandsfähigkeit der Pfähle ausübt. Es ist bekannt, daß Holz, wenn es naß wird, eine starke Einbuße seiner Festigkeit erleidet. Versuche der Reichsbahndirektion Stuttgart vom Jahre 1925 u. a.³⁾ haben gezeigt, daß Nadelholz infolge von Durchnässung etwa 50 % an Druckfestigkeit verliert. Die Deutsche Reichsbahn berücksichtigt in den „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“ (BH) vom 12. Dezember 1926 diese Festigkeitsabnahme wie auch den Verlust an Widerstandsfähigkeit durch

Fäulnis insofern, als sie vorschreibt, daß die für Nadelholz zulässigen Spannungen in Höhe von $\sigma_{zul} = 80 \text{ kg/cm}^2$ (Druck in Faserrichtung) und $\sigma_{zul} = 90 \text{ kg/cm}^2$ (Biegung) höchstens zu $\frac{2}{3}$ anzunehmen sind, wenn das Holz der Nässe ausgesetzt und nicht durch Tränkung oder Schutzanstrich gegen Fäulnis geschützt ist.

Durch die Teeröltränkung wird die Festigkeit der Dalben einmal dadurch erhöht, daß das Teeröl wasserabweisend wirkt. Wenn es bei dauernd im Wasser befindlichen Pfählen ein allmähliches Vollsaugen der Pfähle auch nicht ganz verhindern kann, so wird es doch den Grad der Wasseraufnahme herabsetzen und dadurch den Verlust an Festigkeit verringern. In zweiter Linie muß auch die fäulnishindernde Wirkung der Tränkung als günstiger Einfluß auf die Festigkeit der Pfähle angesehen werden, da getränkte Pfähle viel später von Fäulnis befallen werden und daher bedeutend länger im Besitz ihrer ursprünglichen Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Abnutzung bleiben. Abgesehen von heftigen Stößen in Fahrt befindlicher großer Seeschiffe, die natürlich jeden Dalben einfach umlegen, darf man in vielen Fällen annehmen, daß ein durch schwächeren Stoß zerstörter Dalben aus ungetränkten, voll durchnässen oder vielleicht von Fäulnis schon stark zersetzten Pfählen vielleicht gehalten hätte, wenn er durch Tränkung noch in gutem Zustande erhalten gewesen wäre. Unterstützen läßt sich diese Widerstandsfähigkeit noch dadurch, daß man durch scharfe Bestimmungen bei den Holzlieferungen dafür sorgt, daß man nur tadellose, zopfstarke Pfähle erhält und diese dann walddrecht rammt. Hierdurch werden der Querschnitt und das Widerstandsmoment an der am meisten gefährdeten Einspannstelle im Boden, etwa 1 m unter Sohle, beträchtlich vergrößert. Drittens endlich erhöht die Teeröltränkung an sich noch die Festigkeit des Holzes. Versuche des Staatlichen Materialprüfungsamtes in Berlin-Dahlem vom Jahre 1910 haben bei Kiefernholz durch die Teeröltränkung folgende Steigerung der Festigkeit gegenüber rohem Holz ergeben:

Druck parallel zur Faser	12,56%
Biegung	10,40%
Abscheren radial	51,33%
Abscheren tangential	6,16%

7. Zusammenfassung und Schlußbetrachtung.

Mit der Teeröltränkung kieferner Dalben- und Reibepfähle sind zwei wesentliche Vorteile verbunden, erstens die Erhöhung der Lebensdauer, zweitens eine günstige Wirkung auf die Festigkeit und Widerstandsfähigkeit der Pfähle. Als Nachteil steht ihnen gegenüber, daß durch die Tränkung Mehrkosten entstehen. Zeitverlust tritt, wenn die Pfähle gleich bei der Anlieferung über ein Tränkwerk geleitet werden, nur in geringem Maße ein. Die Mehrkosten rentieren sich schon, wenn die Lebensdauer der Pfähle bei Dalben um $\frac{1}{3}$, bei einzelnen Reibepfählen sogar nur um $\frac{1}{5}$ erhöht wird. Von der Tränkung abzusehen, ist daher nur bei solchen Pfählguppen vorteilhaft, die erfahrungsgemäß immer wieder durch heftige Stöße fahrender Schiffe, besonders größerer Seeschiffe, vorzeitig zerstört werden, so daß bei ihrer Erneuerung sicher angenommen werden darf, daß sie die wirtschaftliche Grenze der Lebensdauer getränkter Pfähle nicht erreichen. Für alle anderen Dalben- und Reibepfähle, bei denen diese Voraussetzungen nicht von vornherein gegeben sind, und das sind die weitaus meisten, muß die Teeröltränkung nach dem Rüpings-Verfahren auch bei niedrigen Holzpreisen als wirtschaftlich bezeichnet werden.

Man sollte nicht, wie das heute leider vielfach geschieht, die augenblicklichen unverhältnismäßig niedrigen Holzpreise als Grund für die Ablehnung der Tränkung von Dalbenpfählen anführen. Denn es besteht wohl kein Zweifel darüber, daß die heutigen beklagenswerten Zustände auf dem deutschen Holzmarkt, die nicht nur den Holzhandel, sondern auch die gesamte deutsche Forstwirtschaft ernstlich gefährden, auf die Dauer untragbar sind. Mit Sicherheit ist daher zu erwarten, daß in dem Zeitraum, mit dem man bei wirtschaftlichen Untersuchungen über Pfählguppen im Wasserbau hinsichtlich ihrer Lebensdauer zu rechnen hat, gesündere Verhältnisse auf dem Holzmarkt wiederkehren. Auch die Auf-

³⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1928, Nr. 37.

$$\lambda = \frac{34,20}{12} = 2,85 \text{ m}, \quad \frac{1}{\cos^3 \alpha} = \left(\frac{17,50}{17,10}\right)^3 = 1,07,$$

$$h_N = 1,50 + 0,65 = 2,15 \text{ m}, \quad h_q = 2,00 + 0,44 = 2,44 \text{ m},$$

$$A_0 = \frac{q l}{2} = 7,45 \text{ t}, \quad \max M_0 = \frac{q l^2}{8} = 63,7 \text{ tm},$$

$$\sum \frac{y_{ii}^3}{h^2} = 0,108 [49 \cdot 5 + 17,6 \cdot 3 + 29,4 \cdot 4] = 45,$$

$$\sum \frac{y_{oo}^3}{h^2} = 0,108 [100 \cdot 3 + 30 \cdot 4 + 55 \cdot 4] = 69,$$

$$\sum \frac{M_o y_{ii}}{h^2} = 5,35 [7 \cdot 6 + 4,2 \cdot 3] = 292,$$

$$\sum \frac{M_o y_{oo}}{h^2} = 5,35 [10 \cdot 4 + 5,5 \cdot 3] = 302,$$

$$X = \frac{3,05(292 + 1,47 \cdot 302) + 12,5 \cdot 1,31 \cdot 7,45}{3,05(45 + 1,47 \cdot 69) + 37,8 \cdot 1,31 + 54,8 \cdot 0,555} = \frac{2367}{525}$$

$$X = 4,5 \text{ t [4,4 t].}$$

Vermischtes.

Ein kleiner Saugbagger. Um bei kleinen Baggerarbeiten auf Kanälen, in Teichen usw. die ununterbrochene Arbeitsweise anwenden zu können, ist von R. Raupach, Maschinenfabrik Görlitz G. m. b. H., ein kleiner Saugbagger gebaut worden, der das Gut vom Boden abnimmt und in einem Arbeitsgange an Land spült. Mit dem Bagger werden nicht nur die Kanäle sauber hergestellt, sondern auch gleichzeitig die Dämme fertig aufgespült.

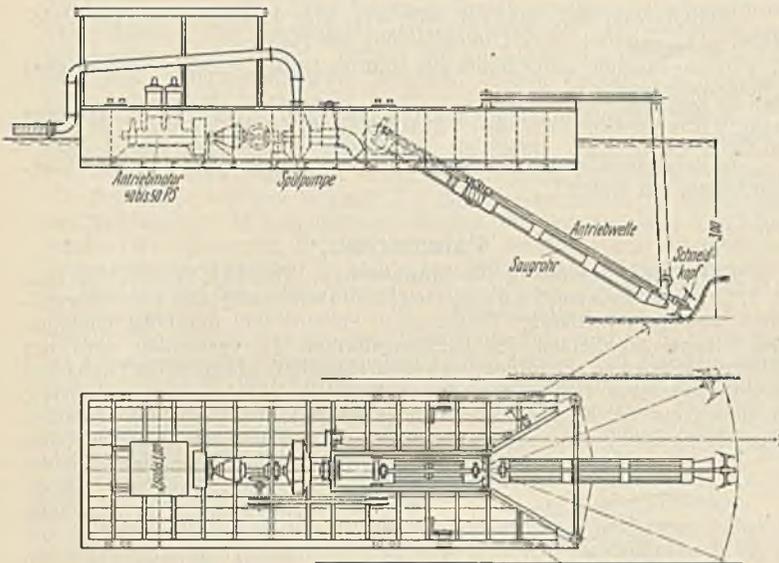


Abb. 1.

Kleiner Saugbagger mit einer tatsächlichen Leistung von 30 bis 40 m³/h.

Die hinter Bretter- oder Blechplanken gespülten Dämme sind sehr fest und brauchen nicht wie bei lose aufgeschüttetem Boden gewalzt oder gestampft zu werden. Anstatt Dämme zu spülen, können auch Sumpflöcher aufgefüllt oder das Gelände neben den Kanälen und Flüssen erhöht werden. Die tatsächliche Leistung des Baggers beträgt 30 bis 40 m³/h. Die Gemischleistung, die größer als die tatsächliche Leistung ist, richtet

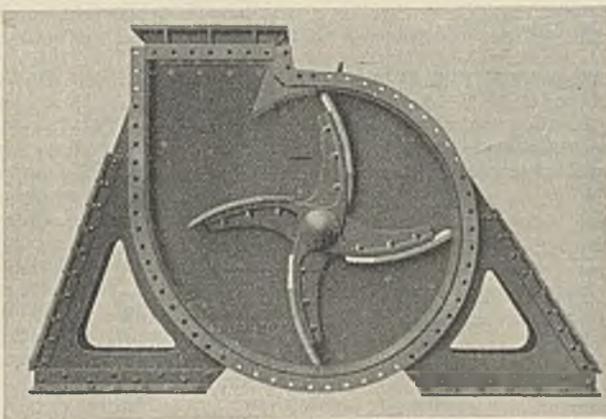


Abb. 2. Kreiselpumpe des Baggers mit eingesetzten Schleißstücken.

sich nach der Bodenbeschaffenheit. In losem Sand setzt sich das Gemisch aus 1 Teil Sand und 3 bis 4 Teilen Wasser, in festliegendem Sand aus 1 Teil Sand und 4 bis 6 Teilen Wasser und in mittlerem Boden aus 1 Teil Material und bis 12 Teilen Wasser zusammen. Für schweren Boden (speckigen Lehm oder Ton) ist der Saugbagger nicht mehr wirtschaftlich; man geht dabei besser zu einem kleinen Eimerkettenbagger über.

Der Bagger (Abb. 1) besitzt eine in der Höhe und nach den Seiten verstellbare Saugleitung mit einem in Umdrehung versetzten Schneidkopf am unteren Ende. Der gelockerte Boden wird von einer Kreiselpumpe an Bord angesaugt und an Land gedrückt. Da die Saugleitung durch ein Gelenk unterteilt ist, können auch schmale Gräben, in denen der Saugbagger mit einer Breite von 2,6 bis 3 m nicht drehen kann, im ganzen

Profil ausgebaggert werden. Der Schneidkopf wird über einen Riemen, Kegel- und Schneckenräder angetrieben. An der Knickstelle der Saugleitung, wo das Saugrohr durch einen Panzer-Gummischlauch unterbrochen ist, liegt in der Antriebswelle ein Kugelgelenk. Die Wände des Pumpenkörpers und die Flügelräder (Abb. 2) sind mit auswechselbaren Stahlplatten besetzt. Zwischen dem Antriebmotor und der Pumpe ist eine Rutschkupplung eingeschaltet. Die Druckleitung nach dem Lande, die aus eisernen Rohren und Gummischlauchgelenken besteht, wird auf Tragkörpern aus Fässern oder Holzbalken verlegt. Der Antriebmotor leistet zur Erzeugung der tatsächlichen Baggerleistung von 30 bis 40 m³/h 40 bis 50 PS.

In breiteren Kanälen oder Flüssen wird die Stellung des Baggers dadurch geändert, daß der Bagger durch einen Vor- und Hinteranker in der Längsrichtung gehalten und durch zwei Seitenanker seitlich bewegt wird. In schmalen Gräben genügt das Schwenken des Saugrohres. R.—

Eine schwierige Gründung. Bei einem Erweiterungsbau der Galeries Lafayette, des bekannten Pariser Kaufhauses, war nach Gén. Civ. 1933 vom 4. Februar die Aufgabe gestellt, den Erdgeschoßfußboden, unter dem noch vier Kellergeschosse liegen, binnen sechs Monaten so weit fertigzustellen, daß mit dem Aufbau des Gebäudes, das über dem Erdgeschoß noch neun Stockwerke hat und im ganzen 64,5 m hoch ist, begonnen werden könnte. Der Fußboden des untersten Kellergeschosses liegt 19,26 m unter dem Erdgeschoßfußboden, schon in 3,8 m Tiefe steht aber bei Hochwasser und in 11,9 m Tiefe bei gewöhnlichem Wasserstand der Grundwasserspiegel. Unter einer Schwemmlandschicht, die bis auf etwa 15 m Tiefe reicht, besteht der Untergrund aus abwechselnden Schichten von Mergel, Sand und Ton von großer Festigkeit, so daß dem Baugrunde eine Belastung von 6 kg/cm² zugemutet werden darf.

Innerhalb der kurzen Frist, die für die Herstellung des Baues bis zum Erdgeschoßfußboden gestellt war, war es nicht möglich, alle vier Kellergeschosse im Grundwasser zu bauen. Die Unternehmung, der der Bau übertragen war, schlug daher vor, zunächst nur die beiden obersten Kellergeschosse auf einer einstweiligen Gründung herzustellen und diese dann so zu unterfahren, daß die beiden untersten Kellergeschosse darunter gesetzt wurden, wobei die letztgenannten Arbeiten unter künstlicher Absenkung des Grundwasserspiegels auszuführen wären. Dieser Vorschlag wurde angenommen, und Anfang 1931 wurde mit dem Bau begonnen. Für jede der Säulen, die in Abständen bis 7,40 m das Gebäude tragen, wurde im Trockenen eine Baugrube ausgehoben, auf deren Boden die Säulen mit einem verbreiterten Fuß aufgesetzt wurden. Auf den Säulen wurde binnen kurzem der Erdgeschoßfußboden hergestellt, so daß der Aufbau in Angriff genommen werden konnte. Für die Gründungsarbeiten begannen aber nun die Schwierigkeiten.

Die bisher fertiggestellten Säulen wurden durch behelfsmäßige Schrägstreben abgefangen, die die Last der Säulen auf einstweilige, seitlich von den Säulen liegende Gründungen übertrugen. Nunmehr konnten die verbreiterten Säulenfüße abgetragen werden, so daß der Raum unter ihnen zugänglich wurde, um unter Absenkung des Grundwassers Schächte bis auf die endgültige Gründungssohle abzuteufen. Diese Arbeit mußte sehr vorsichtig ausgeführt werden, damit nicht etwa Bewegungen in dem den Schächten benachbarten Erdreich aufträten, was die behelfsmäßigen Gründungen und auch die der Baustelle benachbarten älteren Gebäude gefährdet hätte. Es wurden daher gleichzeitig die Arbeiten zum Unterfangen der Säulenfüße immer nur an einzelnen weit voneinander entfernten Punkten ausgeführt. Je tiefer man kam, desto größer wurde der Wasserandrang und desto fester wurde der Boden, so daß das Lösen immer schwieriger wurde. Bei den beengten Raumverhältnissen der unterirdischen Baustelle war es auch nicht einfach, die gewonnenen Grundungsmassen zu heben und abzuführen.

Nachdem die endgültige Grundsohle erreicht war, wurden auf ihr die Säulengründungen eingebaut und darauf die Säulen bis zum Anschluß an die über ihnen schwebenden unteren Enden des oberen Teiles der Säulen aufgebaut. Die Verbindung zwischen beiden Teilen wurde mit Hilfe der freigelegten unteren Enden der Eiseneinlagen in den oberen Säulentteilen hergestellt. Der Beton für die Anschlußstelle mußte sehr sorgfältig gemischt und eingebaut werden, damit beim Besetzen der Behelfstreben, die die oberen Teile der Säulen trugen, keine Setzungen vorkamen, die die im Aufbau begriffenen oberen Geschosse gefährden könnten. Während dieser Arbeiten wurden auch bereits die Kellerdecken eingebaut, teils um die einzelnen Geschosse möglichst bald für den Gebrauch bereit zu stellen, teils damit sie zur waagerechten Aussteifung dienen könnten.

Nachdem die endgültigen Säulengründungen fertiggestellt und die Behelfstreben mit ihren Gründungen beseitigt waren, wurde die Baugrube

freigelegt, und es blieb nur noch übrig, den Boden des untersten Kellergeschosses und die seitlichen Umfassungen herzustellen. Die letztgenannten bestehen aus einer Stützmauer, die den Erddruck der Umgebung aufzunehmen hat, und einer vor diese Mauer gesetzten wasserdichten Schürze aus Eisenbeton.

Die Grundfläche des Baues ist unregelmäßig. Es mußten daher hier und da Querverstellungen eingebaut werden, um seitlich wirkende Kräfte aufzunehmen. Wkk.

Tyngsborough-Straßenbrücke über den Merrimack. Im November 1931 wurde von den Boston Bridge Works, Cambridge, Mass., die Tyngsborough-Brücke über den Merrimack-Fluß nördlich von Lowell fertiggestellt. Sie ist nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1932, Bd. 108, Nr. 10 vom 10. März, S. 358, durch die bei ihrer Errichtung gewählte Bauweise bemerkenswert.

Die neue Brücke ersetzt eine alte Schweißeisen-Konstruktion aus dem Jahre 1874 mit vier Öffnungen, die neben der neuen stromabwärts lag und während deren Bauzeit zur Aufrechterhaltung des Verkehrs diente. In den Bauarbeiten einbegriffen war die Herstellung einer Überführung über die Boston & Maine-Eisenbahn im Zuge einer Brückenrampe.

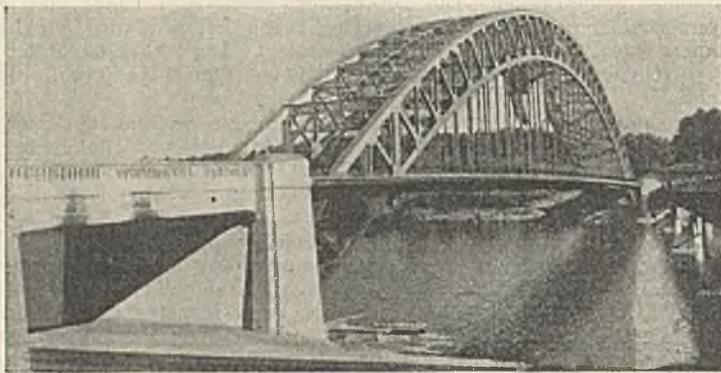


Abb. 1.

Das Tragwerk besteht aus einem Zweigelenkbogen mit parabolisch gekrümmtem, parallelgürtigem Fachwerkträger von 6,1 m Gurtabstand und 34 Feldern. Die Stützweite beträgt 166,42 m, die Bogenhöhe in Brückenmitte 29 m, die Bogenachsen haben 10,3 m Abstand, so daß eine etwa 9 m breite Fahrbahn für den Straßenverkehr vorhanden ist. Stromabwärts ist ein 1,82 m breiter, einseitiger Fußweg vorgesehen. Die unterhalb des Bogens gelegenen 28 mittleren Felder der Fahrbahn hängen an 30,5 cm hohen H-Trägern, die oben und unten durch 9 cm dicke Bolzen angeschlossen sind. An den Portalen, wo die Windlasten aus dem Obergurt in den unteren Bogengurt geleitet sind, befinden sich die Dehnungsfugen der Fahrbahn. Die Übertragung der Seitenkräfte ist an dieser Stelle auf einfache Art durch zwei sich kreuzende Flachseisen erreicht. Bis auf die Bogengurte bestehen die wesentlichsten Bauglieder aus einfachen Walzträgern. Die Bogengurte sind in zwei Feldlängen gienetet.

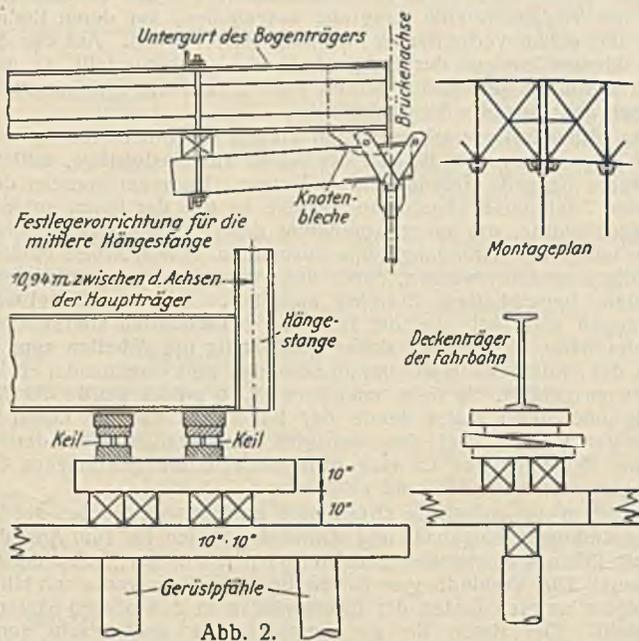


Abb. 2.

Bei der Errichtung bediente man sich der Hilfe eines einzigen Schlenkenkrans mit 27 m langem Ausleger und 15 t Tragkraft, der sich durch Seilwinden bewegen ließ. Zur Betätigung einer Ramme war dieser Dampfkran noch mit einem besonderen Kessel ausgerüstet. Vom Ostende ausgehend, wurden zunächst drei Felder des Stahlwerks errichtet, danach die ganze Brückenfahrbahn auf einem eigens hierfür gerammten Pfahlrost. Die Hängestangen dienten dann als Unterstützungen des Fachwerkbogens,

der beiderseits von den Enden aus nach der Mitte hin aufgestellt wurde, wobei nur die langen Hängestangen in Brückenmitte einer besonderen Sicherung gegen Knicken bedurften. Während der Vernietung und Absenkung des Bogens war im Scheitel ein Montagegelenk als Bogenschluß vorgesehen und eine besondere Festlegung des Anschlusses der mittelsten Hängestange an den beiden Bogenhälften, (Abb. 2). Erst nach Fertigstellung des stählernen Tragwerks und der Betonfahrbahn wurde der Dreigelenkbogen durch Vernietung der Gurte in einen Zweigelenkbogen umgewandelt. — Die gewählte Bauweise ergab einen einfachen Zusammenschluß des Bogens. Zs.

Berichtigungen. In dem Aufsatz Agatz, „Die Rammerfahrungen mit Larssenbohlen verschiedener Stähle für Hafenbauwerke in Bremen“ (Bautechn. 1933, Heft 35, S. 478, 479 u. 480) sind folgende Berichtigungen auszuführen:

Bohlen: 171/72, 173/74, 201/02, 293/94, 297/98, 311/12, 691/92 gehören zu 1. Ufer-einfassung am Werfthafen der AG Weser.

In der Fußnote muß es heißen: „Köpfe“ statt „Kopf“.

Bohlen: 11/12, 17/18, 33/34, 49/50, 61/62, 65/66 gehören zu 2. Pierköpfe der Getreideanlage.

In der Fußnote muß es heißen: „Köpfe“ statt „Kopf“.

Bohlen: 292, 293, 294, 297, 470, 472, 515; Pfähle: 1178, 2119, 2155, 2158, 2172 gehören zu 5. Ufer-einfassung am Hafen I.

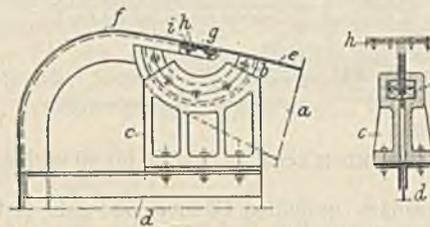
In der Fußnote unter Bohle 292 muß es heißen: „Bohlenrücken“ statt „Bohlenwinden“.

In der Fußnote unter 472 (nicht 472K) muß es heißen: „Kopf“ statt „Bohle“.

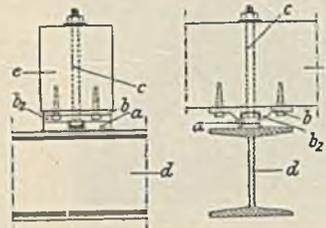
In der linken Spalte auf S. 480 muß es heißen: „5.“ statt „3.“ Ufer-einfassung am Hafen I.

Patentschau.

Gelenkfugendichtung für Stauklappen. (Kl. 84a, Nr. 537 083 vom 8. 2. 1929 von Dr.-Ing. Ludwig Bosch in Dortmund.) Um eine einwandfreie wasserundurchlässige Dichtung zu erzielen und um beim Umlegen der Klappe das Reißen des Dichtungstreifens zu vermeiden, wird der Dichtungstreifen so angeordnet, daß seine Knicklinie genau in die Drehachse der Klappenlager fällt. Diese Lager bestehen aus halboffenen Schalen, in denen mit der Klappe verbundene kreisringförmige Sektoren schleifen. Die Klappe dreht sich um die Mittellinie der Schalen, und in dieser Achse ist die Gelenkfuge und die Fugendichtung der Klappe angeordnet. Da sich beim Bewegen der Klappe die Gelenkfuge nicht erweitert, sondern sich nur der von beiden hier zusammenstoßenden Blechen eingeschlossene Winkel ändert, kann der Dichtungstreifen an beiden zusammenstoßenden Teilen starr befestigt werden, ohne daß er beim Aufrichten der Klappe eine Falte bildet. Die Stauklappe *a* ist mit einem Bronzering *b*, der in der Schale *c* gleitet, fest verbunden; die Schale *c* sitzt fest auf dem Wehrkörper *d*. Die Blechhaut *e* der Klappe und *f* des Wehrkörpers stoßen in einem Punkte zusammen, der mit der Schalenachse zusammenfällt. Die Dichtung geschieht durch Streifen *g* und ist mit den Blechhäuten *e* und *f* mittels übergelegter Flachseisen *h* und Schrauben *i* fest verbunden.



Schwellenlagerung auf eisernen Brücken mit einem die Schwelle durchsetzenden Bolzen. (Kl. 19d, Nr. 547 207 vom 18. 2. 1931 von Dipl.-Ing. Georg Spieß in Düsseldorf-Benrath.) Der Bolzen *c* greift mit seinem Vierkantkopf in eine Queraussparung einer mit dem Schwellenträger *d* in Trägermitte fest verbundenen Trägerleiste *a*, wobei der über dem Vierkantkopf angeordnete Vierkantschaftansatz in einer oberen Queraussparung der Trägerleiste sitzt und gleichzeitig in einem Vierkantloch *b*₁ der Druckplatte *b* sitzt, die mit der Schwelle *e* befestigt ist und mit ihren seitlichen Leisten *b*₂ die Trägerleiste umschließt. Die Kräfte werden in jeder Beziehung mittig übertragen. Durch Anziehen der Mutter des Bolzens *c* wird die Schwelle *e* fest mit dem Schwellenträger *d* verbunden. Selbst bei Lockerung der Schraube ist die Schwelle infolge der oben geschilderten Ausbildung der Leisten *b*₂ sowie des Vierkantschaftansatzes noch unverschieblich auf dem Schwellenträger *d* gelagert. Die Schwellenlagerung gestattet ein leichtes Auswechseln der einzelnen Schwellen *e* und bietet bequemen Zugang zum Schwellenträger zwecks Reinigung und Instandhaltung des Anstrichs.



INHALT: Umbau der Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz. — Technische Neuerungen beim Bau der Saldenbachtalsperre. — Über die Wirtschaftlichkeit der Teeröltränkung kleinerer Dalben- und Reibpflöhe nach dem Rüpling-Verfahren. — Fachwerk-Zweigelenkrahmen. — Vermischtes: Kleiner Saugbagger. — Schwierige Gründung. — Tyngsborough-Straßenbrücke über den Merrimack. — Berichtigungen. — Patentschau.