

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 2. März 1928

Heft 9

An unsere Leser!

In der verhältnismäßig kurzen Zeit ihres Bestehens — jetzt etwa $5\frac{1}{4}$ Jahre — hat die Zeitschrift „Die Bautechnik“ dank weitgehender Unterstützung durch fachliche Mitarbeit einen höchst erfreulichen Aufschwung genommen, so daß sie heute auf den von ihr gepflegten Fachgebieten als führend allseitig anerkannt wird.

Durch weite Verbreitung nicht nur im Inlande, sondern auch namentlich im Auslande ist „Die Bautechnik“ ein ausgezeichnetes Werbemittel für unsere deutsche Bauingenieurindustrie geworden.

Bisher brachte „Die Bautechnik“ als Beilage die „Zeitschriftenschau auf dem gesamten Gebiete des Bauingenieurwesens“. Daß sich auch diese Beilage zahlreiche Freunde und Benutzer erworben hat, zeigt die lebhaftige Nachfrage nach der einseitig bedruckten Sonderausgabe.

Mit April d. Js. wird „Die Bautechnik“ um eine weitere Beilage

„Der Stahlbau“

bereichert werden.

Die Beilage „Der Stahlbau“, als deren Schriftleiter Herr Geheimrat Dr.-Ing. A. Hertwig, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, gewonnen worden ist, hat sich zur Aufgabe gestellt, in Abhandlungen mit gutem Abbildungsmaterial versehen über Bauwerke aus Stahl, und zwar insbesondere des Hochbaues, zu berichten. „Der Stahlbau“ wird auch grundsätzliche Betrachtungen und vergleichende Abhandlungen über die Eignung der verschiedenen Baustoffe in seinen Spalten bringen.

Die der Beilage „Der Stahlbau“ zugewiesenen Aufgaben werden keinerlei Änderungen an dem bisherigen Inhalt der Zeitschrift „Die Bautechnik“ veranlassen. „Der Stahlbau“ wird vielmehr als wertvolle Ergänzung und Erweiterung des Inhaltsgebietes der „Bautechnik“, die Anwendungen des Baustahles insbesondere im Hochbau behandelnd, ausgebaut werden.

„Der Stahlbau“ wird alle vierzehn Tage in Format und Ausstattung wie „Die Bautechnik“ erscheinen. Für den laufenden Jahrgang der „Bautechnik“ einschließlich Beilage „Zeitschriftenschau“ und Beilage „Der Stahlbau“ ist von einer Preiserhöhung abgesehen.

„Der Stahlbau“ kann aber auch als Sonderausgabe zum Preise von 2,50 R.-M. vierteljährlich bezogen werden.

Möge die Beilage „Der Stahlbau“ als neue Erweiterung der Zeitschrift „Die Bautechnik“ nicht nur Anklang und Beifall bei den Fachgenossen finden, sondern der „Bautechnik“ auch viele neue Freunde zuführen!

Schriftleitung und Verlag der Zeitschrift „Die Bautechnik“.

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkenswerte Ausführungen bei dem Kraftwerke Partenstein der Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G.

Von Ing. Hans Schachermeyr, Linz.

Von den vielen Wasserkraftwerken, die in Österreich in der Nachkriegszeit gebaut wurden, war das Kraftwerk Partenstein das erste technisch und nach der Größenordnung wirklich bedeutende. — Alle Schwierigkeiten, die sich dem Wasserkraftausbau in einer Zeit des wirtschaftlichen Tiefstandes und Währungsverfalles entgegensetzen konnten, hatte das Werk in seinem Werdegang das erste Mal im Lande erfahren und das erste Mal gebannt und überwunden. Was an späteren Bauten in Österreich kam, brauchte im allgemeinen nur auf den schon begangenen Pfaden zu folgen und die technischen Erfahrungen des Kraftwerkes Partenstein und der dort ausgebildeten einheimischen Mannschaften für die Bauaufsicht und die manuelle Durchführung zu übernehmen.

Nachdem die Anlage nunmehr seit drei Jahren in Betrieb steht, ist es von Belang festzustellen, wie sich ihre Einrichtungen bewährt haben.

Die Tatsache, daß das ursprünglich nur zu $\frac{2}{3}$ maschinell ausgebaute Werk nunmehr im Besitze der vollen Maschinenausrüstung steht, gibt den äußeren Anlaß zur rückblickenden Behandlung dieses Kraftwerkbaues.

Die Direktion der Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G., deren maschinentechnische Anlagen in den Händen des Ingenieurs Adolf Kvetensky lagen und die in bautechnischer Beziehung durch den Verfasser geführt war, trachtete von Anfang an — trotz aller von seiten der Verwaltung der Gesellschaft geltend gemachten Bestrebungen möglicher Sparsamkeit und Einschränkung des Entwurfs auf das unbedingt Nötige — so zu bauen, daß auch den Anforderungen der Zukunft entsprochen würde. In diesem Sinne war es insbesondere das Bestreben der führenden Techniker gewesen, den in den ersten Anfängen der Gesellschaft fertiggestellten Plan

für die Ausnutzung der „Großen Mühl“ zu erweitern und eine größere Gefällstufe zur Verbesserung der Rentabilität des Werkes einzubeziehen, die Trasse der Wasserführung zu vereinfachen, ferner einen glatten und einfachen Betrieb dadurch zu erzielen, daß an der Wasserfassung ein Wochenausgleichweiher geschaffen würde gegenüber dem ursprünglichen Entwurf, der in einem Seitental einen verhältnismäßig kleinen, technisch schwierig herzustellenden und in betrieblicher Hinsicht unpraktischen Weiher vorsah. Der Wochenausgleichweiher von Langhalsen am Beginne der Entnahmestrecke wurde mit einem Fassungsvermögen von etwa 800 000 m³ durchgeführt, obwohl durch ihn ein Dorf unter Stau kam, was in den Zeiten nach dem Kriege ein nicht ganz einfaches Unterfangen war. Ferner wurde die Anzahl der Maschinensätze, die im ursprünglichen Entwurf auf sechs Stück angesetzt waren, auf drei vermindert, um dem neueren Streben nach größtmöglicher Einheit Rechnung zu tragen. Das Wagnis, bei Aggregaten von 15 000 PS Leistung 16 m lange stehende Wellen anzuordnen, erregte bis zum Betriebsbeginn das Mißfallen mancher Techniker. Die Triebwasserzuleitung wurde in eine einzige Leitung zusammengezogen und für die Übertragung der gewonnenen Energie in großzügiger Weise eine Spannung von 115 000 V gewählt.

Das Werk nutzt nunmehr bei einem Einzugsgebiet von 506 km² in der regenreichen Hochebene des Böhmer Waldes ein Gefälle von rd. 180 m aus, das den steilen Abfall der böhmisch-herzynischen Hochebene gegen die Donau vermittelt. Dieses Gefälle ist auf eine im Mittelgebirge nicht allzu häufig anzutreffende geringe Längenausdehnung konzentriert, so daß die gesamte Wasserführung bis zur Wiedergabe des Triebwassers in das Wildbett insgesamt nur 10 km beträgt. Der Ausbau der Wasser-

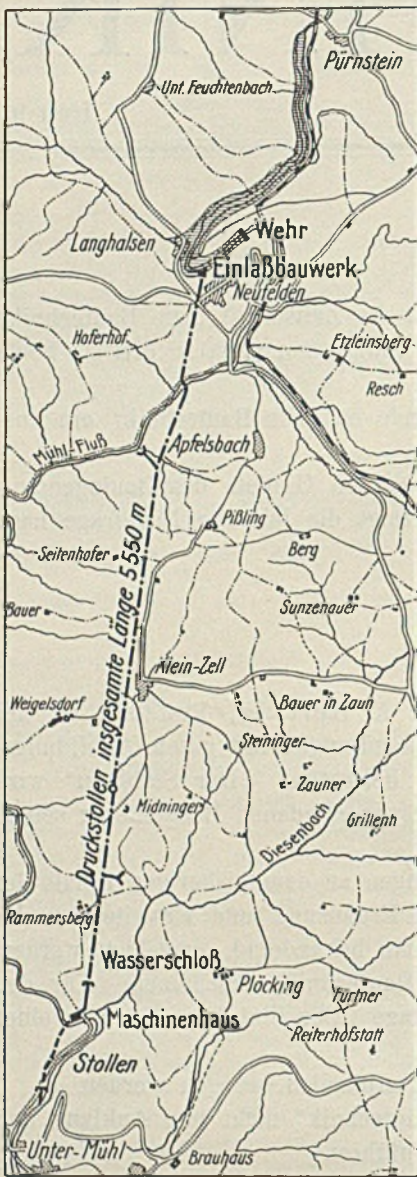


Abb. 1. Gesamtübersichtsplan von Partenstein.

Das Wehr, eine geradlinige Schwerkraftmauer, die eine freie Länge von etwa 106 m hat und mit Rücksicht auf die vorgenannten Umstände besonders solide ausgeführt ist, wurde mit zwei mittleren Schützenöffnungen von je 8 m Breite, getrennt durch einen 4 m breiten Mittelpfeiler, ausgerüstet. Die Sohlschwellen der Schützen liegen nur wenig über dem ursprünglichen Flußgrund auf Kote 447,00.

Die Gründung war verhältnismäßig einfach, wenn sie auch von den sonst üblichen technischen Verfahren abweichend durchgeführt werden mußte. Als Fundamentsohle war unbedingt der undurchlässige, gesunde Granit zu erreichen, der nach den Bodenuntersuchungen in der Tiefe von 4 bis 9 m unter Gelände bzw. Flußsohle lag. Der gesunde Fels erwies sich nach den durch Kernbohrungen gewonnenen Aufschlüssen von verwittertem Fels überlagert, während darüber eine etwa 4 m starke Schicht von lehmigem Sand mit eingebetteten schweren Granitblöcken zu erwarten war, die erst in der unmittelbaren Flußsohle in der Tiefe von etwa 1,5 m von reinem Flußsand bedeckt erschienen. Da eine Einbindung des Wehrkörpers in den gewachsenen, undurchlässigen Fels als unerlässlich gelten mußte, so war mit Baugruben von 9 bis 12 m Tiefe zu rechnen, und die Frage, wie diese abzuteufen wären, erforderte Überlegung. Das Schlagen von Spundwänden verbot sich von selbst durch die Granitblockeinlagen im Untergrunde. Eine Gründung mit Senkbrunnen hätte sich mit Rücksicht auf die verhältnismäßig geringe Absenktiefe wirtschaftlich nicht vertreten lassen.

Die Abteufung der Baugruben mit Getriebezimmern unter voller Wasserhaltung erwies sich beim ersten Versuch als fast unmöglich. Die technische Lösung der Frage wurde darin gefunden, daß ein oberhalb des Wehrbaues befindliches altes, auf Granit gegründetes Wehr solider Bauart zur Abhaltung der normalen Wasserführung der Großen Mühl während der Bauzeit verwendet wurde. Dieses Wehr lag oberhalb der Baugrube des Einlaßbauwerkes; von diesem wurde ein etwa 400 m langer Seitenkanal mit einem Wasserführungsvermögen von etwa $15 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ im Gelände

geführt wurde mit Rücksicht auf den Charakter des Werkes als Spitzenerwerk auf $22,5 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ vorgenommen.

Die allgemeine Anordnung ist aus dem Lageplan und dem Längenprofil der Wasserkraftanlage zu ersehen (Abb. 1). Die Beschreibung der Anlage ist bereits mehrfach veröffentlicht, die allgemeine Anordnung des Werkes darf deshalb als bekannt angenommen werden.

Es sollen indessen im Rahmen dieses Aufsatzes die für den Bauingenieur interessanten Einzelanlagen besprochen werden, insoweit sie gegenüber den allgemein üblichen Bauausführungen Besonderheiten aufweisen.

A. Der Wehrbau.

(Abb. 2 u. 3.)

Das Stauziel, das auf 456,2 m über dem Meere gelegen ist, war durch die im Staubeckende befindliche Nivellette der Staatsbahn gegeben, indem ein etwa 400 m langer Tunnel in Granit und die daran anschließenden Stationsanlagen der Ortschaft Neufelden eine Höherlegung der Trasse unmöglich machten. Der Flußlauf der Großen Mühl war zur Erreichung dieses Stauzieles um etwa 9 m anzustauen. Auf die Abführung von großen Hochwässern bis $400 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ sowie von katastrophalen Eisstößen war Rücksicht zu nehmen.

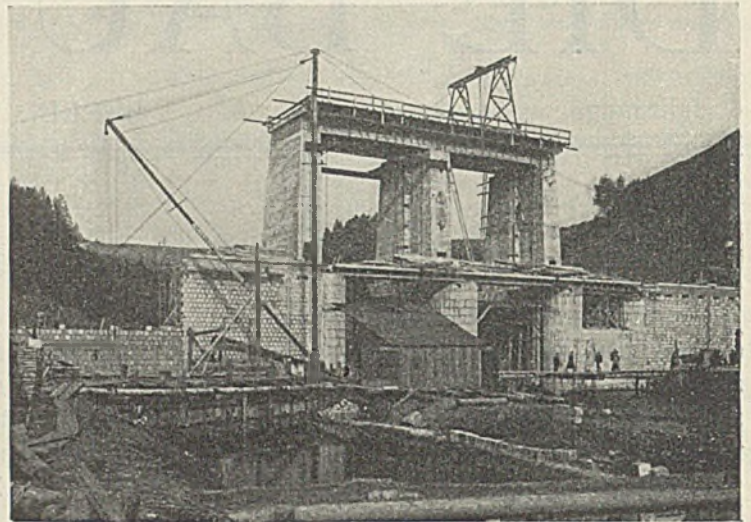


Abb. 2. Wehrbau, wasserseitige Ansicht, April 1924.

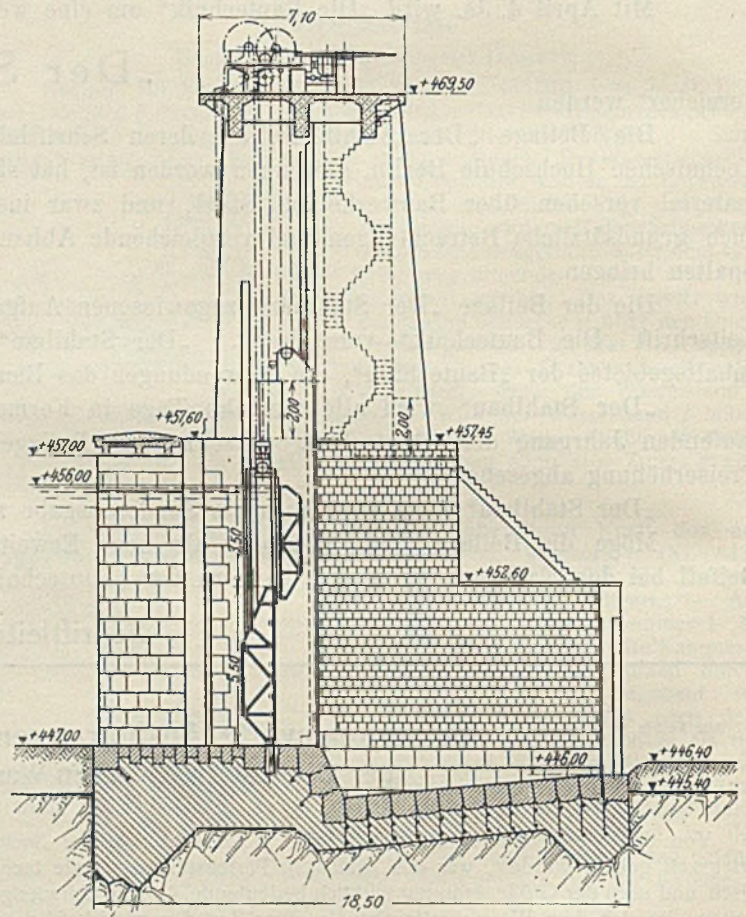


Abb. 3. Querschnitt durch den Wehrbau.

ausgehoben, mit Beton verkleidet und in einer hölzernen Brücke über die Baugrube geführt, um sodann etwa 80 m unterhalb des Wehres in das Wildbett zurückgeleitet zu werden. Es wurde nun die Baugrube in einzelne Sektionen unterteilt und diese gegen das Wildbett zu durch etwa 4 m hohe und 2 m breite Fangdämme, die nur in der obersten Schicht des Flußgrundes haften, geschützt. Die Kerne der Fangdämme erhielten eine nur etwa 1 m tiefe Einbindung in den Baugrund, während die Pfähle so weit in den Boden eingetrieben wurden, als es infolge des Untergrundes anging. Über 2 m tief konnten die Pfähle fast nirgends eingeschlagen werden.

Diese Fangdämme, die in einer gewissen Entfernung von den Baugruben errichtet wurden, genügten jedoch, um das in der oberen durchlässigen Schicht des Flußgrundes stehende Grundwasser abzuhalten und zu ermöglichen, daß mittels 6- bis 12zölliger Zentrifugalpumpen die Wasserhaltung bewerkstelligt werden konnte. Gelegentliche Wassereinträge durch die Getriebezimmern konnten den Baufortgang niemals wesentlich aufhalten.

Bei der Gründung unterschied die Bauleitung den tragfähigen, außerdem den gegen mechanische Angriffe standfesten und endlich den undurchlässigen Fels. Der Schwerkraftmauerkörper erhielt gegen das Ober-

wasser zu eine etwa 2,5 m breite Schürze, die 2 bis 4 m in den undurchlässigen Fels geführt wurde. Der mittlere Kern des Profils wurde auf tragfähigen Fels geführt, während eine am Unterwasser eingebrachte Schürze des Profils auf den gegen mechanische Angriffe standhaltenden Granit des Flußbettes hinabgeführt wurde, um gegen etwaige Unterspülung vom Unterwasser her gesichert zu sein. Im Laufe des Betriebes stattfindende starke Kolkbildungen im Unterwasser der Schützen, hervorgerufen durch die nicht sachgemäße Bedienung der Schützen anlässlich eines starken Hochwassers, zeigten, wie richtig die Bauleitung in der Forderung nach Erreichung von unbedingt standsicheren Schichten für den unterwasserseitigen Fuß des Mauerprofils gehandelt hatte (Abb. 3).

Besondere Sorgfalt wurde auf eine ausreichende Einpressung mit Zementmilch in die Fundamentsohle unter einem Druck bis 7 at gelegt. Insbesondere die vordere Schürze erhielt eine Reihe von solchen Einpressungen, die vornehmlich an jenen Stellen konzentriert wurden, wo Klüfte oder Spalten unterhalb der Baugrubensohle vermutet wurden. Die Einpressungen hatten weiter den praktischen Wert, daß dadurch sehr häufig ganze Platten von nicht festgelagertem Gestein abgesprengt wurden, die sonst nicht als unverlässlich erkannt worden wären, wie überhaupt die Tatsache, daß die Fundamentsohle die Einpressungen ohne Absprengen von Gesteinteilen ausgehalten hatte, als die beste Güteprobe für den Fels angesehen wurde.

Vor Durchführung der Betonierungsarbeiten wurden alle in der Fundamentsohle noch vorhandenen Quellen in Gasrohre gefaßt, die in der Mauermaße hochgeführt wurden, um später mit Zementmilch gefüllt zu werden. Fast alle Quellen wurden auf diese Weise früher oder später verstopft. Die stärksten Adern wurden endlich in einen Pumpenschacht geführt, von wo sie erst kurz vor Fertigstellung des gesamten Mauerwerkbetons mit Zementmörtel unter 7 at Druck verschlossen wurden, worauf der Schacht samt den einmündenden Rohren ausbetoniert wurde.

Großer Wert wurde auf gute Verbindung des aufgehenden Betons mit der Fundamentsohle gelegt. Es hat sich besonders bewährt, die Fundamentsohle sowie die wasserseitigen Baugrubenwände, soweit es sich um gewachsenen Fels handelte, dreimal zu torkretieren, wobei die ersten beiden Schichten von etwa insgesamt 4 bis 6 cm Stärke normal erhärten konnten, während der letzte Anwurf dazu diente, um in frischem Zustande die Verbindung des sogleich nachher eingebrachten Fundament- und aufgehenden Betons an der Baugrubenumgrenzung sicherzustellen.

Das Mischgut, das aus gebrochenem Granit und Zement verschiedener Herkunft bestand, wurde mittels Derrickkrane auf die Sohle der Baugruben bzw. bis auf die Höhe der Betonierungsflächen abgesetzt. Unmittelbares Einbringen vom Rollwagen in die Baugrube wurde der Unternehmung untersagt, da sich hierbei starke Entmischung gezeigt hatte. Als der Beton auf eine Mischterrasse entleert wurde, von der er durch Schaufelwurf an Ort und Stelle gebracht wurde, verloren sich diese Übelstände.

Die Einlagen von großen Granitblöcken waren bedingungsgemäß zugelassen und haben sich auch bewährt. Die Bauleitung legte besonderen Wert darauf, daß an den wagerechten Betonierungsfugen aufrecht gestellte Granitblöcke eine Art Verzahnung zwischen altem und neuem Beton bildeten, wodurch die Scherfestigkeit des ganzen Betonblockes günstig beeinflusst wurde. Es gelang, etwa 15% der gesamten Masse an Steineinlagen einzubringen.

Das aufgehende Bauwerk des Wehres wurde an allen dem Eis und bewegten Wasser besonders ausgesetzten Stellen mit schweren Granitblöcken verkleidet, von denen jeder durch starke Flacheisenanker mit dem Betonmauerwerk verbunden war, während die Steine untereinander eine Verdübelung erhielten, in die die Anker eingreifen. Besonders die etwa 80 cm starken Quadern des Sturzbettes erhielten eine ausreichende Verhängung mit der darunterliegenden etwa 2 m starken Eisenbetonplatte, um hier der Auftrieb Wirkung sowie etwaigen Erschütterungen durch den abfallenden Strahl von vornherein begegnen zu können.

Die nicht dem strömenden Wasser ausgesetzten Flächen wurden mit Betonkunststein verkleidet und erhielten sogleich nach Fertigstellung einen geschliffenen Zementverputz. Die Steine, die als Binder und Läufer ausgebildet wurden, vertraten die Schalung, indem stets drei Scharen aufgemauert wurden und sodann die etwa 1 m hohe Betonschicht nachbetoniert wurde. An der Luftseite wurden die Kunststeine abgetreppf ausgebildet.

Im allgemeinen darf gesagt werden, daß sich die Verkleidung mit Kunststein, die an der Wasserseite noch einen dreifachen Inertolanstrich erhielt, zwar bewährt hat und sehr gut aussieht, daß sie jedoch verhältnismäßig teuer zu stehen kommt und daß der Ersatz durch billigere Konstruktion ins Auge zu fassen wäre. Ein Vorteil der Anordnung ist, daß die Kunststeine, bevor sie versetzt werden, genau geprüft werden können, ob der Verputz auf ihnen allen Anforderungen entspricht; daß weiter die werkstattmäßige Herstellung eine leichtere Kontrolle der Arbeit und die Durchführung durch einen kleineren, gut eingespielten Arbeiterapparat möglich macht. Besonders bewährt sich der Inertolanstrich, der durch die feinen Haarrisse in der Putzfläche, die unvermeidbar sind, sehr tief eindringt, so daß man seine Wirkung bis etwa 1 cm Tiefe in

dem Zementverputz feststellen kann. Trotz des stets wechselnden Wasserpiegels im Weiher hat sich auch bei strengster Kälte die Kunststeinverkleidung gut gehalten, was sicher nicht zum geringsten auf den Inertolanstrich zurückzuführen ist.

Der Wehrbau wurde ohne Temperaturfugen ausgeführt. Durch die Unterteilung der beiden Mittelöffnungen war bereits eine Unterbrechung des durchgehenden Mauerkörpers gegeben, und im übrigen wäre eine Temperaturfuge durch den Umstand, daß eine unbewegliche Einspannung des gesamten Mauerkörpers im Fundament vorhanden ist, mit Rücksicht auf die verhältnismäßig geringe Höhe der Mauer von sehr zweifelhafter Wirkung gewesen.

Man hat deshalb das Auftreten von Temperaturrissen in der Mauer erwartet, und solche sind auch an zwei Stellen an der linksufrigen Seite aufgetreten. Anfänglich entstanden durch sie geringfügige Wasserverluste, sie haben sich aber bald verschlammt, so daß sie in keiner Weise mehr nachteilig wirken.

Die Schützen sind durch den Oberingenieur der Wiener Eisenbau A.-G. Ing. Schreder in besonders solider Weise nach den Weisungen der Bauleitung entworfen und in der „Wasserwirtschaft“ vom 15. Juli 1926 durch den Konstrukteur ausführlich besprochen worden.

Gleich nach Füllung des Beckens traten an beiden Seiten geringe Wasserverluste von weniger als 1 l/Sek. auf, die wahrscheinlich auf die durchlässigen Lassen unterhalb der Fundamentsohle zurückzuführen sind, deren Dichtung durch die Zementmilcheinpressung nicht vollkommen gelungen ist. Die beiden Quellen, die nur eine unbedeutende Wassermenge abführen, liefern reines Wasser und sind bei gleicher Spiegelhöhe als konstant anzusehen, was auf einen dem Bauwerk nicht nachteiligen Beharrungszustand der Durchsickerung schließen läßt.

Der Betrieb der Schützen zeigte anfangs bei gewissen Stellen durch den am Stauziel überfallenden Strahl Unzukömmlichkeiten, indem die obere Schützentafel in Schwingung versetzt wurde. Der Einbau einer Führung des überfallenden Strahles, der sich mit einfachen Mitteln ermöglichen ließ, hat diesem Übelstande abgeholfen.

Es war ursprünglich geplant, in der Nähe der Dichtungshölzer der Schützen in eigens hierzu versetzten Siederöhren eine elektrische Widerstandsheizung anzubringen, um das Einfrieren der Dichtung zu verhindern. Man konnte jedoch auf diese Art keine annehmbaren Ergebnisse erzielen und kam deshalb von der elektrischen Heizung ab. Jetzt bedient man sich eines kleinen Dampfkessels, von dem aus durch Einleiten von Dampf in das Wasser nächst den Dichtungen die Freihaltung von Eis erreicht wird. Die Reinigung der unterwasserseitigen Ansichtflächen der Schützen im Bereiche der Dichtungs-, Bewegungs- und Auflagerkonstruktion vom Eise wird ebenfalls durch den Dampfstrahl besorgt.

B. Das Einlaßbauwerk. (Abb. 4, 5 u. 6.)

Infolge des Eisganges im Stausee, den man besonders zu berücksichtigen sich entschloß, wurde vom Planum des Einlaßbauwerkes, das 1,00 m über Stauspiegel liegt, bis auf die Oberkante der Einlaßöffnungen, die 1,15 m unter der tiefsten Absenkung beginnt, eine Lage von schweren Rundbäumen angebracht, die als elastische Wand gegen Eispressung zu wirken hätten und deren Auswechslung im Falle der Abnutzung jederzeit ohne Schwierigkeit möglich ist.

Die sechs Einlaßöffnungen von 2,00 x 4,20 m Querschnitt erhielten einen kräftigen Grobrechen aus Eisenbahnschienen mit ausgefüllten Seitenflächen; die Entfernung der Grobrechenstäbe beträgt 40 cm, die Einlaufgeschwindigkeit durch den Grobrechen ist bei 15 m³/Sek. und vollem Eintauchen der Rechenfläche zwischen den Grobrechenstäben mit 60 cm/Sek. gewählt worden, während bei NN der Wert unter 74 cm/Sek. liegt. Hinter einer Dammbalkennut liegt der Feinrechen von 6 x 4,20 x 2,00 m Fläche, die 29% der gesamten Durchflußfläche ausmacht, so

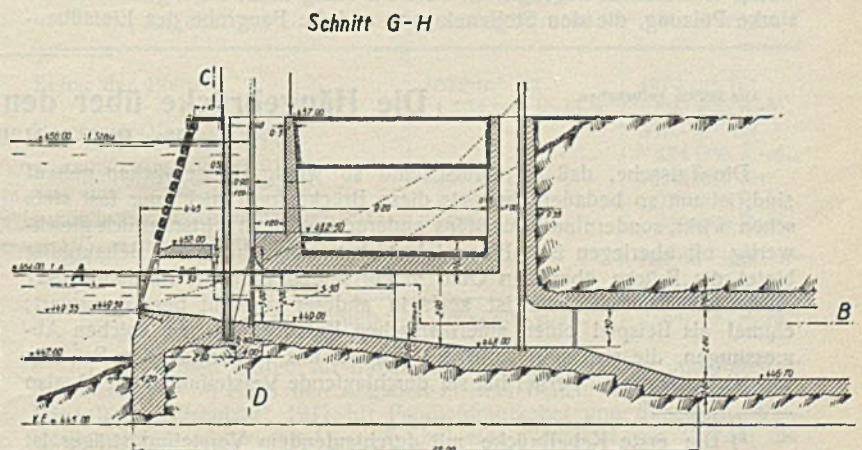


Abb. 4. Einlaßbauwerk. Querschnitt.

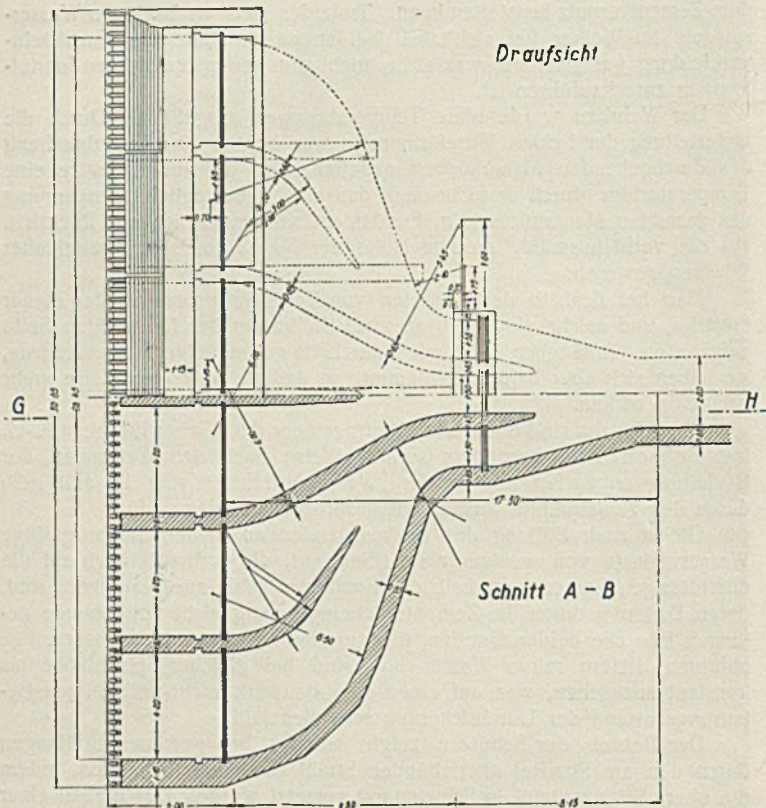


Abb. 5. Einlaßbauwerk. Grundriß.

daß eine Wassergeschwindigkeit bei einer Entnahme von $15 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ von $39 \text{ cm}/\text{Sek.}$ bzw. $41 \text{ cm}/\text{Sek.}$ zwischen den Feinrechenstäben, die 2 cm voneinander abstehen, auftritt. Bei der ausnahmsweise auftretenden Entnahme von $22,5 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ steigen die Geschwindigkeiten um 50% und erreichen damit immer noch keine unzulässigen Grenzen.

Über das ganze Einlaßbauwerk wurde eine Holzhütte gebaut, in der im Winter an Winden Koks Körbe gegen die Wasserfläche abgesenkt wurden, um durch diese Heizung das Einfrieren des Feinrechens zu verhindern.

Die Form der Einlaßkammern ist so gewählt, daß in jedem Querschnitt eine gleichmäßige Geschwindigkeitszunahme auftritt. Je zwei Einlaßkammern sind dann in eine Kammer zusammengeführt, und der Stolleneinlauf erhält drei Schützenverschlüsse von $1,50 \times 2,00 \text{ m}$ Fläche, die durch elektrisch angetriebene Windwerke von einem Motor aus betrieben werden. Der Motor kann auf jedes der Windwerke durch Kupplung eingeschaltet werden. Auch ist Antrieb von Hand vorgesehen. Hinter den Einlaßschützen verengt sich der Stollen in der rd. 7 m langen sogenannten Trompete, bis er in das normale Stollenprofil übergeht.

Die bauliche Herstellung dieses Bauwerkes hat verhältnismäßig bedeutende Schwierigkeiten verursacht. Obwohl die Bauleitung der Verwaltung gegenüber stets den Standpunkt vertrat, das Einlaßbauwerk in der trockenen Jahreszeit auszuführen, mußte doch mit Rücksicht auf die produktive Arbeitslosenfürsorge mit dieser Arbeit im Winter begonnen werden. Die Arbeit wurde im Februar des Jahres 1923 aufgenommen; dabei war ein fast 45° geneigter Hang von verwittertem Granit mit einer Überlagerung von Lehm mit Granitblöcken, endlich einer schwachen Humusschicht anzuschneiden. Durch das unerwartete Einsetzen von Tauwetter und starken Regengüssen kam der Hang in Bewegung, so daß die starke Pölzung, die den Stolleneingang und die Baugrube des Einlaßbau-

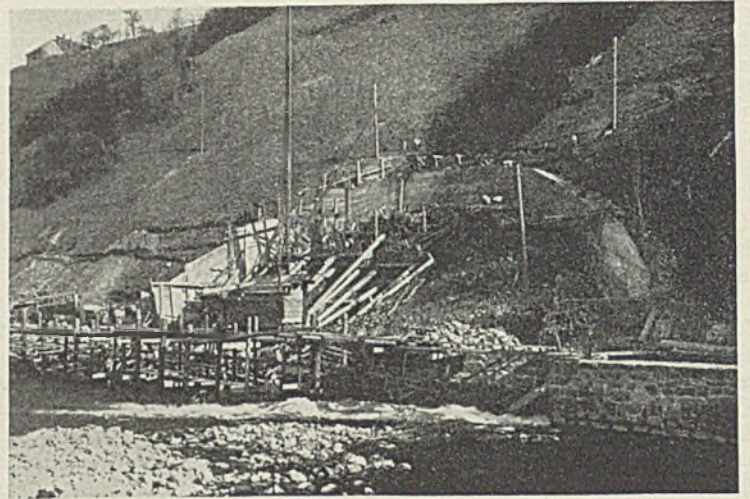


Abb. 6. Einlaßbauwerk, Bauzustand März 1923 (bergseitige Stützmauer).

werkes schützen sollte, verschoben oder zerknickt wurde. Unter fortwährenden Regengüssen mußte nunmehr die Arbeit nach einem anderen System angegangen werden, wozu man sich früher aus Sparsamkeitsgründen nicht entschließen konnte.

Es wurde eine bogenförmige Stützmauer aus Stampfbeton um das ganze Einlaßbauwerk errichtet, und zwar als Kombination zwischen Schwergewicht- und Bogenmauer. Die Herstellung geschah in der Weise, daß das ganze Bauwerk in eine Anzahl Ringe eingeteilt wurde, von denen zuerst immer nur jeder zweite ausgeführt wurde, während inzwischen das wieder eingetretene Gleichgewicht des Hanges nicht gestört wurde. Nachdem solcherart jede zweite Sektion der Mauer gewissermaßen wie ein Zahn in der Lehne auf festen Felsgrund abgestützt und fertiggestellt war, konnte man die dazwischenliegenden Partien unter Abpölzung des Hanges auf die bereits fertiggestellten Teile herausnehmen und den Bogen vorsichtig schließen. Nachdem die Bogenmauer, die insgesamt etwa 300 m^3 Stampfbeton enthielt, fertig war, konnte ohne Schwierigkeiten der gesamte Aushub des Einlaßbauwerkes vor sich gehen, und auch bei der an sich sehr schwierigen Arbeit der Verbreiterung des Richtstollens bei der Trompete ist dank der Verspannung des Hanges durch die bogenförmige Stützmauer der Bau nicht sonderlich behindert worden. Das Einlaßbauwerk gegen die Schützenstellung und die Trompete zu wurde in drei Abschnitten ausgeführt und der Fels durch Eisenbetonkonstruktionen und die Eisenbetontrennungspfeiler der Trompete unterfangen. Die Arbeiten gestalteten sich schwierig und konnten nur mit großer Vorsicht durchgeführt werden, führten aber doch ohne Unfall zum Ziele.

Die Wasserhaltung des Einlaßbauwerkes war infolge des Umstandes, daß das bereits besprochene alte Wehr, das die Ableitung des Wildwassers aus der Baugrube ermöglichte, oberhalb des Einlaßbauwerkes liegt, leicht durchzuführen. Das vorhandene Wehr hielt bis zu einer Wasserführung von etwa $15 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ das Mühlbett so ziemlich wasserfrei, und so machte ein etwa 2 m breiter und 4 m hoher Fangdamm zwischen dem Mühlbett und der Flucht des Einlaßbauwerkes die Wasserhaltung mit zwei Stück fünf- und sechszölligen Pumpen möglich.

Der Anschluß des Bauwerkes an den gewachsenen Fels wurde in gleicher Sorgfalt wie beim Wehrbau durchgeführt. Zur Sicherung des zutage tretenden Felsens unterhalb der bogenförmigen Stützmauer hat man Torkretierungen mit Erfolg angewendet. Die Oberwasserseite des Einlaßbauwerkes, das in das Mühlbett der Mühl bzw. den Weiher hinausgebaut erscheint, wurde durch einen Steinkegel aus schweren Granitblöcken ausreichend gesichert. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth (O.).

Von Prof. A. Müllenhoff, Aachen.

Die Tatsache, daß in Deutschland so wenig Hängebrücken gebaut sind, ist um so bedauerlicher, als diese Brückenform nicht nur fast stets schön wirkt, sondern auch meistens anderen Systemen wirtschaftlich gleichwertig, oft überlegen ist. Einen lehrreichen Beleg für diese Behauptung bietet die Brücke über den Ohio in Portsmouth (O.), die im Jahre 1927 erbaut ist. Diese Brücke ist auch in anderer Hinsicht bemerkenswert; einmal als Beispiel einer amerikanischen Kabelbrücke von solchen Abmessungen, die sich sehr wohl mit den bei uns vorkommenden Brücken vergleichen lassen. Ferner hat sie durchlaufende Versteifungsträger¹⁾, also

¹⁾ Die erste Kabelbrücke mit durchlaufendem Versteifungsträger ist die Rondout-Brücke bei Kingston Hudson mit rd. 215 m Stützweite, 1922 von Dr. H. D. Robinson erbaut (vergl. Eng. News-Rec., Sept. 14, 1922.)

das gleiche System, das bei den Kölner Wettbewerben für mehrere Entwürfe vorgeschlagen worden war.

Endlich zeigt sie auch durch viele Einzelheiten, z. B. die Anordnung außen vollkommen glatter Hauptträger, deutlich das Bestreben, nicht nur ein zweckmäßiges und wirtschaftliches Bauwerk zu schaffen, sondern auch den künstlerischen Anforderungen zu entsprechen. Die Zeit ist lange vorüber, wo der Amerikaner seine Brücken ohne jede Rücksicht auf die Umgebung — man möchte manchmal sagen: so scheußlich wie nur möglich — hinstellte, wenn sie nur den wirtschaftlichen Anforderungen genügten.

In den wenig entwickelten Gegenden zwischen dem Mississippi und der pazifischen Küste mögen solche nur unter dem Gesichtspunkte der geringsten Kosten entworfene Bauten auch heute noch gebaut werden — dort sind sie aber auch am Platze und unschädlich —, in den in höher

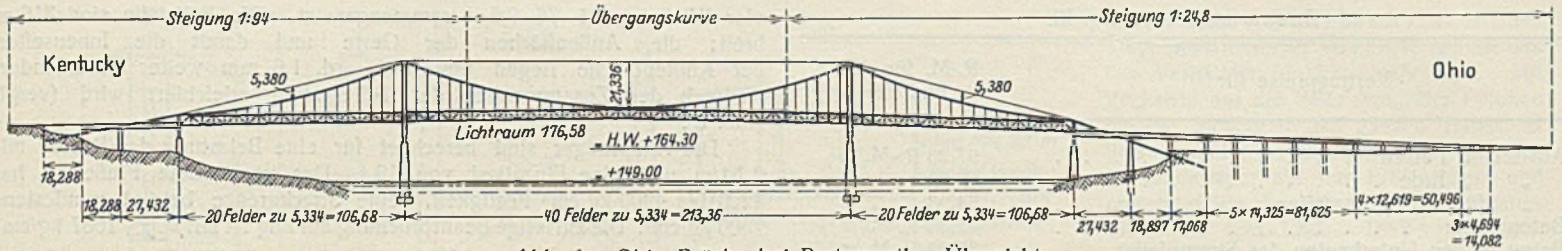


Abb. 1. Ohio-Brücke bei Portsmouth. Übersicht.

Kultur stehenden Gegenden, vor allem im Osten des Landes, wird jetzt ebensoviel Wert auf ein gutes Aussehen der Bauwerke gelegt wie bei uns, auch wenn sie reine Nutzbauten, wie Brücken sind. Ganz wie bei uns glaubte man erst durch architektonische Zutaten etwas erreichen zu können, kommt aber ebenso wie wir davon ab, und sucht durch die Wahl des Systems, ruhige Gliederung, gute Verhältnisse den Bau an sich so zu gestalten, daß er besonderer Zutaten nicht bedarf, um schön zu sein. Daß das Formgefühl der Amerikaner zum Teil anders als unseres ist und sie daher vielfach die Schönheit der Bauwerke auf Wegen zu erreichen suchen, die wir heute nicht mehr als richtig ansehen, berechtigt uns nicht, ihnen den Sinn für das Schöne und das Streben nach künstlerischer Gestaltung abzusprechen. Wie auch Prof. Dr.-Ing. E. Probst in seinen „Amerika“ (Z. d. V. d. I. 1926, Nr. 6 bis 13) hervorhebt, ist es unverkennbar, daß man auch drüben jetzt mehr und mehr nach der Schönheit der Bauten von innen heraus strebt, wie wir es tun. Das gilt auch für den Brückenbau. Die neue Ohiobrücke ist ein guter Schritt vorwärts auf diesem Wege.

Die neue Brücke (Abb. 1) zeigt in dem klaren System des in einer Höhe durchlaufenden Versteifungsträgers den großen Fortschritt, den der Brückenbau in den letzten 30 Jahren gemacht hat. Besonders günstig für das Bild der Brücke ist, daß das Kabel nicht den Versteifungsträger in der Mitte überschneidet, sondern ganz über ihm liegt. Auch die ungewöhnlich schlanken Pfeiler unter der Brücke sind in diesem Zusammenhang hervorzuheben.

Die Länge der Brücke entspricht fast genau der der Kölner Straßenbrücke. Es dürfte daher erwünscht sein, ihre Hauptmaße mit denen der beiden ähnlichen Entwürfe „Alaaf Colonia“ und „Freiheit“²⁾ des ersten Kölner Wettbewerbes zu vergleichen (Zusammenstellung I). Sie ist allerdings erheblich schmaler, selbst wenn die in der Berechnung vorgesehene Verbreiterung der Fahrbahn auf 8,534 m und Anordnung des Fußweges auf Kragarmen durchgeführt wird. Die angegebenen Zahlen beziehen sich auf diesen Zustand.

Ursprünglich sollte an der Stelle nach einem Entwurf der Stadt eine Auslegerbrücke gebaut werden. Auf diesen Entwurf gingen drei Angebote ein, außerdem ein Angebot, das den Bau einer Kabelbrücke nach dem Entwurf der beratenden Ingenieure Robinson und Steinman vorschlug.

Die Verhältnisse waren für eine Hängebrücke keineswegs besonders günstig. Die flach ansteigenden Ufer und die starken Hochwasser erforderten entweder eine rd. 92 m längere Brücke oder wenigstens die Verschiebung der Widerlager, also eine Verlängerung des teuren Kabels. Die Verfasser wählten diesen zweiten Weg und haben das Kabel an den Enden der Brücke über Pendelstützen geführt. Durch den Knick, den das Kabel auf ihnen macht, erhalten diese einen solchen Druck, daß sie den negativen Auflagerdruck des durchlaufenden Versteifungsträgers ohne Verankerung aufnehmen können, der bei alleiniger Belastung der Mittelöffnung und bei großer Kälte entsteht. Ferner war wenigstens auf dem Nordufer der Boden nicht besonders günstig, so daß dort der Verankerungskörper auf Brunnen gegründet werden mußte. Die großen Massen, die zur Aufnahme des Schubes erforderlich sind, wo die Verankerung nicht im gewachsenen Felsen stattfinden kann, setzen natürlich die Wettbewerbsfähigkeit einer Hängebrücke gleichfalls herab.

Trotzdem ergab sich eine erhebliche Ersparnis bei der Hängebrücke. Das Angebot für diese und das billigste Kragträgerangebot lauteten, wie in der Zusammenstellung II angegeben.

Die Hängebrücke ist also um rd. 300 000 R.-M. oder 10% billiger. Sie wurde deshalb zur Ausführung bestimmt und der Vertrag darüber mit der Dravo Contracting Co. in Pittsburgh, Pa. abgeschlossen. Die Entwurfsverfasser, Robinson und Steinman, überwachen als beratende Ingenieure den Bau.

Der Vertrag ist vom Frühjahr 1926; vermutlich werden die Preise manchen Lesern von Wert sein; sie sind deshalb in der Zusammenstellung III (S. 110) aufgeführt.

Sehr wesentlich dürfte zu diesem Ergebnis die Ausbildung der Widerlager für die Verankerung beigetragen haben. In ihnen sind große Hohlräume ausgespart, die mit Sand vollgestampft werden, eine Anordnung, die von dem einen Entwurfsverfasser, Robinson, bereits bei einer Hänge-

²⁾ Bei diesen beiden sind die Gewichte usw. für Ausführung in Flußeisen mit Paralleldrahtkabeln in Vergleich gestellt.

Zusammenstellung I.

	Zusammenstellung I.		
	Ohiobrücke bei Portsmouth	Rheinbrücke in Köln ³⁾ Alaaf Colonia (Variante 4) Freiheit	
Stützweiten . . . m	106,68 + 213,36 + 106,68	107,38 + 214,76 + 107,38	107,4 + 214,8 + 107,4
Breite d. Fahrbahn m	8,534 ²⁾	11,200	11,200
Breite d. Fußwege m	1 × 1,981	2 × 3,250	2 × 3,450
Hauptträgerabstd. m	9,601	13,000	13,000
Höhe der Hauptträger . . . m	4,267	5,400	6,000
Feldweite . . . m	5,334	7,670	7,160
Lage d. Kabelebene	senkrecht	1 : 7 geneigt	senkrecht
Durchhang in der Mittelöffnung m	21,336	22,500	24,000
Durchhang in der Seitenöffnung m	5,380	5,625	6,000
Kabelquerschnittcm ²	194	953	1170
Litzen u. Drahtzahl	3 × 486 = 1458	19 × 330 = 6270	19 × 405 = 7695
Durchmesser der Drähte . . . mm	4,115	4,4	4,4
Gewicht für einen Träger			
Fahrbahndecke, Fußwegdecke, Rohrleitung t/m	1,00 ⁶⁾	4,79 ⁴⁾	4,32
Eisengewicht der Fahrbahnen t/m	0,82 ⁶⁾	2,30 ⁴⁾	2,12
Versteifungstr. u. Verbände . t/m	0,58	3,45 ⁴⁾	2,88
Kabel u. Hängestangen . . t/m	0,20	1,16 ⁴⁾	1,08
Insges. ständige Last . . . t/m	2,60	11,70	10,40
Verkehrslast t/m	1,14 ⁵⁾	6,21	6,14
Wagerechter Zug im Kabel			
aus ständg. Last H_g	694 ⁶⁾	3000 ⁴⁾	2643
„ Verkehr H_p .	249 ⁶⁾	1129	1024
„ Wind H_w . .	—	34	40
„ Temperatur H_t	36	238	293
Insgesamt	979	4401	4000
Gesamtgewicht:			
Flußeisen . . .	1623 ⁷⁾	5493	5696
Kabel	190	820	792
Stahlguß und Schmiedestahl .	—	608	894

Zusammenstellung II.

Angebot auf	Auslegerbrücke	Hängebrücke
Beton der Pfeiler	7072 m ³ für 1 134 000 R.-M. ⁸⁾	4874 m ³ für 890 400 R.-M.
Beton der Verankerungen	—	3670 m ³ für 474 600 R.-M.
Eisenkonstruktion	2846,34 t für 1 869 000 R.-M.	1622,98 t für 1 071 000 R.-M.
Fahrbahndecke	289 800 R.-M.	289 800 R.-M.
Kabel	—	190,06 t für 264 600 R.-M.
Zusammen	3 292 800 R.-M.	2 990 400 R.-M.

³⁾ Die Zahlen gelten für flußeiserne Versteifungsträger und Paralleldrahtkabel. — ⁴⁾ Nach den Angaben in dem Bericht von Mehrrens u. Bleich im „Eisenbau“ 1911 für Paralleldrahtkabel und flußeiserne Versteifungsträger umgerechnet. — ⁵⁾ Und eine Einzellast von 19 t für die Brücke. — ⁶⁾ Für den späteren Ausbau mit außenliegendem Fußwege. — ⁷⁾ Einschließlich der Rampenbrücken. — ⁸⁾ 1 \$ ist zu 4,20 R.-M. gerechnet.

Zusammenstellung III.

Vertragspreise für	R.-M. für die Einheit
Aushub in Felsen	97,23 R.-M./m ³
" Erde	10,99 "
für die Strompfeiler	54,93 "
Betonpfähle	41,34 R.-M./m ³)
Beton in den Unterbauten der Strompfeiler	137,32 R.-M./m ³
" " Rampen	104,37 "
" " aufgehenden Pfeilern	104,37 "
" " Widerlagern, Stützmauern u. Säulen	148,31 "
" " Verankerungen	93,38 "
" " Plattenüberbauten	164,79 "
Eiseneinlagen	555,54 R.-M./t
Wasserdichte Abdeckung	13,56 R.-M./m ²
Eisenkonstruktionen fertig aufgestellt	601,84 R.-M./t
Kabel	1388,85 "
Anstrich auf der Baustelle	13,89 "
Holzbelag	142,40 R.-M./m ³
Asphaltierung	7,53 R.-M./m ²

brücke über den La Grasse-Fluß in Massena Center (vergl. Z. d. V. d. I. 1919, S. 181 u. f.) ausgeführt worden ist.

Die Kabel werden, wie in der Zusammenstellung I bereits angegeben, aus 1458 Drähten von 4,115 mm Durchm. gebildet. Die Drähte sind nicht verzinkt und haben eine Festigkeit von 16,2 t/cm². Die fertigen Kabel werden mit 3,76 mm starkem Draht umspinnen. Ihre Beanspruchung beträgt 4,92 t/cm² und steigt auf 5,55 t/cm², also rd. ein Drittel der Bruchfestigkeit, wenn die Fahrbahn auf die volle Breite der Brücke verbreitert

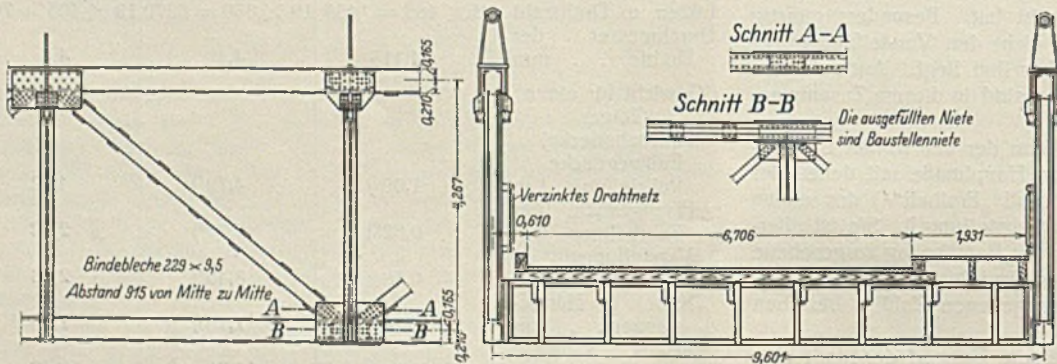


Abb. 2 u. 3. Einzelheiten des Versteifungsträgers.

werden sollte und außenliegende Fußwege angebracht werden. Der größte Zug im Kabel beträgt dann rd. 1080 t. Die Kabel haben nur je drei Litzen und enden in der bekannten Weise in Kabelschuhen, die mit Bolzen an Augenstäben befestigt sind, die in dem Widerlager den Kabelzug in die Ankerträger leiten. Die Litzen werden am Ufer hergestellt, die fertigen Litzen werden dann über den Fluß gezogen, auf die Pylonen und Kabelstützen aufgelegt und zu einem Kabel vereinigt. Diese Bauweise, die schon bei zahlreichen Brücken über den Ohio angewandt worden ist und deshalb in Amerika als Ohiobauweise bezeichnet wird, ist hier abgeändert und verbessert worden.

Der Durchmesser der fertigen Kabel beträgt 17,8 cm. Auf ihnen werden mit U-förmig gebogenem Rundeisen Sättel aufgeschraubt, auf denen die Hängeseile von 32 mm Durchm. liegen. Diese tragen dann in der aus Abb. 2 u. 3 ersichtlichen Weise die Versteifungsträger. Eine Regelung der Höhenlage der Brücke ist bei dieser Art der Aufhängung nicht ganz einfach; ob nicht die an den Pfosten des Versteifungsträgers vorspringenden Anschlußwinkel das sonst so ruhige Bild der Brücke stören, sei dahingestellt.

Bei der Ausbildung der Versteifungsträger ist der Vorteil der amerikanischen Normenreihe für Walzprofile ausgenutzt worden, daß es von jedem Profil mehrere Abstufungen des Querschnittes bei gleicher Höhe (durch Erhöhung der Stegdicke) gibt. Diese gelten nicht als Vorprofile, sondern werden laufend gewalzt, so daß sie nicht besonders bestellt werden müssen. Die Ober- und Untergurte sind gleich gebildet aus zwei C-Eisen von 381 mm Höhe mit einer Deckplatte 305 · 9,5 mm. Diese C-Eisen haben 10 bis 21 mm starke Stege, ihr Querschnitt beträgt 63,87 bis 103,94 cm² mit vier Zwischenstufen, so daß es leicht ist, sich den wechselnden Kräften anzupassen. Die Streben bestehen aus zwei C-Eisen mit nach innen gelegten Flanschen und Bindeblechen und sind fast alle 254 mm breit; nur die Felder neben den Pfeilern haben 305 mm breite Diagonalen. Die Pfosten sind aus einem Stehblech 305 · 9,5 und

) An Stelle der ursprünglich vorgesehenen Pfahlgründung am Nordufer ist später eine Gründung auf Brunnen getreten.

vier Winkeln 101 · 76 · 9,5 zusammengesetzt. Die Füllstäbe sind 316 m breit; die Außenflächen der Gurte und damit die Innenseiten der Knotenbleche liegen um 1/16" = rd. 1,6 mm weiter auseinander, wodurch der Zusammenbau der Teile mehr erleichtert wird (vergl. Abb. 3).

Die Hauptträger sind berechnet für eine Belastung der Brücke mit 2,1 t/m und eine Einzellast von 19 t. Das verwendete Flußeisen hat 4200 bis 4900 kg/cm² Festigkeit, seine Streckgrenze beträgt mindestens 2500 kg/cm². Die zulässige Beanspruchung auf Zug ist mit $\sigma_z \leq 1687 \text{ kg/cm}^2$

festgesetzt worden, für Druckstäbe gilt $\sigma_k \leq \frac{\sigma_z}{1 + \frac{l^2}{13500}}$. Der Wind-

druck von rd. 150 kg/m² ist für das 1 1/2 fache der Ansichtsfläche eingeführt worden, die Grenzen der Wärmeschwankungen mit $\pm 33,3^\circ \text{ C}$.

Bei gleichzeitiger Wirkung von ruhender Last, Verkehr, Wind und ungünstiger Temperatur werden, wie in Amerika üblich, um ein Viertel größere Spannungen zugelassen. Diese Beanspruchung der Versteifungsträger mit 1687 und 2110 kg/cm² erscheinen auf den ersten Blick sehr hoch. Da aber die Versteifungsträger kein für die Standsicherheit des Bauwerkes erforderliches Glied sind, ist es gerechtfertigt, ihre Beanspruchung hoch zu wählen. Man sieht, daß sich die zum Teil recht schwach versteiften amerikanischen Hängebrücken trotz der mangelnden Steifigkeit und ihrer großen Durchbiegungen offenbar bewährt haben und daß dort nicht die übergroßen Anforderungen an die Steifigkeit von Brücken gestellt werden, die bei uns so oft die Ursache waren, daß andere Brücken ausgeführt wurden, wo eine Hängebrücke weit besser am Platz gewesen wäre. Für die Kosten ist natürlich diese Wahl der zulässigen Spannungen des Versteifungsträgers zu etwa 2/7 der Streckgrenze des Materials von wesentlicher Bedeutung. Sie ist aber meines Erachtens ganz unbedenk-

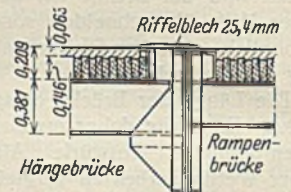


Abb. 4. Schnitt durch die Fahrbahn an der Dehnungsfuge.

lich, wo nicht die Rücksicht auf die Höhenlage dazu zwingt, die unvermeidlichen Durchbiegungen auf das Äußerste einzuschränken.

Die Gurte der Versteifungsträger werden an den Knotenpunkten mit geraden Ordnungsziffern gestoßen, wie in Abb. 2 dargestellt. An den Stößen und Anschlüssen der Füllstäbe und Querträger werden Niete 23 mm ϕ verwendet; sonst haben alle Niete 20 mm ϕ .

Die Fahrbahnträger bieten nichts Besonderes; nur ist auf eine besondere Ausstufung der Ecken verzichtet, eine solche ist aber bei Hängebrücken nicht erforderlich, wenn, wie hier, die Hängestangen am Obergurt angreifen. Der Fahrbahnbelag besteht (Abb. 4) aus hochkant nebeneinander gestellten Bohlen von abwechselnd 133 und 146 mm Höhe, auf denen eine 63 mm hohe Asphaltenschicht aufgebracht wird. Diese Fahrbahnabdeckung ist seit etwa 8 Jahren in den Vereinigten Staaten viel verwendet worden. Die Abbildung zeigt die Ausbildung der Dehnungsfuge am Übergang von der Brücke zu den kleinen Überbauten in den Rampen. Der Berechnung der Fahrbahn sind Wagen mit 4,267 m Radstand, rd. 2,75 m Ladebreite und 1,829 m Spurweite zugrunde gelegt, und zwar entweder drei Wagen von 13,6 t Gewicht oder ein Wagen von 18,15 t Gewicht; 3/4 dieser Gewichte sind auf den Hinterrädern anzunehmen. Die Beanspruchung der Fahrbahnträger darf 1265 kg/cm² betragen (für den schwereren Wagen ein Drittel mehr), dabei wird für die Längsträger mit 37,5%, für die Querträger mit 30% Stoßzuschlag gerechnet. Für den späteren Ausbau auf dreispurige Bahn werden bei der Berechnung des Querträgers nur 90% der angegebenen Belastung angenommen.

Das Geländer besteht aus zwei Gasrohren in rd. 1 m Abstand, zwischen denen verzinkte Drahtnetze in Rahmen aus Winkeleisen gespannt sind.

Die Kabel ruhen auf den beiden Strompfeilern in Sätteln aus Stahlguß auf den Pylonen. Diese sind hier zum ersten Male in den Vereinigten Staaten als Pendelpfeiler hergestellt worden.¹⁰⁾ Sie sind 35,386 m hoch und in der aus Abb. 5 bis 7 ersichtlichen Weise ausgebildet. Die

¹⁰⁾ In Südamerika sind Pendelpfeiler bereits einmal von denselben Entwurfsverfassern bei der Brücke in Florianopolis (Brasilien) benutzt worden. Über diesen Brückenbau wird in der „Bautechnik“ demnächst berichtet werden.

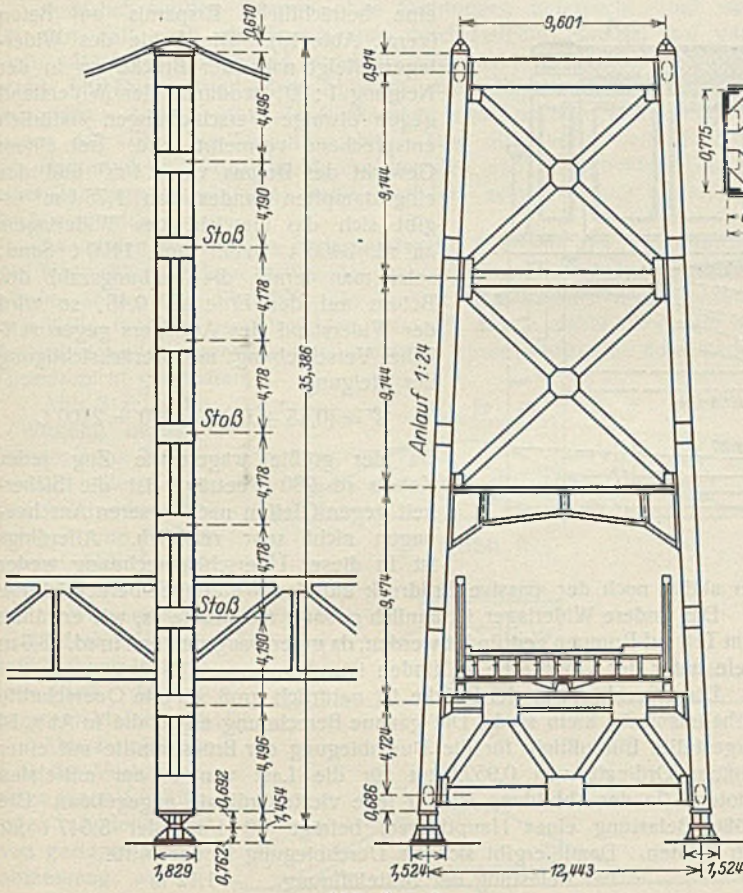


Abb. 5 u. 6.

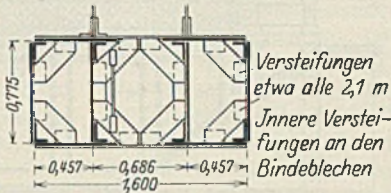


Abb. 7.

Pylone über den Strompfeilern.

einer Fläche von 1077,38 cm² hat er einen Trägheitsradius von 58,42 cm, so daß das Verhältnis $\lambda = l/i = 60,5$ wird. Mit Rücksicht auf die Bedeutung der Pylonen für die Sicherheit des ganzen Baues ist ihre Grundbeanspruchung wie die der Fahrbahnträger auf nur 1265 kg/cm² und einschließlich der Wind- und Temperaturkräfte auf $1,25 \cdot 1265 = 1582$ kg/cm² festgesetzt worden, so daß sich für die Pfosten ergibt:

$$\sigma \leq \frac{1582}{1 + \frac{60,5^2}{13500}} = 1245 \text{ kg/cm}^2.$$

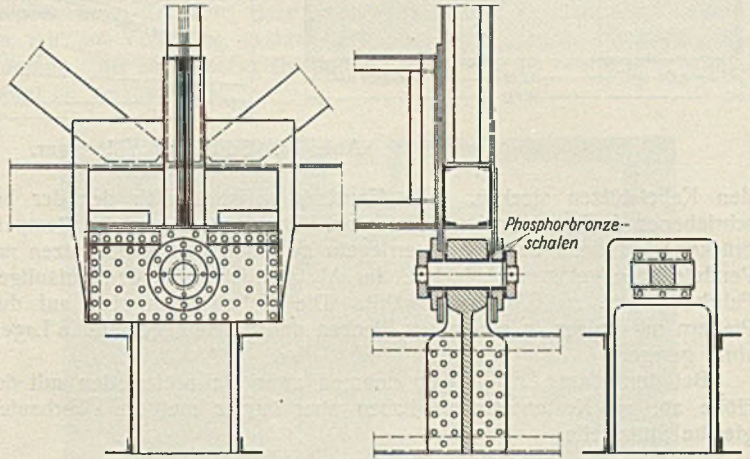


Abb. 8. Bewegliche Lagerung der Hauptträger in den Querriegeln der Pylonen.

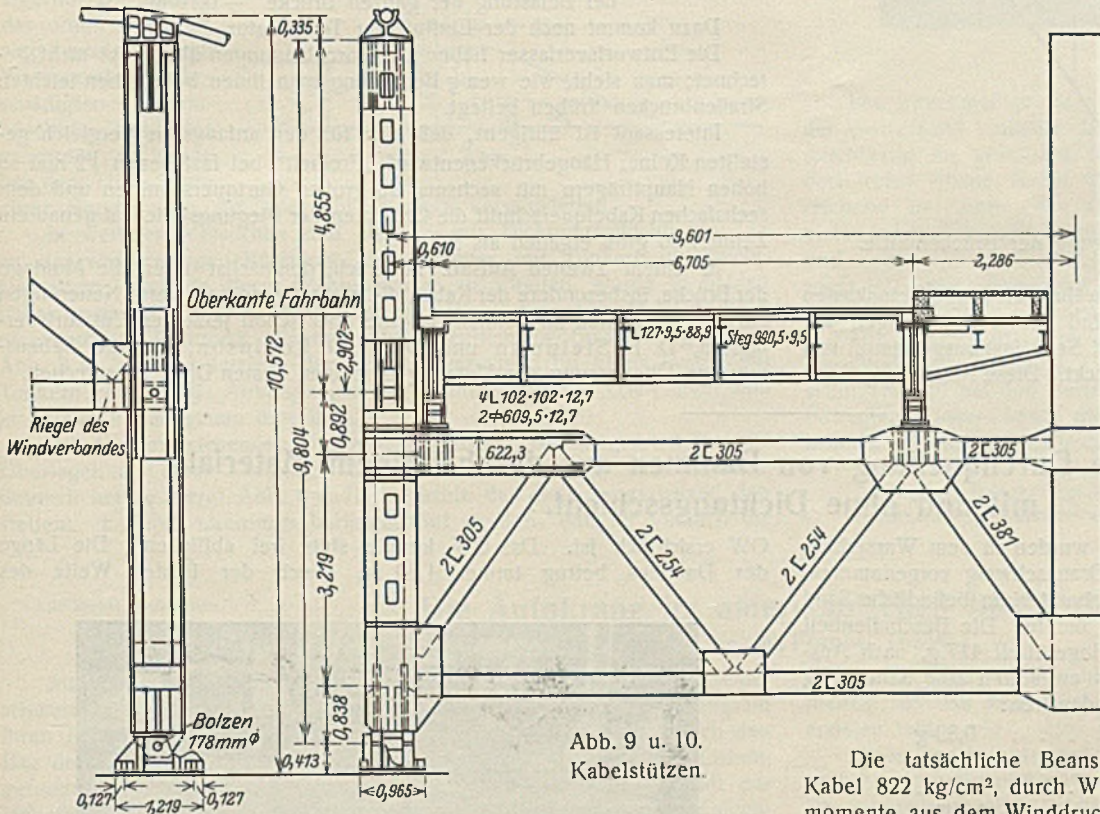


Abb. 9 u. 10. Kabelstützen.

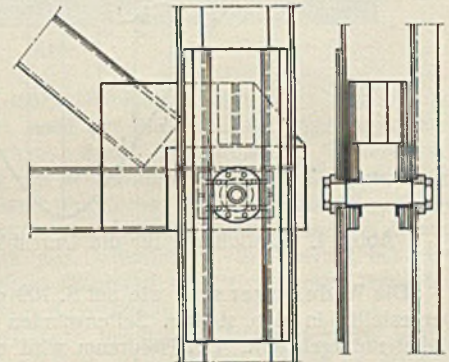


Abb. 11. Auflager der Hauptträger in den Kabelstützen.

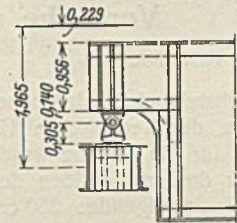


Abb. 12. Auflager der Rampenbrücke.

Hauptträger sind in verschieblichen Bolzengelenken auf den als Fachwerkträger ausgebildeten unteren Querriegeln gelagert (Abb. 8). Der Bolzen aus Schmiedestahl ist im mittleren Teil quadratisch, 152,4 mm stark und gleitet zwischen Schalen aus Phosphorbronze in einem Schlitz des Lagerkörpers aus Stahlguß, der in dem Querträger des Pylons eingenieter ist. Die Enden des Bolzens sind auf 152,4 mm ϕ abgedreht; auf sie stützt sich, ebenfalls in Schalen aus Phosphorbronze, das heruntergezogene Knotenblech des Auflagerknotens. Der Auflagerdruck des Windverbandes wird durch die in Abb. 6 angedeuteten Konsolen in die Querriegel geleitet.

Die Pfosten bestehen nach Abb. 7 aus zwei nebeneinanderliegenden geschlossenen Kastenquerschnitten. Trotz der Mannlöcher in den inneren Stehblechen und der Leiter in dem mittleren Zwischenraum dürften sie nur schwer befahrbar sein; der Querschnitt ist sonst sehr günstig; bei

Die tatsächliche Beanspruchung beträgt durch Eigengewicht und Kabel 822 kg/cm², durch Winddruck 70 kg/cm² und durch die Biegemomente aus dem Winddruck im Portalrahmen 323 kg/cm². Der gesamte Auflagerdruck für jeden Fuß beträgt 868,5 t; da die Lager 1,524 · 1,829 m Grundfläche haben, wird also die Pressung auf den Pfeiler 31 kg/cm², ist also ziemlich niedrig. Ihre Ausbildung unterscheidet sich nicht wesentlich von der bei uns üblichen.

Die Kabelstützen an den Enden der Hauptträger haben nicht nur den lotrechten Druck aufzunehmen, der aus der Ablenkung der Kabel an dieser Stelle entsteht, sondern auch die Endauflagerkräfte der Hauptträger und der anschließenden Rampenbrücken (Abb. 9 u. 10). Die Auflagerdrücke der Versteifungsträger sind je nach Belastung und Temperatur nach oben oder unten gerichtet; die Lagerung muß außerdem längsbeweglich sein. Es sind deshalb (Abb. 11) die Endknotenbleche des Versteifungsträgers, mit Auflagen und Stegen ausreichend versteift, zwischen die beiden Stege der Kabelstützen eingeführt und dort auf Bolzen gelagert, die in

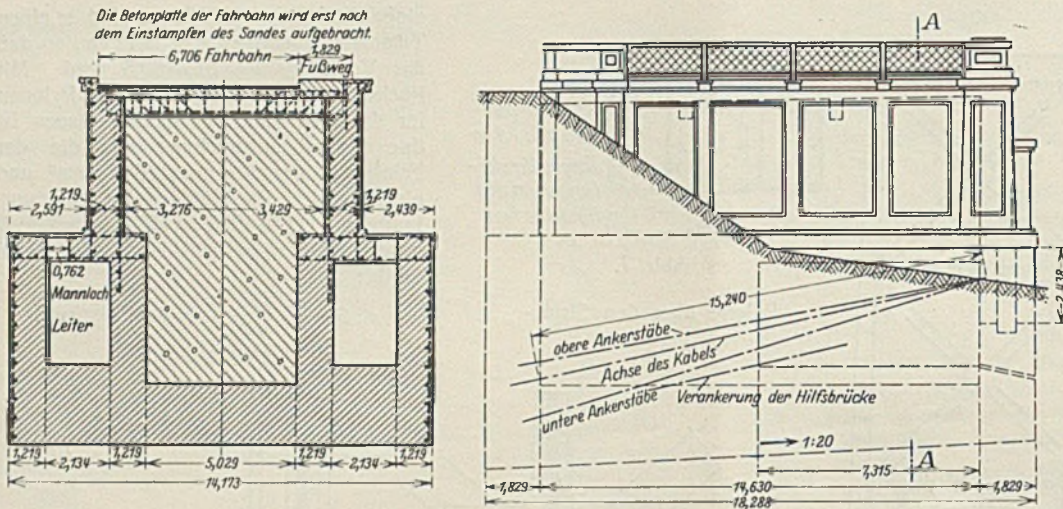


Abb. 13. Südliches Widerlager.

den Kabelstützen stecken. Die Konstruktion ist ähnlich der der beschriebenen Auflagerung im Mittelpylon. Die Hauptträger der Rampenbrücken sind dann auf den Querriegeln zwischen den Kabelstützen mit Pendelstützen gelagert (Abb. 12). Ihr Abstand ist gleich der vorläufigen Fahrbahnbreite zu 6,705 m gewählt. Die Kabelstützen sind auf den Pfeilern mit Bolzen in einem aus Blechen und Winkeln genietetem Lagerstuhl gelagert.

Bei den Rampenbrücken nehmen zwar die Stützweiten mit der Höhe ab, zur Kostenersparnis haben aber immer mehrere Überbauten gleiche Stützweite.

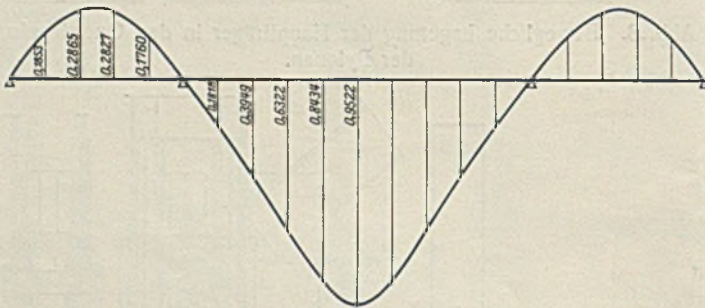


Abb. 14. Einflußlinie für die Durchbiegung der Brückenmitte.

Die Widerlager sind, wie auf S. 109 erwähnt, als große Betonkasten hergestellt; in den starken Seitenwänden sind die Verankerungen der Kabel untergebracht. Der Hohlraum wird mit Sand fest ausgestampft und mit einer Rippenplatte aus Eisenbeton überdeckt. Diese Anordnung ergab

eine beträchtliche Ersparnis an Beton (vergl. Abb. 13). Die Sohle des Widerlagers steigt nach der Brücke zu in der Neigung 1:20, wodurch der Widerstand gegen etwaige Verschiebungen natürlich entsprechend vermehrt wird. Bei einem Gewicht des Betons von 2 t/m³ und des eingestampften Sandes von 1,75 t/m³ ergibt sich das Gewicht des Widerlagers zu rd. 3400 t Beton und 1400 t Sand; setzt man ferner die Reibungszahl des Betons auf der Erde zu 0,45, so wird der Widerstand des Auflagers gegen seitliche Verschiebung mit Berücksichtigung der Steigung

$$W = (0,45 + 0,05) \cdot 4800 = 2400 \text{ t.}$$

Da der größte wagerechte Zug jedes Kabels rd. 980 t beträgt, ist die Sicherheit gegen Gleiten nach unseren Anschauungen nicht sehr reichlich. Allerdings ist in dieser Überschlagsrechnung weder

der aktive noch der passive Erddruck auf das Widerlager berücksichtigt.

Das andere Widerlager ist ähnlich gebaut, nur mußte es, wie erwähnt, zum Teil auf Brunnen gegründet werden, da guter Baugrund erst in rd. 13,5 m Tiefe unter der Oberfläche zu finden ist.

Die Durchbiegung der Brücke ist natürlich groß, da alle Querschnitte verhältnismäßig klein sind. Die genaue Berechnung ergab die in Abb. 14 dargestellte Einflußlinie für die Durchbiegung der Brückenmitte mit einer größten Ordinate von 0,9522 cm für die Last von 1 t am mittelsten Knoten. (In der Abbildung ist nur jede vierte Ordinate angegeben.) Die größte Belastung eines Hauptträgers beträgt 1,04 t/m oder 5,547 t für den Knoten. Damit ergibt sich als Durchbiegung in der Mitte

bei Belastung der Mittelöffnung + 1,12 m

bei Belastung einer Seitenöffnung - 0,21 m

bei Belastung der ganzen Brücke + 0,70 m.

Dazu kommt noch der Einfluß der Temperatur.

Die Entwurfsverfasser haben die Durchbiegungen überhaupt nicht berechnet; man sieht, wie wenig Bedeutung man ihnen bei solchen leichten Straßenbrücken drüben beilegt.

Interessant ist übrigens, daß sich für den anfangs in Vergleich gestellten Kölner Hängebrückenentwurf „Freiheit“ bei fast genau $\sqrt{2}$ mal so hohen Hauptträgern mit sechsmal so großen Gurtquerschnitten und dem sechsfachen Kabelquerschnitt die Ordinaten der Biegungslinie fast genau ein Zehntel so groß ergaben als hier.

In einem zweiten Aufsatz hoffe ich, demnächst über die Montage der Brücke, insbesondere der Kabel, die einige bemerkenswerte Neuerungen aufweist, berichten zu können, möchte aber schon jetzt den Entwurfsverfassern, D. B. Steinman und Dr. H. D. Robinson, für die lebenswürdige Überlassung der Unterlagen meinen besten Dank aussprechen.

Versuche über die Durchquellung von Dämmen aus durchlässigem Material mit und ohne Dichtungsschicht.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Die nachstehend beschriebenen Versuche wurden in dem Wasserbau-Laboratorium der Technischen Hochschule Braunschweig vorgenommen. Als Baustoff für die Dämme wurde der im Laboratorium befindliche Sand benutzt, der dort zum Bilden der Flußläufe diente. Die Beschaffenheit des Sandes war folgende: 250 cm³ wogen eingerüttelt 417 g, nach Ausfüllen der Hohlräume mit Wasser 503 g. Es enthielten 30 g Sand 0,5 g abschlämmbare Bestandteile. Von 100 g Sand waren:

Korngröße I (2,00 — 6,30 mm ϕ)	0,89 g
„ II (0,63 — 2,00 „ „)	7,88 „
„ III (0,20 — 0,63 „ „)	74,83 „
„ IV (0,00 — 0,20 „ „)	16,40 „
	<u>100,00 g.</u>

Der Querschnitt des Dammes erhielt bei allen Versuchen die gleiche Form, wie sie aus den Abbildungen hervorgeht, aus denen auch die jeweils gewählte Höhe des

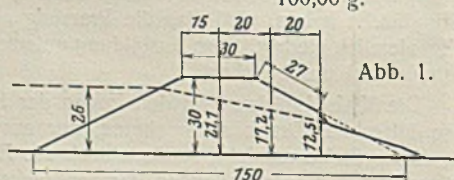


Abb. 1.

OW ersichtlich ist. Das UW konnte stets frei abfließen. Die Länge des Dammes betrug immer 1,80 m, gleich der lichten Weite des

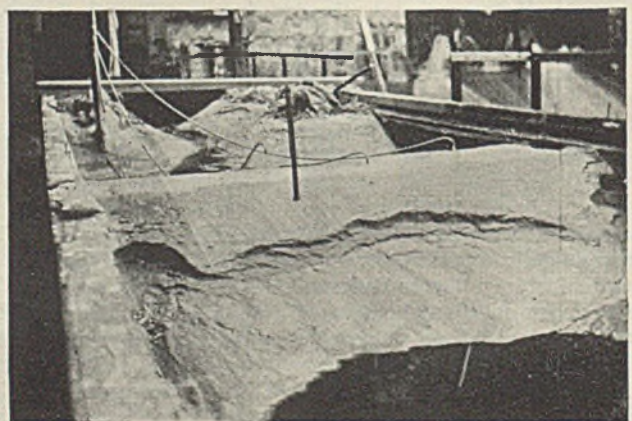


Abb. 2.

Versuchskastens. Die Wasserstände im Innern der Dämme wurden mit Hilfe des Vakuum-Wasserstandsmessers sichtbar gemacht und gemessen.

¹⁾ Aus der von der Techn. Hochschule Braunschweig genehmigten Dissertation „Die Wasserbau-Versuchsanstalt“ von Dipl.-Ing. W. Oisen (Referent: Prof. Dr.-Ing. ehr. Max Möller, Korreferent: Prof. Ludwig Leichtweiß). Die Arbeit ist in der Bücherei der Technischen Hochschule einzusehen; sie kann auch von dort ausgeliehen werden.

Zunächst wurden Dämme ohne Dichtungen untersucht, und zwar für den Fall, daß ein Damm aus durchlässigem Material auf ganz undurchlässigem Untergrund errichtet wird. Abb. 1 zeigt den Wasserstand im Damm und den Abbruch nach Eintritt des Beharrungszustandes. Abb. 2 gibt die Rückansicht des Dammes nach dem Ablassen des OW. Ein Dammdurchbruch fand nicht statt, weil der Sand am Dammfuß trotz des ihn durchsickernden und austretenden Wassers eine Ruhelage angenommen hatte, nachdem seine Neigung hinreichend flach geworden war.

Es wurden nun mehrere Fälle untersucht, in denen, den Erfordernissen der Wirklichkeit entsprechend, der Abbruch des Dammfußes verhindert werden sollte, und dieserhalb ein Austritt des Wassers über Geländeoberfläche tunlichst zu vermeiden war. Es wurde daher über dem undurchlässigen Gerinneboden durch Schütten einer Berme eine durchlässige Grundsicht geschaffen.

Abb. 3 zeigt die Wirkung dieser Berme. Im Damm verläuft die Kurve des Grundwasserspiegels nun flacher als bei Abb. 1, und es fällt die durch den Wasseraustritt gefährdete Dammfußböschung in ihrer lotrechten Abmessung nun kleiner aus.

Abb. 4 bietet den Fall des Vorhandenseins einer durchlässigen Bodenschicht von geringer Stärkeabmessung, auf undurchlässigem Boden lagernd. Die Strecke der unten punktiert angedeuteten, durch Wasseraustritt beschädigten Dammböschung ist kleiner geworden; sie würde bei dem Hinzufügen einer Berme nach Art von Abb. 3 ganz verschwinden.

In weiteren Versuchen sind Dämme mit Dichtungsschicht aus Ton an der wasserseitigen Böschung, sowie weiter mit Tonkern untersucht. Um einen Vergleich dieser Dichtungsarten zu erhalten, wurde in beiden Fällen genau die gleiche Menge Ton zur Dichtung verwandt. Der Wert einer solchen Dichtung allgemein tritt deutlich in Erscheinung (vergl. Abb. 2 u. 5, deren letztere den Beharrungszustand für einen Damm mit Tonkern zeigt). Die Abmessungen der Dämme und die OW-Höhen sind in beiden Fällen genau dieselben.

Bei der vergleichenden Untersuchung dieser Dichtungsarten trat die Überlegenheit einer Dichtung, an der Außenböschung vorgenommen, deutlich hervor (vergl. Abb. 6 u. 7, die beide den Beharrungszustand darstellen). Es muß allerdings berücksichtigt werden, daß im Versuch die

Herstellung des Tonkerns wesentlich schwieriger ist als die der äußeren Dichtungsschicht, und daher vielleicht nicht ganz so gut gelang.

Zu den Wasserstandkurven sei noch bemerkt: In der Versuchsanstalt für Wasserbau im österreichischen Ministerium für öffentliche Arbeiten ist mit Hilfe des Darcyschen Filtergesetzes die Gleichung der Wasserstandskurve bei Durchquellung eines Dammes aufgestellt,²⁾ und an Versuchen nachgeprüft. Es ist dort der Fall eines durchlässigen Dammes auf undurchlässigem Untergrunde gewählt, bei dem jeder Abbruch durch ein an der Binnenböschung angebrachtes Maschendrahtgitter verhindert und der Beharrungszustand abgewartet wurde. Die hier beschriebenen Versuche, bei denen Dämme verschiedener Bauart untersucht sind und ein Abbruch nicht verhindert wurde, behandeln das Verhalten von Dämmen bis zum Eintritt des Beharrungszustandes. Bis dahin nimmt die Wasserstandskurve unregelmäßige Formen an. Eine Auffindung einer ganz genauen Gestalt der Wasserspiegelkurve bildete nicht den Gegenstand der hier beschriebenen Versuche, dazu hätte es genauerer Versuchsmittel bedurft, als mir zur Verfügung gestanden haben. Hier galt es vor allem, den Vorgang einer Dammaufweichung und die Wirkung sie verhütender Schutzmittel zu veranschaulichen.

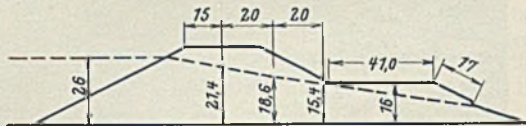


Abb. 3.

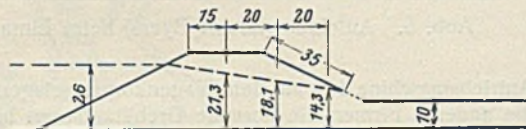


Abb. 4.

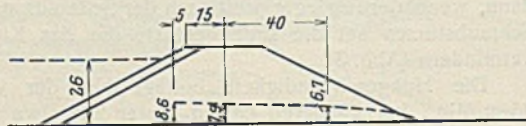


Abb. 6.

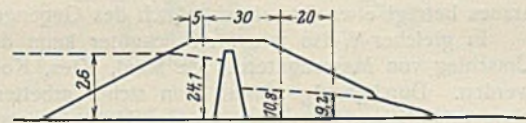


Abb. 7.

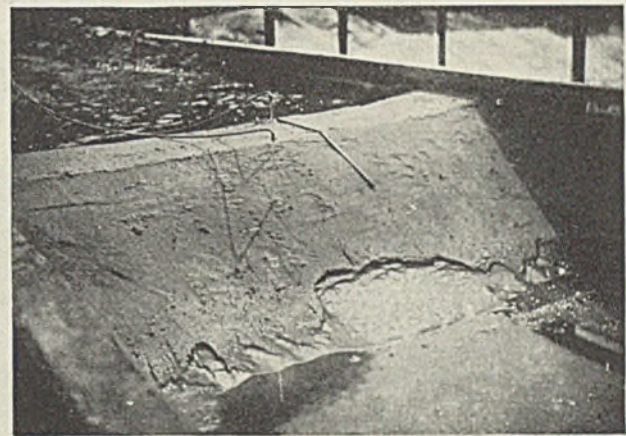


Abb. 5.

Die zweckmäßige Bauart eines Dammes besteht nun darin, ihn an der Wasserseite tunlichst dicht, nach der Rückseite zu hingegen wasser-durchlässig zu gestalten; letzteres, damit eingedrungenes Sickerwasser dort freien Abzug findet und die Wassercurve auch am Dammfuß hinreichend tief unter der Geländeoberfläche verläuft. Die Vorschläge v. Horns³⁾ erstreben dieses durch Abfangen des Sickerwassers im Damm und dessen Ableiten unterhalb des Dammfußes. In Amerika hat man sogar mit Erfolg den rückwärtigen Damnteil aus Felstrümmern errichtet, die dem Sickerwasser freien Abzug gewähren.

Die Dammvorderseite blieb auch bei dem Ablassen des OW in der ursprünglichen Böschung 1:2 erhalten. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, daß bei den Versuchen die Angriffe des fließenden und wellenbewegten Wassers sowie diejenigen des Eises fehlen, die bei Nutzbauten besondere Schutzmaßnahmen erfordern.

Dipl.-Ing. W. Oisen.

²⁾ Allgem. Bauzeitung Wien 1917, S. 78.

³⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltung 1926, S. 330.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Autokrane im amerikanischen Baubetriebe.

Von Dr.-Ing. W. Franke, Dresden.

Mit dem Begriff: „Kran“ verknüpft man häufig die Vorstellung einer schwerfälligen Hebe-maschine, die entweder gar nicht oder nur langsam ihren Arbeitsbereich verändern kann. Bekanntlich wurde nun durch den Bau des „Autokranes“ zunächst in den Vereinigten Staaten eine Lösung gefunden, die die leichte Ortsveränderlichkeit des Automobils mit der Hebefähigkeit des Kranes verbindet und somit diese scheinbaren Gegensätze ausgleicht.

Zwar genießen die Raupenkrane mit ihren mannigfachen Verwandlungsformen als Bagger usw. vielseitige Anwendung im Baubetriebe, jedoch ist in vielen Fällen ihre Fahrgeschwindigkeit zu gering, so daß zweckmäßiger die leicht beweglichen Autokrane zur Dienstleistung herangezogen werden. Besonders dann ist deren Hilfe erwünscht, wenn es darauf ankommt, schnell an einem weiter entfernten Punkte einzugreifen. Die Autokrane¹⁾ sind vom Orte wesentlich unabhängiger als die erwähnten Raupenkrane, setzen aber naturgemäß gute Straßen voraus, die ja in den Vereinigten Staaten in großem Umfange vorhanden sind. Ander-

seits sind auch die Anschaffungskosten des Autokranes verhältnismäßig niedrig, so daß sich eine genügende Rentabilität in vielen Fällen rasch erzielen läßt.

Einer der Hauptvorteile des Kraftwagenkranes ist die ständige Betriebsbereitschaft, und nicht nur in den großen Städten lohnt sich für die Bauunternehmer oder Behörden die Beschaffung derartiger mechanischer Hilfsmittel, sondern auch auf dem Lande, wo die einzelnen Baustellen häufig weit voneinander entfernt sind. So kann es mitunter vorkommen, daß der Kran auf einer kleineren Baustelle nur einige schwere Stücke zu bewältigen hat, wozu das Heranschaffen eines Raupenkranes oder einer anderen Hebevorrichtung nicht lohnend wäre.

Die Fahrgeschwindigkeit beträgt in der Regel bis zu etwa 25 km/Std. und die Tragkraft etwa 2 bis 5 t, nach Maßgabe der Ausladung.

In den Vereinigten Staaten kann man diese Krangattung vielfach im Betriebe beobachten, z. B. beim Bau von Häusern (Abb. 1) oder bei der Aufrichtung von Eisenkonstruktionen oder anderen Bauwerken. Auch beim Aufstellen von Straßenbahn- oder Telephonmasten kann der Kran gute Dienste leisten, ferner für die verschiedensten Förderzwecke des Straßenbaues (Abb. 2). Beim plötzlichen Bruche von Wasser- oder Gas-

¹⁾ „Fördertechnik u. Frachtverkehr“ 1927, Heft 6, S. 117, „Automobilkrane“ (Woeste).

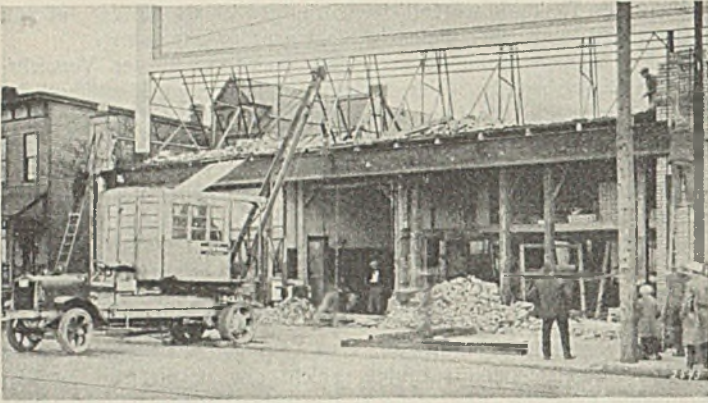


Abb. 1. Autokran (Bauart Browning) beim Einsetzen eines I-Trägers.

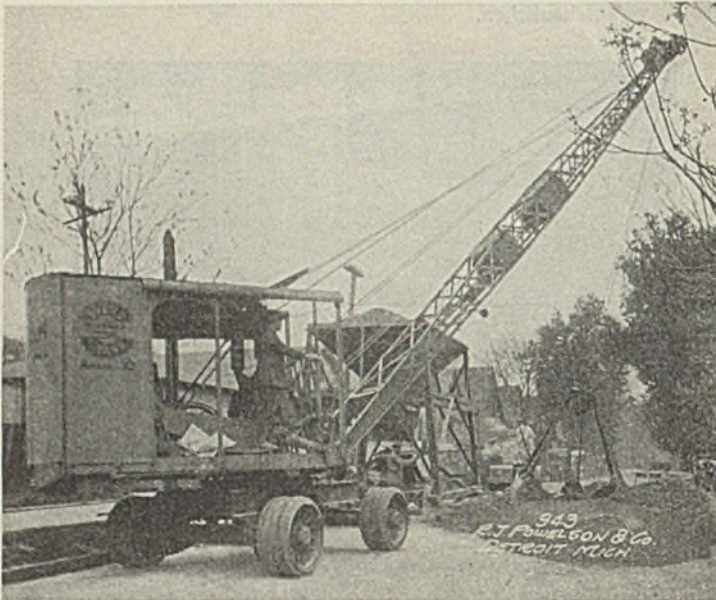


Abb. 2. Autokran (Bauart Byers) mit Greifer bei Straßenbauarbeiten.

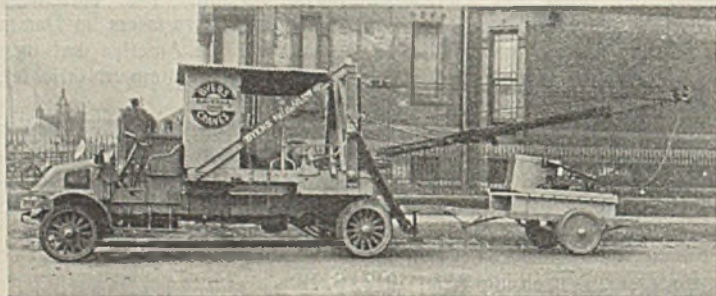


Abb. 4. Greiferkran mit Anhänger auf der Fahrt.



Abb. 3. Autokran beim Einlegen von Rohren (seitliche Schraubstützen aufgestellt).

rohren kann durch die wirksame Mitarbeit dieses Kranes (Abb. 3) der Schaden oft innerhalb kurzer Zeit behoben werden.

Die Sonderbauart der Firma Byers unterscheidet sich von den übrigen Autokranen dadurch, daß in ähnlicher Weise wie bei einzelnen amerikanischen Löffelbaggern der Ausleger nur eine halbe Umdrehung beschreiben kann, während die übrigen Konstruktionen eine volle Umdrehung gestatten. Dies liegt daran, daß bei Byers die vollständige Winde nebst

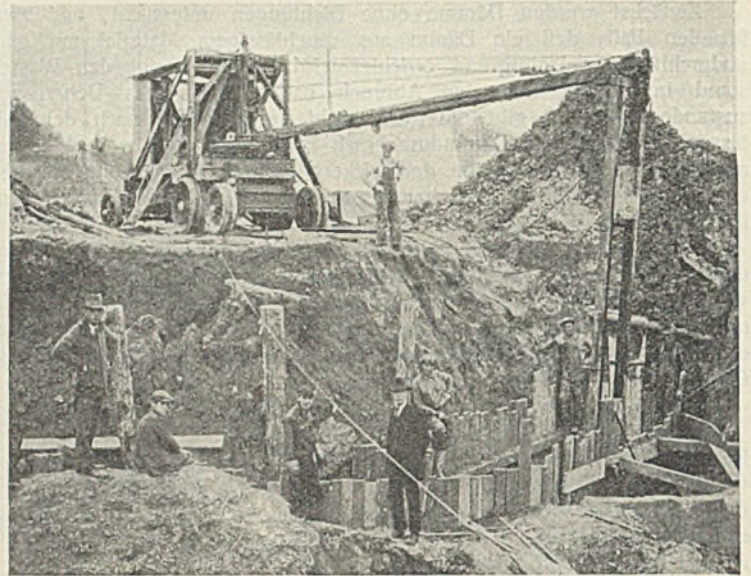


Abb. 5. Autokran (Bauart Byers) beim Einrammen von Pfählen.

Antriebsmaschine fest auf dem Wagenkörper gelagert ist (Abb. 4), wogegen die anderen Firmen die normale Drehkranbauart bevorzugen, bei der die Maschinenplattform um den Königszapfen schwenkbar ist.

Zur Erhöhung der Standfestigkeit des Autokrane, und zwar besonders dann, wenn der Ausleger weit nach der Seite ausgeschwenkt wird, werden Schraubstützen auf die Erde gesetzt, die das Kippmoment beträchtlich vermindern (Abb. 3).

Die Hubgeschwindigkeit beträgt bei der Vollast von 5 t etwa 25 m/Min., bei kleineren Lasten (unter 2 t) etwa 50 m/Min. — Als Antriebsmaschine dient vielfach ein 4-Zylinder-Gasolinmotor (z. B. Hercules), der bis 50 PS entwickelt. — Das Arbeitsgewicht eines normalen Autokrane beträgt etwa 7 t, einschließlich des Gegengewichts.

In gleicher Weise wie für Stückgüter kann der Autokran auch zum Umschlag von Massengütern, wie Sand, Kies, Kohle usw. herangezogen werden. Durchgängig nimmt man sicher arbeitende Einseilgreifer, die ohne erheblichen Zeitverlust an das Hubseil angehängt werden können. Das Fassungsvermögen des Greifers beträgt etwa 0,5 bis 0,6 m³, und beim Umladen aus Eisenbahnwagen lassen sich je nach Hubhöhe und Schwenkwinkel in der Minute etwa zwei bis vier Förderspiele erreichen. Es gibt in den Vereinigten Staaten mehrere Spezialfirmen, die lediglich Greifer im Reihenbau herstellen und auf Grund der langjährigen Erfahrungen auch gute Einseilgreifertypen auf den Markt gebracht haben, wie z. B. Williams (Eric), Hayward (New York) und Blaw-Knox (Pittsburgh).

Während der Fahrt des Autokrane von einem Arbeitsplatze zum nächsten kann der Greifer auf einen kleinen Anhängewagen (Abb. 4) gelegt werden. Ferner kann man an den Kranhaken auch einen Magnet anhängen, um beispielsweise auf dem Werkplatze Schrott oder Stabeisen zu verladen. Naturgemäß ist hierzu das Vorhandensein einer elektrischen Energiequelle Vorbedingung.

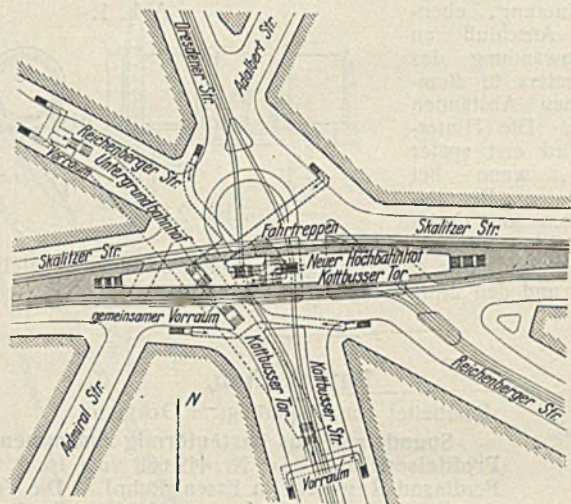
Auch ist eine weitere Umstellungsmöglichkeit dadurch vorhanden, daß sich mit Hilfe einer mitgelieferten Zusatzausrüstung eine Ramme (Abb. 5) herstellen läßt, die leichtere Pfähle einschlagen kann. Aus diesen Beispielen geht hervor, daß der Autokran in den Vereinigten Staaten durch diese Verstellungsmöglichkeiten ein großes Anwendungsgebiet im Baubetriebe hat und zu den mannigfachsten Förderzwecken herangezogen werden kann. Als Hersteller sind die Firmen: The Byers Machine Co. (Ravenna-Ohio), Orton & Co. (Chicago), The Browning Co. (Cleveland), The Universal Crane Co. (Cleveland) und die Harnischfeger-Corp. (Milwaukee) zu nennen. — In Deutschland werden derartige Autokrane u. a. von den Ardeletwerken (Eberswalde) und den Mitteldeutschen Stahlwerken (Lauchhammer) hergestellt.

Außer den vorbeschriebenen amerikanischen Bauarten gibt es noch einige abweichende anderer Firmen. — Häufig kann man den Kranoberteil auf ein mit Raupenbändern ausgestattetes Untergestell aufsetzen, so daß dann eine vollkommene Unabhängigkeit von der Gelände- oder Straßenbeschaffenheit erreicht wird. Die Firma Byers liefert auf Wunsch auch nur die Kranoberteile, die in einfacher Weise auf einen vorhandenen 5-t-Lastkraftwagen befestigt werden können. Die Anschaffung einer derartigen Ausrüstung stellt sich daher verhältnismäßig billig, so daß auch kleinere Bauunternehmer sich dieses Fördermittels bedienen können. Zur Bedienung ist nur ein Mann nötig, der beim Fördern als Kranführer und während der Fahrt als Kraftwagenführer tätig ist. Es steht zu erwarten, daß diese praktischen und leicht beweglichen Autokrane auf Grund ihrer vielseitigen Verwendbarkeit im Baubetriebe noch mehr Verbreitung als bisher finden werden.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Februar ausgegebene Heft 4 (1 R.-M.) enthält u. a. folgenden Beitrag: Neuere Arbeiten des Architekten Emil Schuster, Berlin.

Eröffnung der II. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin. Am 12. Februar wurde die im Mai 1926 begonnene II. Teilstrecke Schönleinstraße—Cottbusser Tor der sogen. „G.N.-Bahn“ dem Verkehr übergeben. Sie schließt sich nach Norden an die seit dem 17. Juli 1927 im Betriebe befindliche Strecke Boddinstraße—Schönleinstraße¹⁾ an. Mit der Inbetriebnahme dieser Teilstrecke wird der Anschluß an die Ostwestlinie des Hochbahnnetzes erreicht und für den Berliner Südosten eine neue Schnellbahnverbindung mit dem Osten und Westen geschaffen. Die neue Strecke, deren Tunnelbauten von der Siemens-Bau-Union ausgeführt wurden, ist 660 m lang und enthält als bemerkenswertes Bauwerk die Kreuzung des Landwehrkanals an der Cottbusser Brücke. Dieser Bauabschnitt wurde so beschleunigt durchgeführt, daß der Schiffsahrtverkehr auf dem Landwehrkanal nur für 4 Monate eingestellt zu werden brauchte.



Da der rd. 140 m lange Bahnhof Cottbusser Tor voraussichtlich einen lebhaften Umsteigeverkehr bekommen wird, so ist sein Bahnsteig in 14 m Breite ausgeführt worden. Zwei Reihen starker Zwischenstützen, die leider die Übersichtlichkeit des Raumes etwas behindern, waren erforderlich, weil mehrere Wohnhäuser unterfahren werden mußten. Der alte Hochbahnhof wird durch einen neuen, genau über dem Untergrundbahnhof liegenden Bahnhof ersetzt werden, der dem zu erwartenden Umsteigeverkehr gewachsen sein wird. Die Verbindung zwischen dem Hochbahnhof (S.-O. = + 41,30) und dem Untergrundbahnhof (S.-O. = + 27,50) wird durch Fahr- oder Rolltreppen vermittelt werden.

Den Umbau der Hochbahn hofft man in etwa einem Jahre fertigzustellen. Bis dahin müssen die Umsteigenden über die Straße gehen. Eine besondere Kontrolleinrichtung mit einer Umstempelung der Fahrkarten stellt das Umsteigen sicher, ohne daß es im Sinne der Fahrkarte als „neues Umsteigen“ gilt.

Der Platz am Cottbusser Tor (s. die Abb.) wird infolge der Anlage der Zugänge und der Verschiebung des Hochbahnhofes (nach Westen) eine durchgreifende Veränderung erfahren. Der neue Untergrundbahnhof erhält nämlich am Südende einen Zugang in der Cottbusser Straße, am Nordende einen Zugang in der Reichberger Straße. An beiden Stellen liegen die Treppen in den Bürgersteigen. Später kommen auf dem umgestalteten Platz vier weitere Zugänge hinzu, die zu einem gemeinsamen Vorraum führen, von dem aus die Bahnsteige der Untergrundbahn und der Hochbahn zu erreichen sind.

Für die Stromversorgung der Strecke Boddinstraße—Cottbusser Tor gilt das in der „Bautechnik“ 1927, Heft 34, S. 484 Gesagte.

Die Bahnanlagen wurden am 11. Februar von den dazu geladenen Vertretern der Presse besichtigt. Ls.

Saalebrücke bei Alsleben. Der Bau der neuen Straßenbrücke über die Saale bei Alsleben wurde auf Grund eines beschränkten Wettbewerbs der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. nach deren Entwurf übertragen.

Die ganz in Eisenbeton auszuführende Brücke überspannt die Saale und deren Uferstraßen von Alsleben nach Mukrena mit zwei Dreigelenkbogen von je 25 m l. W., woran sich die Hauptöffnung von 68 m Spannweite anschließt, deren Überbau aus einem Zweigelenkbogen mit angehängter Fahrbahn besteht. Den Anschluß an die Mukrener Rampe gewinnt die Brücke durch drei weitere kleinere Bogen von je 9 m l. W. Die Fahrbahn ist 6 m, die zwei Fußwege sind je 1,50 m breit.

Der Bau der Alslebener Brücke löst eine brennende Verkehrsfrage durch Herstellung eines festen Saaleüberganges für die von Leipzig-Halle nach dem Harz und dem Norden ausstrahlenden Straßen. Das ansprechende Brückenbild fügt sich vorteilhaft in die Saalelandschaft ein.

Geheimrat Fr. Engeßer 80 Jahre alt. Vor kurzem beging der rühmlich bekannte badische Statiker und Brückenbauer Geheimrat Dr.-Ing. chr. Friedrich Engeßer seinen achtzigsten Geburtstag. Als Miterbauer der Schwarzwaldbahn hat er die Brücken bei Hausach, Gutach und Hornberg geschaffen. An der Technischen Hochschule Karlsruhe wirkte er als hochgeschätzter Lehrer von 1885 bis 1915; seine Vorlesungen umfaßten die Gebiete der Statik des Brückenbaues (hauptsächlich der eisernen Brücken) und des Eisenbahnbaues. Von seinen fachwissenschaftlichen Werken sind besonders bekanntgeworden: „Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken“ und „Die Theorie und Berechnung der Bogenfachwerkträger ohne Scheitelgelenk“. Im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn ist u. a. erschienen sein Buch „Die Berechnung der Rahmenträger mit besonderer Rücksicht auf die Anwendung“ (2. Auflage 1919). Ls.

Erweiterung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel, Berlin. Die rühmlich bekannte Preussische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, die auf der Schleuseninsel im Tiergarten vom Staate als Forschungsstätte eingerichtet und 1913 in Betrieb genommen wurde, steht vor umfassenden baulichen Veränderungen. Den Anlaß hierzu gab eigentlich die von der Reichsbahn durchgeführte Verstärkung der Stadtbahnbogen, in denen die Werkstätten der Versuchsanstalt untergebracht waren. Die Reichsbahn zahlte für die aus Räumung und mehrfachem Umzug erwachsenen Schwierigkeiten eine Entschädigung, die nun zusammen mit einem Kostenzuschuß des preussischen Staates die längst geplante Erweiterung ermöglicht. In der Hauptsache handelt es sich nach der „Neuen Zeit“ um die Verlängerung der Schlepprinne um 40 m auf insgesamt 150 m, um den erhöhten Anforderungen, die man heute an die Schleppgeschwindigkeit stellt, genügen zu können. Rechts und links der die Schlepprinne umschließenden Halle werden die Gebäude der Wasserbauversuchsanstalt auf 70 m verlängert. Werkstatthallen von derselben Länge, mit Einrichtungen für Metall- und Holzbearbeitung, werden an die Stelle der früher in den Stadtbahnbogen untergebrachten einfachen Werkstätten treten. Die Bogen werden nur als Lager Verwendung finden. Durch den Ausbau wird die Schleuseninsel eine erhebliche Verlängerung nach der Charlottenburger Brücke zu erfahren. Eine ähnliche Anstalt, die sich bei Dresden befand, ist eingegangen, nur in Hamburg befindet sich noch die „Rheinische Schiffbauversuchsanstalt“, die von einem Konsortium von Reedereien und Schiffbauergesellschaften betrieben wird.

Die Tore der Raffelberg-Schleuse bei Mülheim a. d. Ruhr. In meinem Handbuch des Wasserbaues (2. Auflage, S. 1124; 3. Auflage, S. 1145) habe ich mitgeteilt, daß die daselbst veröffentlichten und beurteilten Entwürfe von Walzentoren für die Schiffahrtsschleuse in der Ruhr bei Mülheim — die Raffelberg-Schleuse — demnächst zur Ausführung gelangen würden. Das bedarf einer Richtigstellung, da nicht, wie in der Tat anfänglich beabsichtigt, Walzentore, sondern im Oberhaupt ein Klapptor und im Unterhaupt ein Schiebtor eingebaut sind.

Hierfür sind, wie mir von zuständiger Seite mitgeteilt ist, hauptsächlich Erwägungen finanzieller und ästhetischer Art — die Schleuse sollte mit Rücksicht auf das Landschaftsbild am Soolbad Raffelberg von hohen Aufbauten frei gehalten werden — maßgebend gewesen. Den ästhetischen Bedenken — es handelt sich dabei für mich um heimatlichen Boden — kann ich mich nicht anschließen, und wenn auch die Tore auf Grund der Erfahrungen am Rhein-Herne-Kanal für Schleusen im Bodensenkungsgebiet gewählt worden sind, so würden doch Walzentore gerade im Bodensenkungsgebiet gegenüber den ausgeführten Toren erhebliche Vorteile geboten haben, da hier eine möglichst gedrungene Form der Schleusenhäupter erwünscht ist, während beim Klapptor die erforderlichen Umläufe und die Schwächung der Sohle durch die Tornischen ebenso nachteilig wirken wie beim Schiebtor die Verbreiterung des Hauptes durch die Torkammern.

Vermutlich deshalb hat man am Lippe-Seitenkanal Hubtore ausgeführt, die allerdings nicht, wie Walzentore, unmittelbar zur Füllung der Schleuse benutzt werden, sondern vielmehr mit eingebauten Schützen versehen sind. Hubert Engels.

Schraubenpfähle und ihre Berechnung. Im Dezemberheft 1927 von La Technique des Travaux berichtet Prof. Vierendeel, Löwen, u. a. auch über die Schraubenpfähle.¹⁾

Hiernach sind die Schraubenpfähle eine Erfindung des englischen Ingenieurs Mitchell aus dem Jahre 1835. Sie ermöglichen eine sparsame und standsichere Gründung in wenig tragfähigen Bodenschichten wie Schlick, Triebsand u. dergl., namentlich auch unter Wasser, wenigstens bis in Tiefen von 8 bis 9 m. Ihre Eindringungstiefe hängt von der Reibung im Boden ab, übersteigt in der Regel 5 m nicht, geht aber z. B. bei der Gründung eines Hafendamms in Delaware bis zu 9 m.

Die Form der Schraube wechselt nach der Bodenart, sie hat bei widerstandsfähigen Schichten wie z. B. Kiessand konischen Schaft, nicht allzu breites Schraubenblatt und bis zu 3 Gängen (Abb. 1). Bei weichem Boden hat der Schaft zylindrische Gestalt, die Schraube nur 1 bis 1 1/2 Gänge und sehr breites Blatt, um möglichst viel Reibungsfläche zu finden (Abb. 2). Bei losem Sand kann man Hohlpfähle verwenden, was das Einbringen erleichtert: Die Schraube hat hier in der Regel ebenfalls nur 1 Gang (Abb. 3).

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 34, S. 484.

¹⁾ Vergl. u. a. „Werft, Reederei, Hafen“ 1927, Heft 16: Eiserne Strombollwerke.

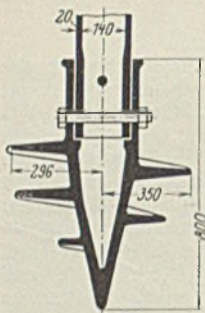


Abb. 1.

Was die Berechnung der Standsicherheit solcher Schraubenpfahl-Gründungen anbelangt, so lassen sich diese rein schematisch als eine Gründung auf kreisförmiger Platte in der Tiefe h auffassen, auf der ein schlanker, aus dem Boden herausragender und mit einem Überbau verbundener Stiel aufricht (Abb. 5a). Es handelt sich bei diesem System also um ganz andere Verhältnisse als etwa bei der Gründung auf massiven Mauerpfählen oder den sonst üblichen Pfählen. Der Boden wird weder senkrecht wie bei den ersteren, noch seitlich wie bei den letzteren zusammengepaßt, die Ermittlung der Standsicherheit wird also eine völlig andere sein müssen: Die Schraubenplatte erzeugt beim Eindringen kein seitliches Fließen der Bodenelemente wie bei massiven Gründungsträgern

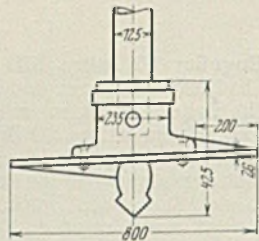


Abb. 2.



Abb. 3.

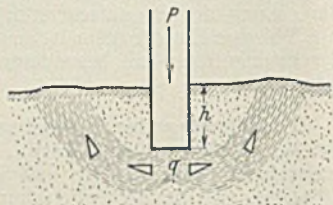


Abb. 4.

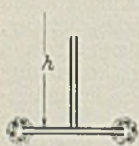


Abb. 5a.

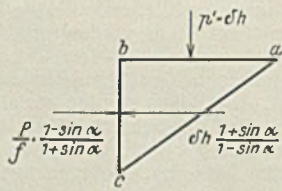


Abb. 5b.

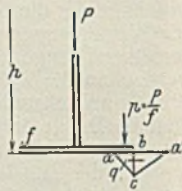


Abb. 5c.

(Abb. 4), weil sie sich den notwendigen Hohlraum stets gleichzeitig selbst schafft und die Bodenelemente sie sofort wieder umschließen. Da mit anderen Worten das Eindringen eines Schraubenpfahles nichts als eine vorübergehende Bewegung des Bodens am Umfange des Blattes hervorruft (Abb. 5a), ergeben sich nachstehende Folgerungen:

Nach Abb. 5b sei eine Platte von der Größe f insgesamt durch eine Last P , für die Flächeneinheit also mit $\frac{P}{f}$ belastet; an ihrem Rande sei das unendlich kleine Bodenprisma abc gedacht, dessen Stabilität hier offenbar am gefährdetsten, also maßgebend für diejenige der ganzen Platte ist. Die Ebene ba dieses Bodenprismas ist je Flächeneinheit mit $p = \frac{P}{f}$ belastet und übt auf die Ebene bc des benachbarten Prismas $a'bc$ je Flächeneinheit den Druck $q = \frac{P(1 - \sin \alpha)}{f(1 + \sin \alpha)}$ aus, worin α wohl der Dreieckswinkel bei a (Abb. 5b) sein soll. (In der Quelle fehlt die erforderliche Angabe.)

Die Beanspruchung des Nachbarprismas $a'bc$ ist in Abb. 5c dargestellt: Auf seine Ebene bc wirkt — wie gesagt — der Druck q , auf der Ebene ba' trägt es das Gewicht des Bodens, das für die Flächeneinheit mit $p' = \delta h$ angenommen sei.

Das zweite Bodenprisma $a'bc$ weicht vor dem ersten Prisma abc zurück und rutscht über den Plattenrand b in den darunter entstehenden Hohlraum; jedoch erst, nachdem es auf die benachbarten Bodenschichten bis zur Höchstgrenze gedrückt hat; sein größter Widerstand ist also durch die Formel $q = p \cdot \frac{1 + \sin \alpha}{1 - \sin \alpha}$ auszudrücken. Die schließliche Beanspruchung des Prismas $a'bc$ ist in Abb. 5c dargestellt, und für die Tragfähigkeit des Schraubenpfahles ergibt sich die Gleichung

$$\frac{P}{f} \cdot \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} = \delta h \cdot \frac{1 + \sin \alpha}{1 - \sin \alpha}$$

oder

$$P = \delta h f \left(\frac{1 + \sin \alpha}{1 - \sin \alpha} \right)^2,$$

wobei nach Vierendeel für die Ausführung mit der Sicherheitsziffer 3 zu rechnen sein wird.

Eine ungewöhnliche Vereinigung von Abwasser- und Regenwasserkanal wird in Eng. News-Rec. vom 10. November 1927 von J. E. Brown aus Kansas City (Missouri) gemeldet, wo dank der in Abb. 1 u. 2 dargestellten Anordnung die Abführung der Schmutzwässer in einer Tonrohrleitung ohne neuen Landerwerb dadurch ermöglicht wurde, daß diese auf eine Strecke von 1365 m mittels Eisenbetonkonsolen an einen Regenwasserkanal aus Beton angeschlossen wurde.

Bei dem letzteren handelt es sich um den Gooseneck-Sammler, der zum größten Teil im Bett des gleichnamigen Creeks geführt ist und dessen Betonierung in der „Bautechnik“ 1926, Heft 30, auf S. 448 beschrieben

wurde. Bei seiner Herstellung war zunächst auf die Möglichkeit einer Vereinigung nicht Bedacht genommen, es wurden vielmehr erst mehrere Monate nach dem Ausschalen der Anschlüsse und Ankerbolzenlöcher für seitlich angeordnete Eisenbetonkonsolen mittels Drucklufthammers ausgestemmt und auf diese die 52 und 60 cm weiten Tonrohre aufgelegt. Deren Stöße wurden mit Standardzementmörtel gedichtet, die in Abb. 1 sichtbaren Revisionsbrunnen wurden mit Betonunterbau und Backsteinaufmauerung, ebenfalls im Anschluß an die Betonwandung des Regensammlers in ziemlich kleinen Abständen hergestellt. Die Hinterfüllung wird erst später stattfinden, wenn bei den weiteren Regulierungsarbeiten am Creek genügend Schütterde gewonnen ist. Bis dahin bleibt die ganze Anlage in der dargestellten Form unbedeckt und den Einflüssen der Witterung ausgesetzt.

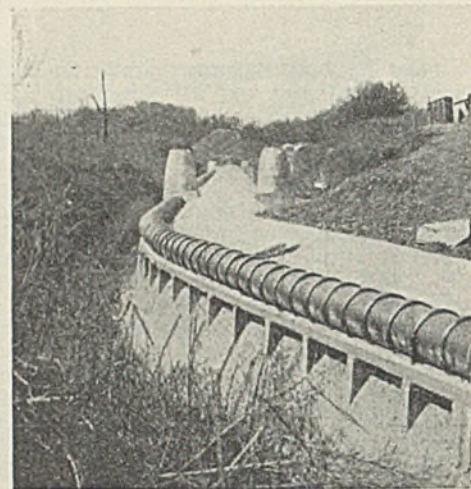


Abb. 1.

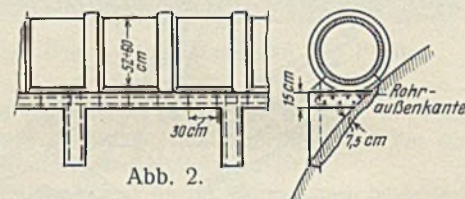


Abb. 2.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Spundwand aus kastenförmig zusammengefügt Profilleisen. (Kl. 84 c, Nr. 449 668 vom 16. 2. 1924 von Ferdinand Rauwald in Essen, Ruhr.) — Die Verbindung der Bohlen untereinander geschieht durch die bei einfachen Spundwänden bekannten Schloßriegel a , und die zu einer Kastenform vereinigten Profilleisen werden in den Schloßriegeln lose gegeneinander geführt. Die Kasten können nach der Rammung mit Beton verfüllt werden. Undichtigkeiten werden dabei verhütet, da durch Rost und die beim Rammen eindringende Erde eine gute Abdichtung eintritt.



Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Dr. jur. Bürger, Mitglied der R. B. D. Magdeburg, nach Münster (Westf.) zur Wahrnehmung der Geschäfte eines Abteilungsleiters bei der dortigen R. B. D., die Reichsbahnrate Dr. jur. Wehde, Mitglied der R. B. D. Altona, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Erfurt, Blank in Köln als Kassenrat zur R. B. D. Trier unter gleichzeitiger Bestellung zum Leiter des dortigen Prüfungsamts, Rühling, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum R. B. A. Weiden (Opf.), Ehrenberg, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Wesel, zur R. B. D. Trier, Brzozowski, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Flensburg 1, zum R. B. A. Essen 1 und Ludolf Meiler in München nach Nürnberg als Leiter einer Abteilung beim dortigen R. A. W.

Überwiesen: die Reichsbahnrate Grandpierre vom R. B. A. Essen 1 zur R. B. D. Essen, Eitel vom R. B. A. Köln 1 zur R. B. D. Köln, Elling von der R. B. D. Köln zum R. B. A. Köln 1 und Dr.-Ing. Frohne vom Reichsbahn-Neubauamt Dresden Altstadt zur R. B. D. Dresden sowie der Reichsbahnbaumeister Weyher von der R. B. D. Berlin zum R. B. A. Berlin 2.

Bbeauftragt: der Direktor bei der Reichsbahn Sarrazin in Münster (Westf.) mit der Wahrnehmung der Geschäfte des Vizepräsidenten bei der R. B. D. Münster (Westf.).

Gestorben: Reichsbahnoberrat Ernst Bühler, Werkdirektor des R. A. W. Kaiserslautern und Reichsbahnrat Fabarius, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Kassel.

INHALT: An unsere Leser. — Bemerkenswerte Ausführungen bei dem Kraftwerke Partenstein. — Die Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth (O.). — Versuche über die Durchquellung von Dämmen aus durchlässigem Material mit und ohne Dichtungsschicht. — Die Autokrane im amerikanischen Baubetriebe. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Eröffnung der II. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen-Neukölln, Berlin. — Saalebrücke bei Alsleben. — Geheimrat Fr. Engeler 80 Jahre alt. — Erweiterung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel, Berlin. — Die Tore der Raffelberg-Schleuse bei Mülheim a. d. Ruhr. — Schraubenpfähle und ihre Berechnung. — Eine ungewöhnliche Vereinigung von Abwasser- und Regenwasserkanal. — Patentschau. — Personalmeldungen.