







Abb. 3. Aushöhlung im Tuffstein. (Rückwand des linken Widerlagers.)

bisher angetroffenen kleineren Klüfte teilweise mit ganz losem Sand gefüllt war. Auf diesen Hohlraum folgte eine dünne, etwa 80 cm starke Tuffschicht, unter der dann eine rd. 60 cm starke Nagelfluhschicht lag, die in den festen Jurafels überging.

Auf Grund des Bohrergebnisses wurde der Aushub des Tuffs bis auf die feste untere Lage vorgesehen. Bei der Tiefergründung zeigte sich jedoch sehr bald ein solcher starker Wasserandrang, daß auch unter Einsatz einer weiteren leistungsfähigen Pumpe der Wasserspiegel im Pumpenschacht nicht tiefer abgesenkt werden konnte. Da einwandfrei festgestellt wurde, daß das eindringende Wasser kein Donauwasser, sondern Grundwasser aus dem hinter dem Ort Zwiefaltendorf liegenden Aachtal war, so mußte der Plan der Verstopfung der Wasseradern aufgegeben werden.

Um nun eine sichere Gründung des Widerlagers zu erreichen, sah die Bauleitung das Einrammen von Holzpfählen, die bis zur Nagelfluhschicht hinabreichen, vor. Mit Rücksicht auf die starke in die Baugrube eingebaute Absprößung konnten jedoch die Pfähle nicht schräg, sondern nur senkrecht gerammt werden. Da deswegen die Aufnahme des Schubes durch die Pfähle nicht möglich war und gleichzeitig der Tuff an der Rückwand des Widerlagers große Hohlräume aufwies (Abb. 3), so wurde das Widerlager nach rückwärts um 3,50 m verlängert.

Weitere Untersuchungen über die Beschaffenheit des hinter der neuen Widerlagerwand liegenden Tuffs wurden nicht mehr ausgeführt und auch nicht für erforderlich gehalten. Zweifellos war auch dieser Teil mit Hohlräumen durchsetzt, doch durfte angenommen werden, daß der Tuff, der daselbst wieder größere Festigkeit aufwies, zusammen mit den rauh belassenen Seitenwänden sowie der Reibung auf der Fundamentsohle genügende Standsicherheit des Widerlagers gewährte.

Das Rammen der Holzpfähle von 4 bis 5 m Länge und 30 cm Durchm. durch den Tuff (Abb. 4) ging in dem vorderen Teil der Baugrube sehr



Abb. 4. Rammarbeiten in der Baugrube des linken Widerlagers.

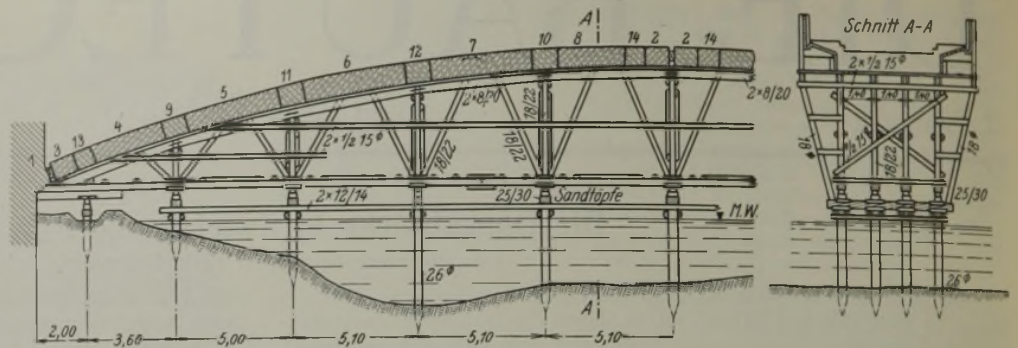


Abb. 5. Lehrgerüst.

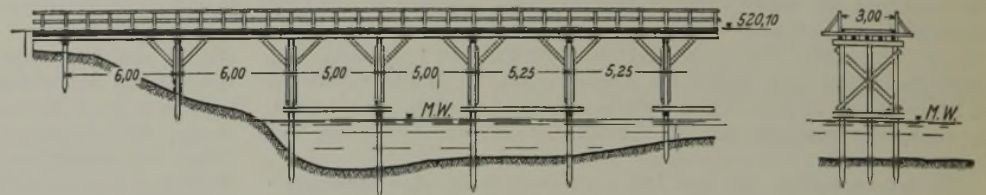


Abb. 7. Notbrücke.

gut. Es gelang, sämtliche Pfähle bis auf die feste Nagelfluhschicht einzutreiben. Im hinteren, nachträglich um 3,50 m verlängerten Teil war es jedoch nicht möglich, die Pfähle tiefer als 1,50 m zu schlagen. Insgesamt wurden 63 Pfähle gerammt, deren Lage aus Abb. 2 zu ersehen ist.

Zur Erzielung einer gleichmäßigen Lastverteilung auf die Pfahlköpfe wurde weiterhin eine über das ganze Fundament sich erstreckende, 60 cm starke kreuzweis bewehrte Eisenbetonplatte ausgeführt und alsdann das Widerlager ohne weitere Schwierigkeiten fertiggestellt.

Lehrgerüst.

Während der Ausführung der Widerlager ist das Lehrgerüst abgebunden und aufgestellt worden. Der Gerüstbau wurde auf eiserne Sandtöpfe gestellt, die sich beim Ablassen gut bewährten.

Die Überhöhung des Lehrgerüsts bestimmte man auf Grund der Berechnung der Scheitelsenkung infolge Eigengewichts (19,5 mm) sowie Schwindens (58 mm) und unter Berücksichtigung der elastischen Zusammensetzung des Gerüstholzes unter der Gewölbelast sowie den Zusammensetzungen der Lehrgerüstfugen und Sandtöpfe. Mit einem Zuschlag von 50% ergab sich eine Überhöhung von 12 cm.

Die Ausbildung des Gerüsts ist aus Abb. 5 zu ersehen. Besonderheiten sind nicht zu erwähnen.

Gewölbe.

Das Gewölbe ist als Dreigelenkbogen nach dem von Prof. Mörsch im Beton-Kalender 1925 veröffentlichten Verfahren berechnet worden. Die Gewölbebreite beträgt 4,40 m. Für die Bemessung wählte man mit Rücksicht auf die Verwendung von hochwertigem Zement eine zulässige Druckspannung von 50 kg/cm<sup>2</sup>. Zugspannungen traten nicht auf, so daß

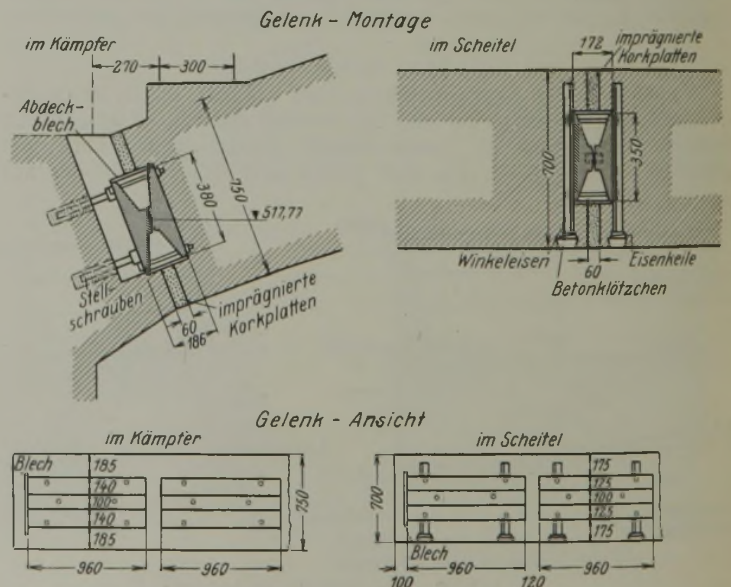


Abb. 6. Gelenke.



rechnungsmäßig keine Bewehrung erforderlich gewesen wäre. Um jedoch dem sehr flachen Bogen eine erhöhte Sicherheit zu geben, wurde eine leichte Bewehrung an den beiden Leibungen von je 12  $\phi$  18 mm auf die Gewölbebreite eingelegt und mit Bügeln verbunden.

Das Betonieren des Gewölbes geschah in einzelnen Lamellen, deren Schlußstücke immer über den Kranzholzstößen lagen. Beim Betonieren wurde die in Abb. 5 eingeschriebene Reihenfolge eingehalten. Das Stampfen des Gewölbes geschah mit Druckluft.

**Gelenke.**

Die Gelenke führte man aus Gußstahl mit den aus Abb. 6 ersichtlichen Abmessungen aus. Um ein genaues Versetzen der Gelenke am Widerlager zu ermöglichen, waren zuvor Stellschrauben mit teilweise aufgeschraubten Muttern einbetoniert worden, auf denen die zusammengesetzten Gelenkhälften aufgelegt wurden. Durch die richtige Einstellung der Schraubenmutter war es alsdann ohne weiteres möglich, die Auflagerflächen der Gelenke genau senkrecht zur Gewölbeachse zu stellen. Der Zwischenraum zwischen den Gelenken und den Gelenkquadrern ist sorgfältig mit Zementmörtel ausgegossen worden.

Die Scheitelgelenke waren zum leichteren Versetzen an kleine Winkelisen angeschraubt. Die einzelnen Gelenke wurden mit diesen Winkeln auf Betonklötzchen, die auf der Gewölbeschalung auflagern, aufgestellt und durch Eisenkeile in die genaue Höhenlage gebracht. Gegen die Gelenkstücke wurden dann später die Gewölbelamellen anbetoniert.

Weitere Einzelheiten über die Ausbildung der Gelenke sind aus Abb. 6 zu ersehen. Die Gelenkfugen wurden in der Fahrbahn mit Schleifblechen überdeckt.

**Fahrbahnkonstruktion.**

Die Bemessung der Eisenbetonfahrbahn geschah nach den amtlichen Bestimmungen über die Ausführung von Eisenbetonbauwerken vom Sept. 1925. Die Anordnung der Konstruktion ist aus Abb. 1 zu ersehen.

**Ablassen des Lehrgerüsts.**

Beim Ablassen des Lehrgerüsts, das vom Scheitel gegen die Kämpfer und ohne besondere Vorkommnisse ausgeführt wurde, ergaben die angestellten Messungen eine Scheitelsenkung von 29 mm, die sich im Laufe von weiteren 24 Stunden auf 31 mm erhöhte und damit vorläufig zum Stillstande kam. In den folgenden Monaten ist alsdann eine weitere Scheitelsenkung eingetreten, die vom Schwinden des Betons herrührte. Seit Sommer 1928 sind jedoch keine Bewegungen mehr festgestellt worden.

Alle Rechte vorbehalten.

**Vergleich der Bodengewinnungskosten bei Anwendung von Handschacht und Maschinenarbeit.**

Die Frage der maschinellen Bodengewinnung ist selbst heute im Zeitalter der Maschinen noch stark umstritten. Besonders vor Beginn von Bodengewinnung wird regelmäßig überlegt, welches Gerät zur Verwendung kommen soll. Diese Frage ist selbstverständlich nicht generell zu behandeln, sondern muß auf Grund praktischer Erfahrungen und eingehender Untersuchungen gelöst werden. Nachstehend ist eine solche Untersuchung auf Grund tatsächlich erzielter Ergebnisse durchgeführt worden.

Die Untersuchungen erstrecken sich auf Arbeiten im Moor- und Torfboden unter gleichen Bedingungen für die einzelnen Gewinnungsarten. Die Baggerarbeiten selbst wurden zu gleicher Zeit an zwei Stellen ausgeführt, und zwar an der einen im Handschacht und mit Hilfe von Schwimmbaggern im Eigenbetrieb, an der anderen mit dem Menckschen Raupengreifer im Unternehmerbetrieb.

Im Eigenbetrieb wurde zuerst, da die Schwimmbagger wegen zu niedrigen Wasserstandes nicht schwimmen konnten, im Handschacht gearbeitet, und hier wieder zur Feststellung der Leistung im Stundenlohn. Angesetzt waren zehn Mann, davon acht Mann im Schacht, zwei Mann auf der Kippe bei einer Arbeitszeit von acht Stunden. Der Boden mußte 5 bis 10 m weit seitlich unter Anwendung von Lorenbetrieb abgesetzt werden. Loren und Gleis wurden der Kolonne zur Verfügung gestellt, das übrige Gerät von den Arbeitern vorgehalten. Die Gesamtleistung betrug in der Schicht 56 m<sup>3</sup>.

An Kosten entstanden hierbei:

Lohn: 1 Vorarbeiter und 9 Arbeiter . . .	44,93 R.-M.
Geräteabschreibung und sonstige Unkosten	15,— „
	<u>59,93 R.-M.,</u>

d. h. 1 m<sup>3</sup> Bodenaushub kostete im Handschacht bei Tagelohn 1,07 R.-M.

Nach Feststellung der Leistung wurde zur Akkordarbeit übergegangen. Um das Abrechnungsverfahren zu erleichtern und hierbei unnötige Bureauarbeit zu sparen, trat der Vorarbeiter jetzt sozusagen als Unternehmer auf, die Kolonne arbeitete als Arbeitsgesellschaft. Der Akkordpreis betrug 0,85 R.-M./m<sup>3</sup>, geleistet wurden 72 m<sup>3</sup> in der Schicht. Mithin die Kosten:



Abb. 8. Donaubrücke Zwiefaltendorf (Württ.).

In Anbetracht der Schwierigkeit der Gründung wurde das Verhalten der Widerlager beim Ablassen des Lehrgerüsts besonders beobachtet. Es ergab sich hierbei für das rechte Widerlager ein seitliches Ausweichen von 3,5 mm, während das linke im Tuff gegründete Widerlager keine Verschiebung aufwies.

Die Senkung des Kämpfers am rechten Widerlager betrug 1 mm, am linken Widerlager war sie = 0.

**Notbrücke.**

Vor Inangriffnahme der Bauarbeiten der Dreigelenkbogenbrücke wurde unmittelbar unterhalb derselben eine Notbrücke aus Holz erstellt, die dem starken landwirtschaftlichen Verkehr sowie als Bauhilfsbrücke diente. Ihre Konstruktion ist aus Abb. 7 zu ersehen.

Die Ausarbeitung des Entwurfs der Brücke sowie die Oberbauleitung lag in den Händen des Herrn Oberbaurat Ritter von der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau Stuttgart. Die Ausführung des Bauwerks wurde besorgt durch das Straßen- und Wasserbauamt Ehingen — Baurat Scheufele —, während die örtliche Bauleitung durch den Verfasser selbst ausgeführt wurde. Die architektonische Ausgestaltung der Brücke (Abb. 8) verdankt man den Vorschlägen der Architekten Oberbaurat Eisenlohr und Pfennig, Stuttgart. Ausgeführt wurden die Bauarbeiten durch die Firma Wayss & Freytag A.-G., Stuttgart.

Bodengewinnung 72 m <sup>3</sup> je 0,85 R.-M. . . . .	61,50 R.-M.
Geräteabschreibung (weitere Unkosten entstanden nicht)	5,— „
	<u>66,50 R.-M.,</u>
d. h. 1 m <sup>3</sup> Boden kostete im Handschacht bei Akkord	
	<u>0,925 R.-M.</u>



Abb. 1. Schwimmender Eimerkettendampfbagger mit Überleiter.

Ergänzend sei noch bemerkt, daß an Gerät zur Verfügung gestellt wurden: vier Loren mit rd. 50 m Gleis.

Nachdem der Bodenaushub von Hand nicht mehr möglich war und der Wasserstand sich gehoben hatte, wurde ein Schwimmbagger (Eimerkettensbagger mit Überleiter und Dampftrieb) angesetzt (s. Abb. 1). Mit Hilfe des Überleiters konnte das Baggergut unmittelbar vom Bagger an die Verbaustelle befördert werden.



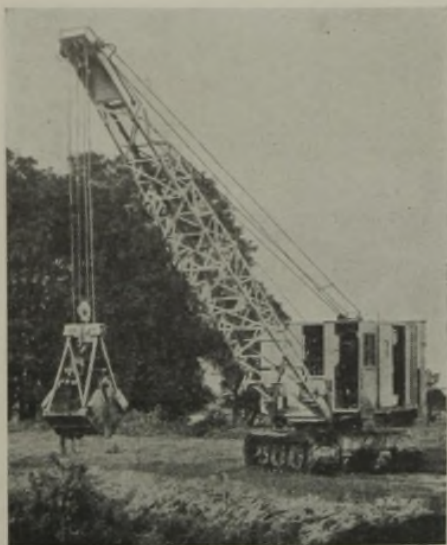


Abb. 2. Raupengreifer mit Dieselmotorantrieb der Firma Menck & Hambrock bei Baggerarbeiten im Moor.

Zwecks Leistungsfeststellung wurde auch in diesem Falle in der ersten Zeit im Stundenlohn gearbeitet. Bei achtstündiger Schicht ergaben sich folgende Kosten:

Lohnkosten (1 Baggerführer, 1 Maschinist, 1 Decksmann und 5 Mann Bedienung)	49,35 R.-M.
Betriebsstoffe	rd. 20,— "
Abschreibung und soziale Lasten	rd. 30,— "
<b>Gesamt</b>	<b>99,35 R.-M.</b>

Die tägliche Gesamtleistung des Baggers betrug 80 m<sup>3</sup>, mithin der Gewinnungspreis für 1 m<sup>3</sup> Bodenaushub

$$1,24 \text{ R.-M.}$$

Bei Einsatz der Akkordarbeit stieg unter denselben Verhältnissen die tägliche Leistung auf 100 m<sup>3</sup> bei einem Einheitspreis von 0,55 R.-M.; mithin die Kosten:

Lohnkosten: 100 m <sup>3</sup> je 0,55 R.-M.	55 R.-M.
Betriebsstoffe, wie oben	rd. 20 "
Abschreibung und soziale Lasten, wie oben	rd. 30 "
<b>Gesamt</b>	<b>105 R.-M.</b>

Der Gewinnungspreis für 1 m<sup>3</sup> Boden betrug rd.

$$1,05 \text{ R.-M.}$$

Unter denselben Verhältnissen arbeitete gleichzeitig — wie schon oben gesagt — ein Menckscher Raupengreifbagger mit Dampftrieb und einem Greiferinhalt von 0,575 m<sup>3</sup>. Er leistete in der Minute zwei Spiele je 0,3 m<sup>3</sup> Greiferinhalt, d. h. in acht Stunden 288 m<sup>3</sup> Bodenaushub. Der Boden wurde von ihm sofort an der Verwendungsstelle abgesetzt und dort, soweit nötig, planiert. An Kosten entstanden hierbei:

Lohnkosten: 1 Maschinist, 1 Heizer und 2 Mann	35,80 R.-M.
Betriebsstoffe	rd. 15,00 "
Abschreibung rd. 1/100 f. 1 Tag	rd. 43,00 "
dazu 30 % sonstige Unkosten	rd. 28,— "
<b>Gesamt</b>	<b>121,80 R.-M.,</b>

d. h. es kostete 1 m<sup>3</sup> Bodenaushub in diesem Falle rd.

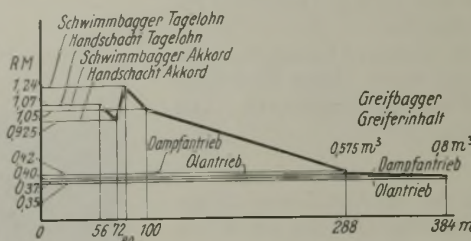
$$0,42 \text{ R.-M.}$$

Gleichzeitig war ich in der Lage, auch die Bodengewinnungskosten bei Anwendung eines Raupengreifers mit Dieselmotorantrieb der Firma Menck & Hambrock, Altona-Hamburg (Abb. 2) festzustellen. Hierbei möchte ich nicht unerwähnt lassen, daß auch ich vorher gewisse Bedenken gegen Anwendung eines Dieselmotors im Baggerbetrieb hatte. Diese wurden jedoch durch die Tatsachen zerstreut. Ohne Schwierigkeiten überwand der Bagger Bodenhindernisse und war zu jeder Stunde betriebsfertig. Auch bei angestrengtester Dauerarbeit blieb der Dieselmotor betriebsicher.

Die Kosten veränderten sich hierbei in folgender Weise:

Lohnkosten und Abschreibung wie oben	78,80 R.-M.
Betriebsstoffe (Gasöl und Schmieröl)	rd. 9,50 "
<b>Gesamt</b>	<b>88,30 R.-M.</b>
dazu wie oben rd. 30 %	rd. 26,50 "
<b>Gesamt</b>	<b>114,80 R.-M.</b>

Kurve des Verhältnisses der Gewinnungskosten je m<sup>3</sup> zu der Leistung in 8 Std.



Kurve des Verhältnisses einer Tagesleistung in 8 Std. zu der Anzahl der beschäftigten Arbeiter

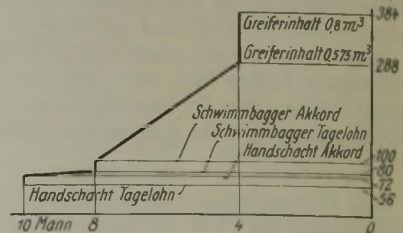


Abb. 5.

Es kostet 1 m<sup>3</sup> Bodengewinnung im Handschacht Schwimmbagger- normalen Raupengreifbaggerbetrieb mit Greiferinhalt

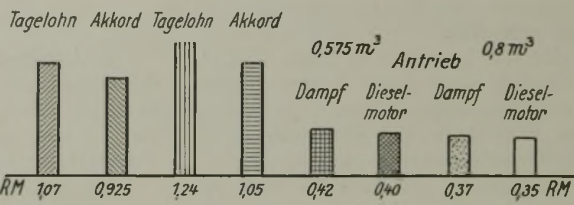


Abb. 3.

Vergleichsweise Zusammenstellung der Kosten je m<sup>3</sup> in RM

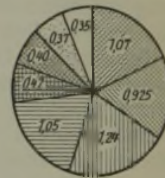


Abb. 4.

Bei derselben täglichen Leistung wie vorher vermindert sich der Preis bei Dieselmotorantrieb um rd. 0,02 R.-M. gegenüber dem Dampftrieb. Mithin kostet 1 m<sup>3</sup> Bodenaushub

$$0,40 \text{ R.-M.}$$

Die nachfolgende Untersuchung ist problematischer Art. Sie soll zeigen, daß bei Verwendung desselben Gerätes mit größerem Greiferinhalt noch günstigere Ergebnisse erzielt werden können. Sie ist ausgeführt für einen Greiferinhalt von 0,8 m<sup>3</sup>. Bei zwei Spielen in 1 min beträgt die Stundenleistung 120 Spiele. Von diesen werden auf Grund vorliegender Erfahrungen 2/3 in Ansatz gebracht, also 80 Spiele in der Stunde je 0,6 m<sup>3</sup>. Die Gesamtleistung in acht Stunden beträgt 384 m<sup>3</sup>.

Die Anzahl der notwendigen Arbeiter und somit auch die Lohnkosten sind dieselben wie oben, mithin:

Lohnkosten	35,80 R.-M.
Betriebsstoff bei Dampftrieb	rd. 20,— "
Abschreibung rd. 1/100 f. 1 Tag	rd. 53,— "
<b>Gesamt</b>	<b>108,80 R.-M.</b>
dazu 30 % sonstige Unkosten	rd. 32,50 "
<b>Gesamt</b>	<b>141,30 R.-M.</b>

oder rd. 141,— R.-M. Der Gewinnungspreis für 1 m<sup>3</sup> Bodenaushub beträgt somit rd.

$$0,37 \text{ R.-M.}$$

Bei Verwendung eines Dieselmotors ändern sich die Kosten folgendermaßen:

Lohnkosten und Abschreibung wie oben	88,80 R.-M.
Betriebsstoffe	rd. 15,— "
<b>Gesamt</b>	<b>103,80 R.-M.</b>
dazu wie oben 30 %	rd. 31,— "
<b>Gesamt</b>	<b>134,80 R.-M.</b>

oder rd. 135,— R.-M. Auch hier ermäßigt sich der Gewinnungspreis bei Anwendung eines Dieselmotors um 0,02 R.-M. und beträgt für 1 m<sup>3</sup> Bodenaushub rd.

$$0,35 \text{ R.-M.}$$

Die so ermittelten Preise für 1 m<sup>3</sup> Bodenaushub sind in Abb. 3 nebeneinander aufgetragen. In Abb. 4 unten sind sie zwecks besserer Übersicht als Sektoren eines Kreises zusammengestellt. Weiterhin sind die Untersuchungsergebnisse in Abb. 5 in Kurvenform ausgewertet.

Die Kurve links zeigt, wie im allgemeinen bei Anwendung richtiger Arbeitsverfahren und moderner Arbeitsgeräte die Gewinnungskosten bei erhöhter Leistung fallen. Auf der Abszisse ist die Tagesleistung in m<sup>3</sup> aufgetragen, während die Ordinate den Preis für 1 m<sup>3</sup> angibt. Besonders markant ist, wie bei Beginn der Kurve der Gewinnungspreis bei Übergang vom Stundenlohn zum Akkordlohn stark fällt.

Die Kurve rechts stellt das Verhältnis der Tagesleistung in m<sup>3</sup> (Ordinate) zu der Anzahl der beschäftigten Arbeiter (Abszisse) dar. Hier das Bemerkenswerte, wie bei richtigem Einsatz von Hochleistungsgerät die Anzahl der notwendigen Arbeiter zurückgeht, mithin Arbeitskräfte für andere Zwecke frei werden.

In Abb. 6 sind für die ermittelten Preise bei verschiedenen Gewinnungsarten die Kosten für Lohn, Betriebsstoff und Allgemeines getrennt und prozentual als Kreissegmente aufgetragen. Der ganze Kreis zeigt dann



die Gesamtkosten für 1 m<sup>3</sup>. Die Kreise selbst stehen in richtigem Verhältnis zueinander.

In der graphischen Darstellung in der Mitte sind diese — wie oben gesagt — getrennten Unkosten als Kurven übereinander aufgetragen, und zwar die Tagesleistung in m<sup>3</sup> als Abszisse, die Kosten für 1 m<sup>3</sup> als Ordinate. Die oberste Kurve, die Lohnkurve, steigt bei Handschacht naturgemäß unter den geschilderten Verhältnissen vom Tagelohn zum Akkordlohn und fällt dann stark bei Anwendung moderner Geräte. Die mittlere Kurve zeigt die allgemeinen Unkosten. Hier bemerkenswert das Fallen dieser Kurve vom Stundenlohn zum Akkordlohn beim Handschacht, dann wieder ein Ansteigen im Stundenlohn und ein erneutes Fallen im Akkordlohn bei Anwendung desselben Gerätes unter gleichen Arbeitsbedingungen, und zum Schluß ein weiteres stetiges Fallen bei Anwendung moderner Geräte, ein plötzliches Fallen beim Übergang vom Dampf- zum Dieselmotorantrieb. Und endlich die dritte Kurve, die der Betriebsstoffe, die naturgemäß erst bei Anwendung der Maschinen einsetzt und im allgemeinen bei Anwendung moderner Geräte weiterhin fällt. Bemerkenswert hier das plötzliche Fallen beim Übergang vom Dampf- auf Dieselmotorantrieb und späterhin wieder das Steigen zum Dampfantrieb und erneutes plötzliches Fallen beim Dieselmotorantrieb.

Die Untersuchung zeigt, daß die Anwendung veralteter Geräte heute unverantwortlich ist, da die Gewinnungskosten für 1 m<sup>3</sup> Boden sich außerordentlich hoch stellen. Selbstverständlich ist dieses Ergebnis nicht ohne weiteres zu verallgemeinern, da sich die einzelnen Kosten bei verschiedenen Bodenarten anders gestalten müssen. Jedoch halte ich es grundsätzlich für zweckmäßig, sich bei Bodenarbeiten über die Ge-

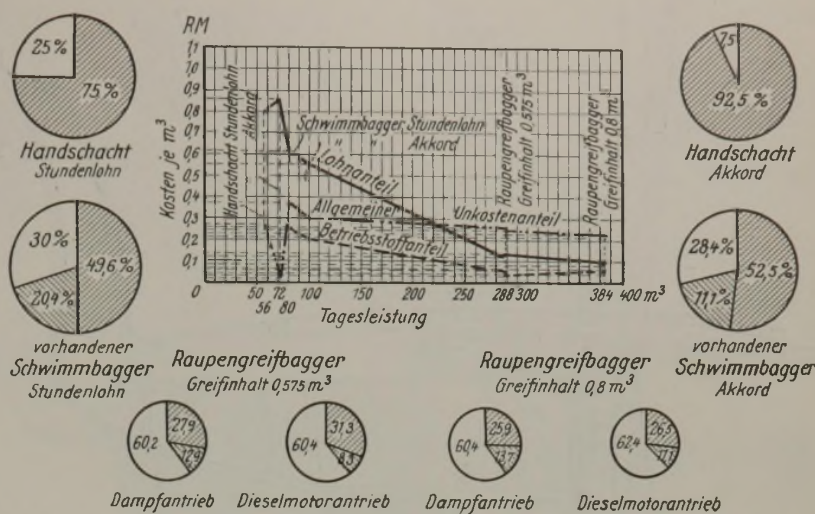


Abb. 6.

winnungsart an Hand derartiger Untersuchungen klar zu werden und auch weiterhin während der Ausführung der Arbeiten die Gewinnungspreise für 1 m<sup>3</sup> Boden in ähnlicher Weise, wie hier gezeigt, zu verfolgen. Nur bei dauernder Überwachung in diesem Sinne und sorgfältig durchdachter Kalkulation wird man sich vor Verlusten schützen können.

Friedrich Gutberlet, Regierungsbaumeister.

### Hochwasserschutzbecken in den niederschlesischen hochwassergefährlichen linken Nebenflüssen der Oder.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Landesbaurat Janetzki, Breslau.

Die auf Grund des Gesetzes zur Verhütung von Hochwassergefahren vom 3. Juli 1900 in den Gebieten der hochwassergefährlichen linken Nebenflüsse der Oder ausgeführten 15 Staubecken mit rd. 110 Mill. m<sup>3</sup> Fassungsraum haben sich in den ersten Jahrzehnten nach ihrer Fertigstellung gut bewährt. Es hat sich aber herausgestellt, daß in einzelnen Flußgebieten der bisher durch Staubecken geschaffene Hochwasserschutz

3,5 m größter Höhe das Abfließen des aufgestauten Wassers durch eine seitliche Einsattelung verhindert (Abb. 1). Zur Abführung des gewöhnlichen Wassers und des unschädlichen Hochwassers sind in der Sperrmauer, deren Querschnitt aus Abb. 2 ersichtlich ist, zwei Öffnungen von je 4,4 m<sup>2</sup> Durchflußquerschnitt vorgesehen, durch die im Höchstfalle bei gefülltem Becken 80 m<sup>3</sup>/sek abfließen. Von der größten Hochwassermenge werden also 150 m<sup>3</sup>/sek zurückgehalten, so daß die flußabwärts anschließende Strecke der Wütenden Neiße bis zur Einmündung in die Katzbach in weitgehendstem Maße entlastet wird. Auch in der Katzbach bis einschließlich der Stadtlage von Liegnitz wird der Hochwasserstand so

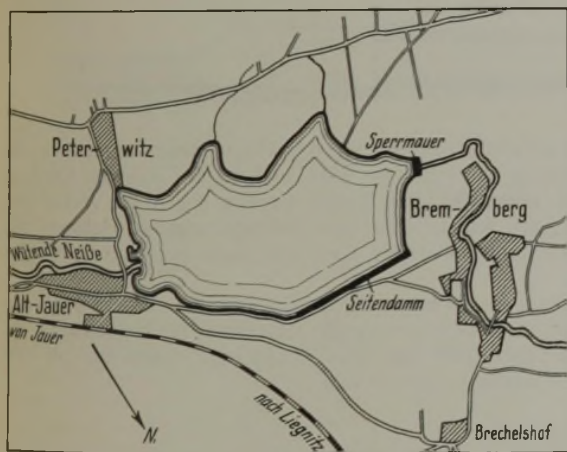


Abb. 1.

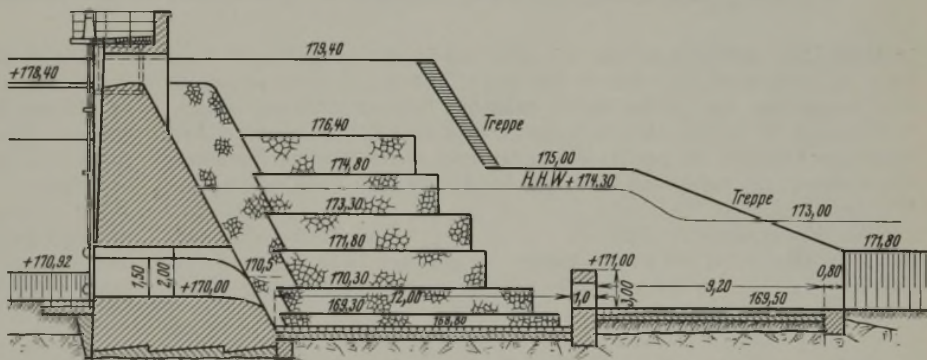


Abb. 2.

noch nicht genügt. Besonders zeigte sich dies im Gebiete der Katzbach, in dem bisher nur zwei Staubecken kleineren Umfanges zur Ausführung gekommen sind, bei dem Katastrophenhochwasser im Frühjahr 1917, das große Verheerungen verursachte und infolge eines Dammbrechens auch einen Teil der Stadt Liegnitz überflutete. Daher wurden von der Flußbauverwaltung der Provinz Niederschlesien, die nach dem vorerwähnten Gesetze den Ausbau und die Unterhaltung der wichtigsten Flußläufe des Katzbachgebietes übernommen hat, Entwürfe für weitere Staubecken aufgestellt, mit deren Bau nach Überwindung der Schwierigkeiten bei der Geldbeschaffung im vergangenen Jahre begonnen werden konnte.

Das wichtigste dieser neuen Becken ist dasjenige, das im Tale der Wütenden Neiße oberhalb Bremberg im Kreise Jauer hergestellt wird und bei einem Niederschlagsgebiet von 375 km<sup>2</sup> rd. 5 Mill. m<sup>3</sup> Stauraum erhält. Die Wütende Neiße ist, wie der Name schon andeutet, der bedeutendste hochwassergefährliche Nebenfluß der Katzbach, der an der Sperrenstelle eine Wasserführung bis zu 230 m<sup>3</sup>/sek hat. Die Absperrung des Tales geschieht in einer rd. 75 m breiten Engstelle mit steilen Basalthängen durch eine Mauer, während ein etwa 550 m langer Damm von

erheblich abgesenkt, daß der Umfang der Überflutung des seitlich der Katzbach liegenden Schwarzwasserbruches und die Gefahr für den Bestand der Deiche, die bisher häufig gebrochen sind, wesentlich geringer werden.

Als Entlastungsanlage bei außergewöhnlich großem Hochwasser ist auf der linken Hälfte der Mauer und seitlich von ihr am linken Hang ein Hochwasserüberlauf angeordnet, dessen Abmessungen so gewählt sind, daß auch im ungünstigsten Falle ein nachteilig hoher Aufstau oder ein Überströmen der rechten Mauerhälfte sowie des seitlichen Dammes ausgeschlossen ist (Abb. 3).

Die Herstellung der Sperrmauer geschieht wegen des an der Baustelle anstehenden tadellosen Basalts in Bruchsteinmauerwerk aus diesem Material und wird voraussichtlich etwa Mitte 1929 beendet sein.

Das zweite ebenfalls im Bau befindliche Staubecken oberhalb Kaufung im Kreise Schönau hat einen wesentlich kleineren Fassungsraum als das bei Bremberg. Es liegt im Quellgebiet der Katzbach (Abb. 4) und hat nur ein Zuflußgebiet von rd. 19 km<sup>2</sup>, in dem aber bei Hochwasser wie im Jahre 1926 bis zu 84 m<sup>3</sup>/sek zum Abfluß gelangen. Derartige Wassermassen richten in dem kurz unterhalb belegenen Industrieorte



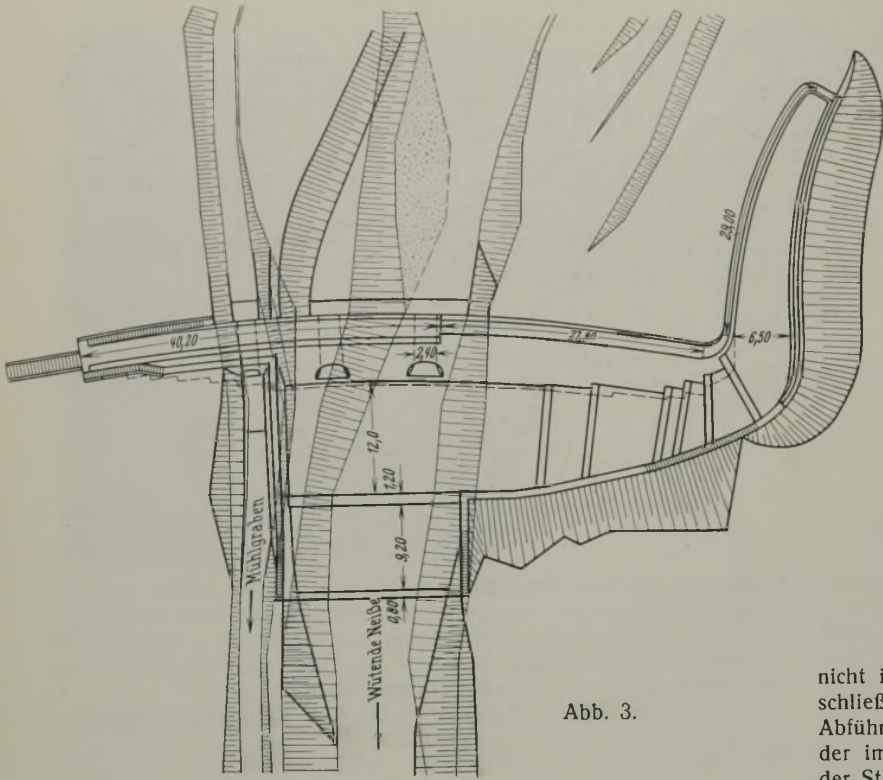


Abb. 3.

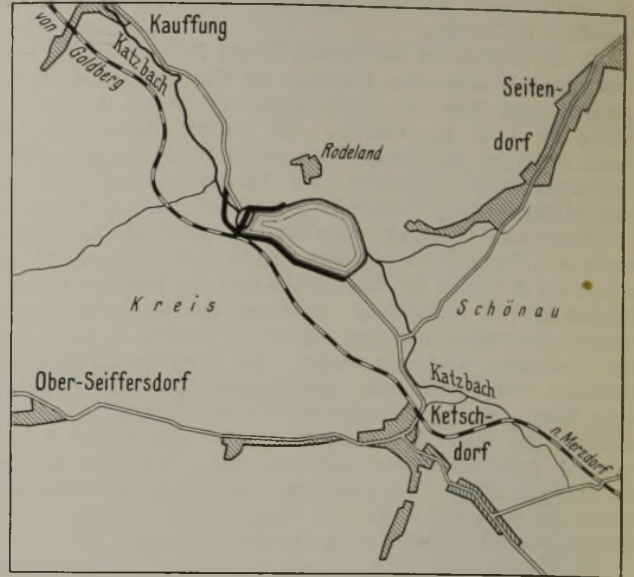


Abb. 4.

Kauffung, dessen Gebäude und Straßen zum Teil im Überflutungsgebiete der Katzbach liegen, wegen des starken Gefälles großen Schaden an; so haben z. B. die Kosten für die Beseitigung der Schäden an Ufern, Brücken und Straßen nach dem Hochwasser des Jahres 1926 allein im Orte Kauffung rd. 250 000 R.-M. betragen. Das neue Staubecken soll daher

nicht in Frage kommt. Die Entlastungsanlagen bestehen in einem verschließbaren Grundablaß mit auf 6 m<sup>3</sup>/sek einzustellendem größten Abführungsvermögen und einem turmartigen Hochwasserüberfall (Abb. 5), der imstande ist, die größte Hochwassermenge aufzunehmen, ohne daß der Stauspiegel eine nachteilige und für den Damm gefährliche Höhe erreicht. Die Durchführung des Wassers durch den Erddamm geschieht durch einen gewölbten Durchlaß.

Mit der Bauausführung ist im vergangenen Herbst begonnen worden, und zwar ist zunächst als vorbereitende Arbeit die Verlegung einer Chaussee auf rd. 1 km Länge zur Ausführung gelangt.

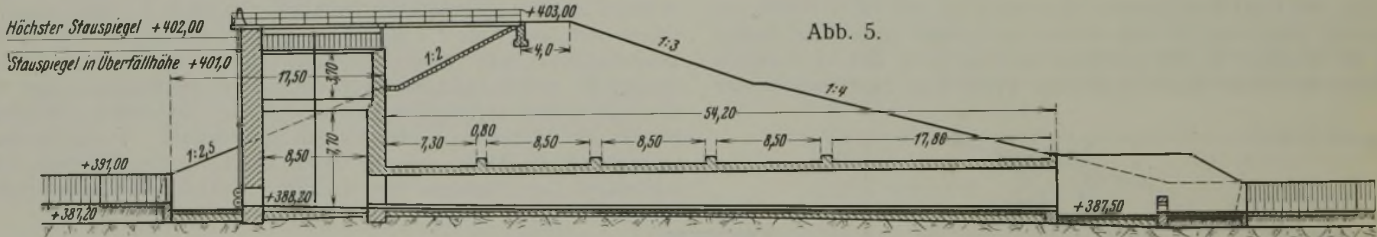


Abb. 5.

in erster Linie den Ort Kauffung schützen und ist mit rd. 1 Mill. m<sup>3</sup> Stauraum so groß bemessen, daß es bei einem Abfluß von 6 m<sup>3</sup>/sek durch den Grundablaß die größte bisher bekannte Hochwassermenge zurückhalten kann. In zweiter Linie bewirkt es auch eine Entlastung des Oberlaufes der Katzbach bis zur Stadt Schönau und verstärkt weiter unterhalb die Wirkung des bereits vorhandenen Staubeckens im Steinbachtale bei Schönau.

Als Absperrbauwerk wird ein 163 m langer und 14 m hoher Erddamm errichtet, weil der an den Hängen in geringer Tiefe liegende Fels nach der Talmitte zu stark abfällt, so daß die Errichtung einer Mauer

Die Kosten einschließlich der für den Grunderwerb werden für das Becken bei Bremberg rd. 1 200 000 R.-M. und für das oberhalb Kauffung rd. 900 000 R.-M. betragen. Bei beiden Becken liegen die Verhältnisse insofern günstig, als Wohnstätten und sonstige wichtige Gebäude mit Ausnahme einer Mühle oberhalb Kauffung nicht beseitigt zu werden brauchen.

Eine Ausnutzung des Wassers zur Gewinnung von elektrischem Strom ist nicht geplant, weil sich genügender Stauraum für Nutzwasser nicht ohne weiteres schaffen läßt und die Zuflußmenge sowie das zur Verfügung stehende Gefälle zu gering sind.

Alle Rechte vorbehalten.

### Die Entwicklung der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken.

Von Dipl.-Ing. A. Bühler, Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion der S. B. B., Bern.

(Schluß aus Heft 27.)

Diese sehr beliebten Drahtmessungseinrichtungen versagen aber zum Teil, sobald die Drähte in schnellfließendes Wasser kommen; der Strömungsdruck auf den Draht ist so groß, daß die Diagramme gefälscht werden. Wie soll man sich nunmehr helfen? In der Praxis nimmt man in solchen Fällen ein Fernrohr zur Hilfe, mit dem ein an der Brücke angebrachter Maßstab beobachtet wird. Die dynamischen Vorgänge lassen sich aber nicht genauer angeben, da selbst ein geübtes Auge schnellen Schwingungen, deren Dauer unter  $\frac{1}{20}$  Sekunden liegt, nicht folgen kann. An Stelle des menschlichen Auges könnte indessen eine photographische Kamera treten. Dies bedänge eine sehr stabile Aufstellung der Kamera samt Fernrohr, was sich in der Praxis wohl vielfach erreichen ließe. Wir erinnern hierbei an die mit derartigen Hilfsmitteln am Oberbau ausgeführten Beobachtungen von Wasiutinski.

Neben zweckmäßig angeordneten Drahtmeßeinrichtungen sollten also für dynamische Messungen Fernrohre mit verschiedenen Vergrößerungen und photographischer Kamera vorhanden sein, deren Ausbildung und Anwendung aber vorher noch zu prüfen ist.

Zur eindeutigen Bestimmung der Schwingungszustände einer Brücke müßten so viele Apparate vorhanden sein, als Felderteilungen, Knotenpunkte usw. bestehen, außerdem müßten zur Kontrolle auch die Schwingungszustände der Einzelstäbe sowie der Fahrbahn festgestellt werden. Aus den Durchbiegungskurven ließen sich die Geschwindigkeiten der Durchbiegungen sowie die Beschleunigungen und damit die Massenkkräfte, also schließlich auch die dynamischen Spannungszustände einer Brücke bestimmen. Wir heben diese Aufgabe besonders hervor, weil nur durch solche Untersuchungen richtige Schlüsse aus den Durchbiegungs- und Schwingungsmessungen gezogen werden können. Hier besteht noch eine große Kluft zwischen Schwingungs- und Bemessungstheorie. Untersuchungen der erwähnten Art sind bis heute noch nie ausgeführt worden, da die dafür nötigen Apparate nicht bestehen und in der erforderlichen Anzahl wohl vorderhand von keiner Verwaltung aufgebracht werden können, um so mehr als bei den zu beobachtenden Punkten zum mindesten in den beiden Hauptschwingungsrichtungen (lotrecht, längs) zu messen wäre. Die Ergebnisse solcher Messungen



versprechen sehr interessant zu werden; haben doch die Brückeningenieurere der indischen Bahnen bei ihren Messungen Anhaltspunkte dafür gewonnen, daß Eisenbahnbrücken nicht nur als Ganzes schwingen, sondern auch mit Knotenbildungen, die sich mit der Belastung verschieben und neu bilden. Abb. 7 zeigt die Ergebnisse von Durchbiegungsmessungen, in der die Schwingungen ersten Grades von belasteten und unbelasteten Brücken dargestellt sind.

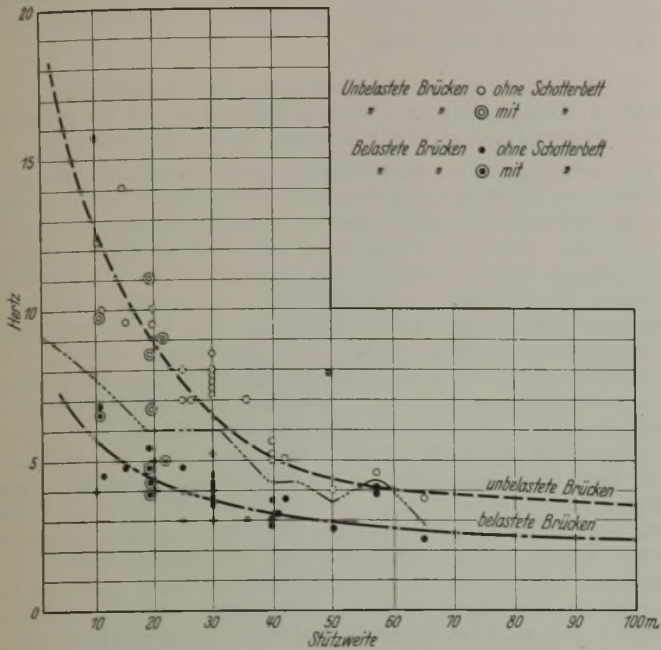


Abb. 7a. (Parallelträgerbrücken).

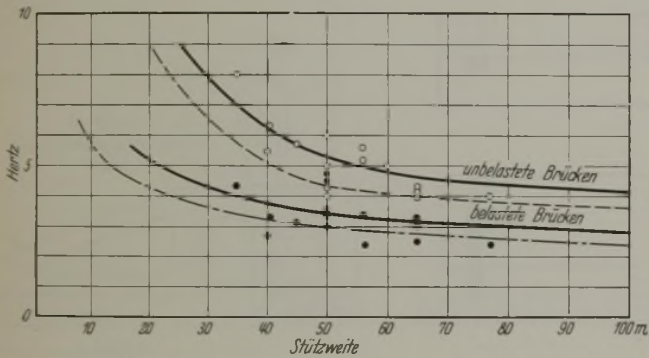


Abb. 7b. (Parallelträger mit Verstärkungsbogen; die gestrichelten Kurven entsprechen den Kurven in Abb. 7a.)

Abb. 7. Beobachtete Schwingungszeiten von eisernen Bahnbrücken.

Noch andere Verfahren sind in Betracht gezogen worden: nämlich die kinematographischen Aufnahmen der Brücken während der Zugüberfahrt und nachherige Ausmessung der Bilder mit dem Koordinatographen. Das Verfahren wird jedoch teuer und umständlich zugleich sein, wenn es überhaupt ausreichend genaue Ergebnisse liefern kann.

Sodann liegt es nahe, daran zu denken, die in der Erdbebenforschung verwendeten Apparate für Schwingungsmessungen an Brücken zu verwenden, um aus den Beobachtungen Beschleunigungen bestimmen zu können. Während der Erdbebenforscher mit großen Vergrößerungen (bis 2000fach) und kleinen Frequenzen arbeitet, begnügt sich der Brückenbauer mit kleineren Vergrößerungen, verlangt jedoch die Angabe kleiner und großer Frequenzen. Im Grunde genommen ist ja auch die lotrechte Einsenkung einer Brücke nichts als eine Schwingung (Grundschwingung), deren Zeitdauer der Überfahrt des Zuges entspricht. Darüber lagern sich Schwingungen höheren Grades, die mit der Geschwindigkeit und dem Gewichte des Zuges wechseln. Jeder Apparat, dessen Schreibvorrichtung nicht eine außerordentlich hohe Eigenfrequenz hat und dessen träge Masse nicht eine Eigenschwingungszeit von etwa 3 bis 5 Sekunden oder mehr hat, ist daher zu Brückenmessungen nicht geeignet, da sonst die Gefahr einer Resonanz besteht. Bei kleinen Brücken z.B. dauert die Einsenkung unter einer Lokomotive nur 1 bis 2 Sekunden. Mit den genannten Apparaten könnten also, neben Schwingungen höherer Ordnung, auch die „Einsenkungen“ als Grundschwingung aufgenommen werden, sofern die Dauer der Überfahrt des Zuges nicht mehr als die Hälfte der Eigenschwingungszeit der trägen Masse ausmachen würde. Bis jetzt ist es aber noch nicht gelungen, einen zweckentsprechenden Apparat zu

bauen, der einen annehmbaren Ersatz des seit langem gesuchten „festen Punktes“ bilden würde.

Für wagerechte Schwingungen ist einzig der Leunersche Apparat mit einer Eigenfrequenz von 0,2 Hertz zu Brückenmessungen recht geeignet; die vorhandene bauliche Anordnung ist aber noch nicht befriedigend. Bei Brücken in der Kurve, die infolge der Fliehkräfte, eine der lotrechten Einsenkung entsprechend langsam verlaufende seitliche Durchbiegung haben, ist die Messung auch mit dem Leunerschen Apparat oft nicht gut durchführbar. Hinzu kommt, daß alle derartigen Apparate auf die oft großen Neigungsänderungen ihres Standortes ebenfalls ansprechen. Es ist daher stets schwierig, in die Diagramme eine Grundlinie einzuzichnen, von der aus die Schwingungen zuverlässig bestimmt werden können. Bei näherer Betrachtung der Durchbiegungen und Schwingungen einer Brücke zeigt sich eine weitere Schwierigkeit. Nicht nur bereitet die

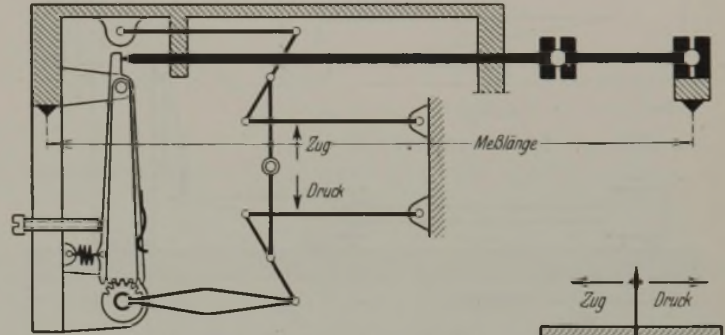


Abb. 8. Meßapparat Bauart Fränkel.

Gewinnung der zuvor besprochenen „festen Punkte“ Kopfzerbrechen, sondern es entsteht die Frage, wo an der Brücke die Durchbiegungen bzw. Schwingungen zu messen seien. Es kommt darauf an, ob wir auf der Innen- oder Außenseite der Träger messen; beide Meßstellen ergeben etwas verschiedene Werte, da die Brücke in sich Formänderungen erleidet, die auch die zu messenden Durchbiegungen und Schwingungen beeinflussen. Diese Verhältnisse sind bei den Untersuchungen mit statischen Belastungen, die heute sehr weit gefördert worden sind, genau erkannt worden. Der Meßort spielt daher eine nicht unwesentliche Rolle und kann auch das Meßverfahren beeinflussen. Zusammenfassend ist daher zu bemerken, daß Durchbiegungs- und Schwingungsmessungen zwar ein wertvolles Mittel bilden, um über die allgemeinen, durchschnittlichen Verhältnisse bei einer Brücke Aufschluß zu bekommen. Ihre Umsetzung in Stoßwerte, wie dies bis jetzt geschieht, ist aber nur als eine Annäherung zu betrachten. Genauere Untersuchungen werden noch dartun müssen, wieweit allenfalls das bisherige Verfahren beibehalten werden darf. Dies ist die eine Ursache, warum die aus Durchbiegungsmessungen hergeleiteten Stoßwerte im allgemeinen kleiner sind als diejenigen, die aus Spannungsmessungen gefunden werden.

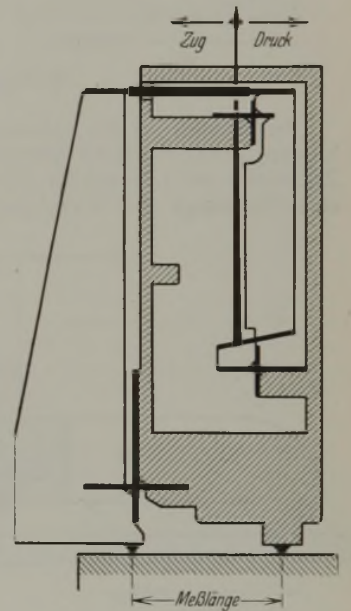


Abb. 9. Meßapparat Bauart Mesnager.

Bei den Spannungsmessern spielen die genannten Umstände eine geringere Rolle. Die Spannungsmessungen sind auch das viel natürlichere Mittel zur Feststellung der Stoßwerte; wir erhalten damit, was äußerst wichtig, ja entscheidend erscheint, dieselben Werte, die beim Bemessungsverfahren der Brücken vorkommen. Vielleicht ist es möglich, daß wir dabei den Anschluß an die Schwingungstheorie verpassen, von der wir uns ja gerne leiten ließen. Wo sollen nun die Spannungen gemessen werden, und welche Apparate können hierzu geeignet sein? Wir wissen von Messungen statisch erzeugter Spannungen, daß nur die vollständige Messung eines Stabes und die Bestimmung der Stabkraft zu richtigen Vergleichen mit der Berechnung führt. Dasselbe Prinzip muß auch bei dynamischen Messungen durchgeführt werden. In Abweichung vom bisherigen Vorgehen sollte daher künftig nicht mehr nur aus dem Verlauf einzelner Kantenspannungen auf die Stoßwerte geschlossen werden, was manchmal zu kleine, manchmal zu große Werte ergeben kann, sondern aus dem gemessenen Stabkraft- oder Momentenverlauf. Daraus ließen sich auch alle im Brückenbau schwebenden Fragen lösen, wie die der Stoßwerte in der Tragebene und quer dazu, indem die Fahrbahn, zumeist



durch die Querträger, ebenfalls Spannungserhöhungen in den Hauptträgern hervorruft. Auch dies ist eine Ursache, warum die Stoßwerte aus Spannungsmessungen eher höher ausfallen, als aus Durchbiegungsmessungen.

Was nun die Spannungszeichner anbelangt, so haben sich alle älteren Instrumente als unzulänglich erwiesen. Insbesondere gilt dies von den Apparaten Fränkel (Abb. 8), Mesnager (Abb. 9), Rabut-Mantel (Minimal- und Maximalzeiger) usw., die infolge der niedrigen Eigenfrequenz schon bei 8 Hertz ins Schleudern geraten, während einzelne Erfinder gehofft hatten, mit ihren Apparaten dynamische Messungen vornehmen zu können.

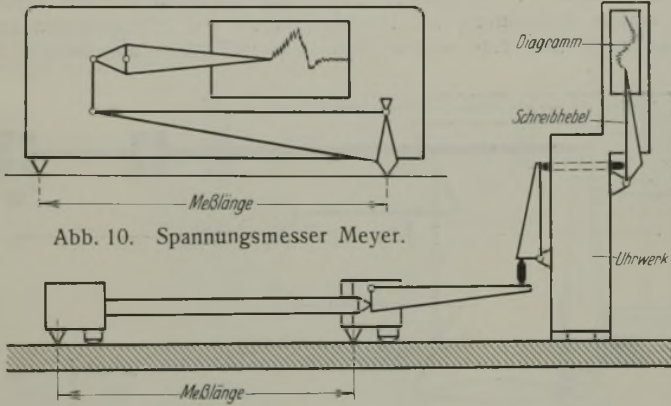


Abb. 10. Spannungsmesser Meyer.

Abb. 11. Spannungsmesser Dr. J. Geiger.

Im Hinblick auf den unbefriedigenden Stand in der Ausbildung und Leistung der vorhandenen Brückenmeßapparate erließ daher die Deutsche Reichsbahn am 1. November 1924 ein Preisausschreiben zur Erlangung eines Spannungs- und Schwingungszeichners für die Bestimmung der dy-

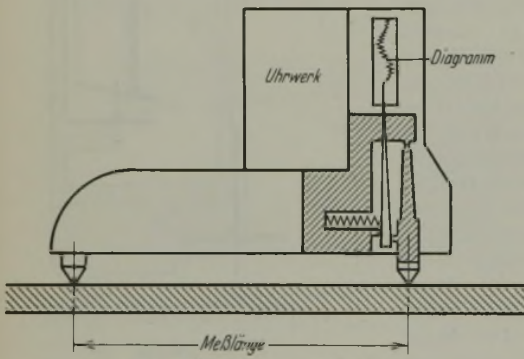


Abb. 12. Spannungsmesser der Cambridge-Instrument-Comp.

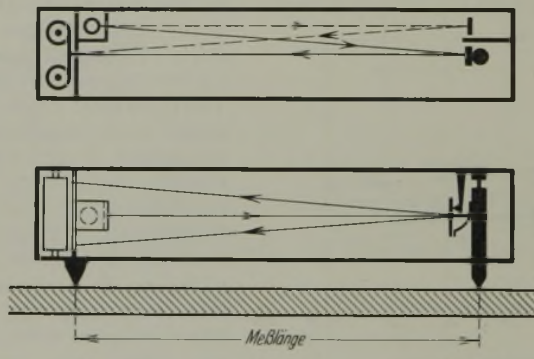


Abb. 13. Spannungsmesser Fereday-Palmer.

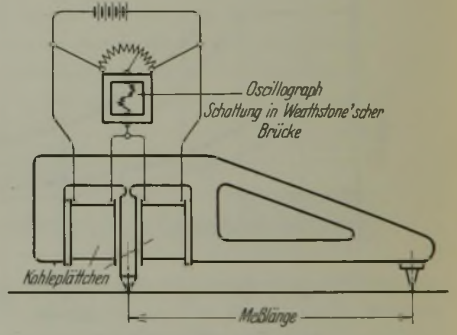


Abb. 14. Telemeter des Standard-Bureau in Washington.

namischen Beanspruchung eiserner Brücken.<sup>3)</sup> Die Entscheidung des Preisgerichts vom 20. Dezember 1926<sup>4)</sup> ging dahin, daß keiner der eingereichten Apparate den wichtigeren der aufgestellten Bedingungen genüge; insbesondere fiel das Ergebnis für die Schwingungszeichner recht ungünstig aus, während für die Spannungszeichner wenigstens Anhaltspunkte gewonnen wurden, wie diese Apparate verbessert werden könnten.

Über die Schwingungszeichner habe ich mich bereits zuvor ausführlicher geäußert; über die Spannungszeichner möge folgendes nachgeholt werden. Die Aufgabe besteht darin, die mit hohen Frequenzen vor sich gehenden, veränderlichen Dehnungen (bis zu  $\frac{1}{2} \cdot \frac{0}{100}$  der Meßlänge) eines Stabes abzunehmen und zu registrieren. Erwünscht ist eine nicht zu große Meßlänge und Messung in einer wirklichen Faser, um Umrechnungen zu vermeiden. Als neuere Apparate kommen in Frage die Modelle von Ing. Meyer (Abb. 10) und Dr. Geiger (Abb. 11), ferner der Cambridge Scientific Company (Abb. 12), die rein mechanisch die Dehnungen mit Hebelübersetzungen vergrößern und mit Tinte auf Papier oder mit einer Spitze auf Zelluloid aufzeichnen, ferner das Modell von Fereday-Palmer (Abb. 13), das mechanisch-optisch vergrößert und photographisch zeichnet, und endlich das Modell des Standard-Bureau in Washington (Abb. 14) bzw. von Dr. Siemann, bei dem durch Übertragung der Dehnungen auf Kohleplättchen ein Stromkreis beeinflußt wird. Die Änderung der Stromstärke gibt ein Maß für die Dehnungen ab, die mittels eines Oscillographen auf mechanisch-optisch-photographischem Wege

registrierbar sind. Auf ähnlichem Wege arbeitet Elsässer. Hierzu käme noch das Meßverfahren nach Dr. Bloß, das mittels Mikroskops und Photographie den Dehnungen zu Leibe rücken will.

Es unterliegt keinem Zweifel, daß die rein mechanisch vergrößern und zeichnenden Apparate sehr schnelle Schwingungen nicht wiederzugeben vermögen und daß ihnen die gemischt mechanisch-optisch oder mechanisch-elektrisch oder die optisch vergrößern, photographisch registrierenden Apparate überlegen sein werden. Immerhin hat sich gezeigt, daß die Ausbildung solcher, zum Teil recht verwickelter Apparate auch noch etwas im argen liegt.

**4. Programmatische Festlegung der Bedingungen betreffend Meßapparate, die wissenschaftlichen und die praktischen Bedürfnissen genügen müssen, sowie ihre Prüfung.**

Der ständigen Prüfung aller Apparate sollte besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, da ihre Angaben dazu dienen müssen, unter Umständen auch die letzten Geheimnisse den arbeitenden Brücken abzulauschen. Das wird aber wohl, im Hinblick auf die außerordentlich verwickelten Arbeitsvorgänge in den Brücken, nur wissenschaftlichen Untersuchungen vorbehalten sein können. Der Brückenbauer, die Ingenieure, die hunderte, ja tausende eiserner Brücken zu unterhalten und bei den ungünstigsten Witterungsverhältnissen und in Eile zu prüfen haben, müssen aber Wert darauf legen, einfachere Apparate in die Hände zu bekommen, die auch bei den hochgespannten Strömen elektrisch betriebener Bahnen nicht beeinflußt werden, was wohl am sichersten bei mechanisch vergrößern und zeichnenden Apparaten möglich sein wird. Die hochempfindlichen und für hohe Frequenzen gebauten Apparate werden für besondere wissenschaftliche Einzeluntersuchungen und dazu da sein, zu zeigen, wieweit für die gewöhnlichen praktischen Fälle die Anforderungen an die Apparate ermäßigt werden können, ohne daß eine ausreichende Einsicht in die dynamische Arbeitsweise einer Brücke verloren geht. Auch für diese vereinfachten Messungen wird es noch immer eines besonders ausgebildeten und geübten Personals bedürfen, um einwandfreie, gute Ergebnisse zu erhalten.

Bei den mechanisch vergrößern und zeichnenden Apparaten dürfte es wahrscheinlich genügen, wenn sie in der Lage sind, Schwingungen von 50 bis 60 Hertz bei  $\pm 300 \text{ kg/cm}^2$ , zunehmend auf 100 bis 150 Hertz bei  $\pm 30 \text{ kg/cm}^2$ , genügend genau wiederzugeben, bei einer Vergrößerung von etwa 100. Bei 21 cm Meßlänge ergäbe dies Zeigerwege von  $\pm 3 \text{ mm}$  abnehmend auf  $\pm 0,3 \text{ mm}$ . Es kann als wahrscheinlich angesehen werden, daß damit bei den neuzeitlichen, steifen Brücken wohl die meisten Spannungsänderungen eingeschlossen sind. Dies heißt natürlich nicht, daß nicht noch weit höhere Spannungsschwingungen auftreten können, die aber der Apparat, als klein und zu vernachlässigen, nicht anzugeben brauchte. Es könnte eingewendet werden, daß die höheren Schwingungen auf die Schreibvorrichtung der Apparate Resonanzwirkungen ausüben könnten. Dies wäre durch Vergleichsmessungen noch festzustellen; es darf aber vermutet werden, daß diese in bezug auf die Angaben des Apparates gefährlichen höheren, feineren Schwingungen sich so rasch ändern, daß eine Resonanz sich nicht auswirken kann.

Damit komme ich noch auf die Prüfung der Apparate zurück. Die Apparate des Wettbewerbes der Deutschen Reichsbahn sind auf einem Schütteltisch geprüft worden, dessen Hauptresonanz bei 100 Hertz lag. Seine anfänglichen Ausschläge konnten nicht unter  $\pm 0,035 \text{ mm}$  gebracht werden. Mit zunehmenden Hertz wurde die Bewegung immer größer anstatt kleiner, wie dies für eine naturgemäße Prüfung der Apparate erwünscht gewesen wäre. Neben der Verbesserung der Spannungszeichner ist daher zurzeit das wichtigste Problem, einen Schütteltisch zu bauen, mit dem beliebige mechanische Schwingungen, z. B. von  $\pm 0,5$  bis  $0,03 \text{ mm}$  bei 50 bis 100 Hertz, abnehmend auf  $\pm 0,01$  bis  $0,001$  bei 100 bis 200 Hertz, den Meßapparaten mit Sicherheit und genau aufgezungen werden

<sup>3)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 51 u. 52.

<sup>4)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 2.



können. Nur so wird es möglich sein, die nach den verschiedenen Verfahren arbeitenden Apparate zuverlässig zu prüfen. Hierbei ist es für deren Beurteilung von größter Wichtigkeit, daß nicht nur die bewegliche Spitze, sondern die Apparate selbst die Schwingungen mitmachen. Die bewegliche Spitze sollte sich also am festen Bock des Schütteltisches befinden, da beim praktischen Gebrauch die Apparate den heftigsten Erschütterungen ausgesetzt sind. Es ist dies ein Umstand, auf den wir besonders aufmerksam machen möchten und der dazu beiträgt, den Bau von Spannungs- und Schwingungsmessern schwierig zu gestalten.

Im übrigen müssen stets noch vergleichende Messungen mit den verschiedenen Apparaten an den Brücken selbst vorgenommen werden, um deren Zuverlässigkeit zu prüfen, da es unmöglich ist, im Laboratorium diejenigen verwickelten Schwingungsvorgänge und ungünstigen Verhältnisse herbeizuführen, die in der Praxis vorkommen. Es wird auch nötig werden, vor und nach jeder Messung die Spannungs- und Schwingungszeichner auf einem Schütteltisch zu eichen.

**5. Die dynamischen Erscheinungen an den Brücken und ihre künftige Untersuchung.**

Nehmen wir nun an, wir seien glückliche Besitzer einwandfreier Spannungs- und Schwingungszeichner, so beginnen weitere, früher ungeahnte Schwierigkeiten. Sehen wir uns die bisherigen Ergebnisse von Stoßwertbestimmungen an, so erkennen wir darin weder Ordnung noch logische Zusammenhänge. Die Einzelbeobachtungen bilden einen Punkthaufen, der nur das eine Gute hat, einigermaßen mit einer Kurve eingehüllt werden zu können (Abb. 15). Irgendwelche gesetzmäßige Zusammenhänge zwischen der Bauart der Brücken, der Gleise und der Betriebsmittel usw. lassen sich nicht herauslesen.

Die Brückeningenieure, die sich mit den dynamischen Erscheinungen an Brücken abgegeben haben, sind daher heute der Auffassung, daß nur systematische, auf die einzelnen Stoßursachen eingestellte Messungen gesetzmäßige Zusammenhänge aufdecken werden und daß eine Weiterführung der Versuche auf den bisherigen Grundlagen keine große Bedeutung mehr hätte. Hierzu gehört in erster Linie die Untersuchung der Wirkung einer Einzellast, sodann verschiedener Lokomotiven und besonders zusammengesetzter Wagenzüge, die geeignet sind, in Verbindung mit

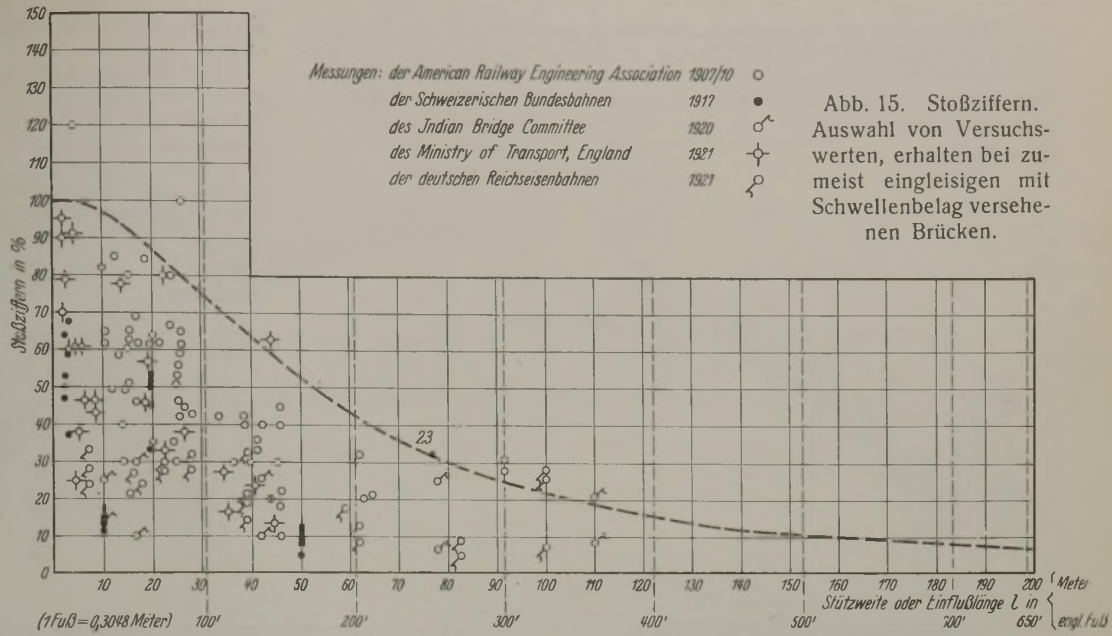


Abb. 15. Stoßziffern. Auswahl von Versuchswerten, erhalten bei zu meist eingleisigen mit Schwellenbelag versehenen Brücken.

verschiedenen Gleisanordnungen Resonanzwirkungen herbeizuführen oder deren Zusammenhang mit der Bauart der Brücke klarzulegen. Ein geeignetes Mittel, eine Brücke in Schwingungen zu bringen, sind schwingende Gewichte, die auf einem Wagen aufgestellt würden und die eine lotrechte oder wagerechte, sinusförmig verlaufende Kraft ergeben. Damit ließen sich die Dämpfungsvorgänge bei den Brücken genauer untersuchen. Leider ist aber die Herbeiführung einfacher Belastungsfälle eine teure Sache, und dies ist auch der Grund, warum die Brückeningenieure bis jetzt gezögert haben, eine Feststellung der Stoßwerte auf diesem Wege zu unternehmen. Wenn aber Klarheit geschaffen werden soll, muß dieser Weg beschritten werden. Es wären aber auch noch grundlegende Versuche, im Sinne der englischen vom Jahre 1848, indessen besser und größer angelegt, durchaus am Platze. — Mit einer vertieften Kenntnis der Spannungen und der Schwingungen in unseren Brücken bekämen wir nämlich ein Mittel in die Hand, die Bauten so auszubilden, daß sie möglichst geringen dynamischen Wirkungen unterworfen sind und damit mit einem Mindestgewicht von Werkstoff erstellt werden könnten.

Wir hoffen damit ein allgemeines Bild von der Entwicklung und dem gegenwärtigen Stande der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken gegeben und gezeigt zu haben, was bis jetzt erreicht ist und was in noch langwieriger Arbeit erreicht werden muß, wobei die Physiker und Mechaniker unsere willkommenen Mitarbeiter sein werden.

**Vermischtes.**

**Jubiläum der Firma Aug. Klönne.** Am 1. Juli feierte die weltbekannte Firma Aug. Klönne in Dortmund, die besonders als eine der bedeutendsten deutschen Brückenbauanstalten zahlreiche größere Stahlbrücken ausgeführt hat, den Tag ihres fünfzigjährigen Bestehens. Eines ihrer neuesten Werke ist die im Verein mit J. Gollnow u. Sohn, Stettin, erbaute große Donaubrücke bei Novi-Sad.<sup>1)</sup>

**Vereinigung der höheren technischen Beamten im Vorbereitungsdienst i. E.** Auf einer gemeinsamen Besprechung von Regierungsbauführern der Preußischen Hochbau- und Wasserbauverwaltung und der Deutschen Reichsbahngesellschaft am 19. April d. J. wurde die Notwendigkeit zur Gründung einer Vereinigung zur Förderung der beruflichen und standesmäßigen Interessen der höheren technischen Beamten im Vorbereitungsdienst festgestellt und ein Arbeitsausschuß mit den vorbereitenden Arbeiten beauftragt.

Die Vereinigung, die dem Reichsbunde der höheren technischen Beamten angeschlossen werden soll, wird die Regierungsbauführer bzw. die Baureferendare sämtlicher Länder und der Reichsverwaltung sowie der Reichspost umfassen.

Der Arbeitsausschuß bittet sämtliche Regierungsbauführer, Bau- und Postreferendare, um Mitteilung ihrer Anschrift zwecks Vorbereitung und Einberufung einer Gründungsversammlung im Sommer d. J.

Arbeitsausschuß zur Vorbereitung der Gründung der Vereinigung der höheren technischen Beamten im Vorbereitungsdienst.  
 Berlin W8, Wilhelmstr. 92/93 (Architektenhaus).

**Wettbewerb für eine Straßen-Hochbrücke über die Ammer bei Echelsbach (Bayern).** Wie wir erfahren, hatten unter den 50 bei diesem Wettbewerb eingegangenen Entwürfen 37 die Massivbauweise und nur 13 die Stahlbauweise benutzt, was sich daraus erklärt, daß der Wettbewerb nur für in Bayern ansässige Unternehmer, die bereits Brückenbauten ausgeführt

hatten, offenstand. Den ersten Preis von 5000 R.-M. erhielten Ways & Freytag A.-G., München, und Architekt Prof. Jäger, München; Gesamtkosten 633 074 R.-M. Der zweite Preis von 3500 R.-M. entfiel auf Hoch-tief-A.-G. vorm. Gebr. Helfmann mit Ingenieurbüro Streck & Zenns und Architekt Wilhelm Kahrs, München; Gesamtkosten 534 985 R.-M. Außerdem wurden ein dritter Preis von 2500 R.-M. und zwei vierte Preise von je 2000 R.-M. verteilt.

Zur Ausführung ist bestimmt der mit dem zweiten Preise gekrönte Entwurf, jedoch mit der Abänderung<sup>1)</sup>, daß unter wesentlicher Erhöhung der Kosten ein Zweigelenkbogen mit verstärkten kastenförmigen Bogenrippen und mit steifer Bewehrung der Fahrbahnstützen, der Querträger und der beiden äußeren Längsträger der Fahrbahn gewählt wird. In Fahrbahnmitte ist ein weiterer Längsträger vorgesehen.

Damit wird die Ammerbrücke die größte Eisenbetonbogenbrücke Deutschlands. Sie erhält etwa 130 m Spannweite bei einer lichten Breite von 8 m, wovon 6 m auf die Fahrbahn und je 1 m auf die beiden Fußwege entfallen. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 173 m.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Juli erschienene Heft 13 (2,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. V. Mihailich: Der Getreidespeicher im Freihafen von Budapest. — Obergeringieur E. Søgaard-Larsen: Die Silo-Anlage der Aarhus Ölfabrik A/S. — Obering. J. Schunack: Die Lagerhallen für Kalisalze im Hafen von Antwerpen. — Bemerkenswerte Kokereibauten. — Dr.-Ing. W. A. Stark: Kokskohlenbunker für ein großes industrielles Werk im Rheinland. — Aufbereitungsanlage der Harpener Bergbau A.-G. auf Zeche Hugo II, Buer. — Transportanlagen für Silos und Lagerhäuser. — Dr.-Ing. H. Craemer: Scheiben und Faltwerke als neue Konstruktionselemente im Eisenbetonbau.

<sup>1)</sup> An dem abgeänderten Entwurf hat auch das Eisenwerk Kaiserslautern mitgearbeitet.

<sup>1)</sup> Vgl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 41 u. f. Aufsatz von Prof. Dr. Karner.



**Der Neubau der Wearmouth-Brücke in Sunderland.** Die Zunahme des Verkehrs, sowohl hinsichtlich der Verkehrsgröße als auch der Verkehrslasten, machte den Ersatz der in Sunderland über den Wear führenden alten schweißeisernen Brücke durch ein leistungsfähigeres Bauwerk

erforderlich. Bei der Durchführung der Bauarbeiten durfte der Verkehrsstrom nur auf wenige verkehrsarme Stunden unterbrochen werden. Über die wegen dieser Bedingung mancher Besondere bietenden Arbeiten wird im „Engineering“ 1929, Nr. 3291 berichtet.

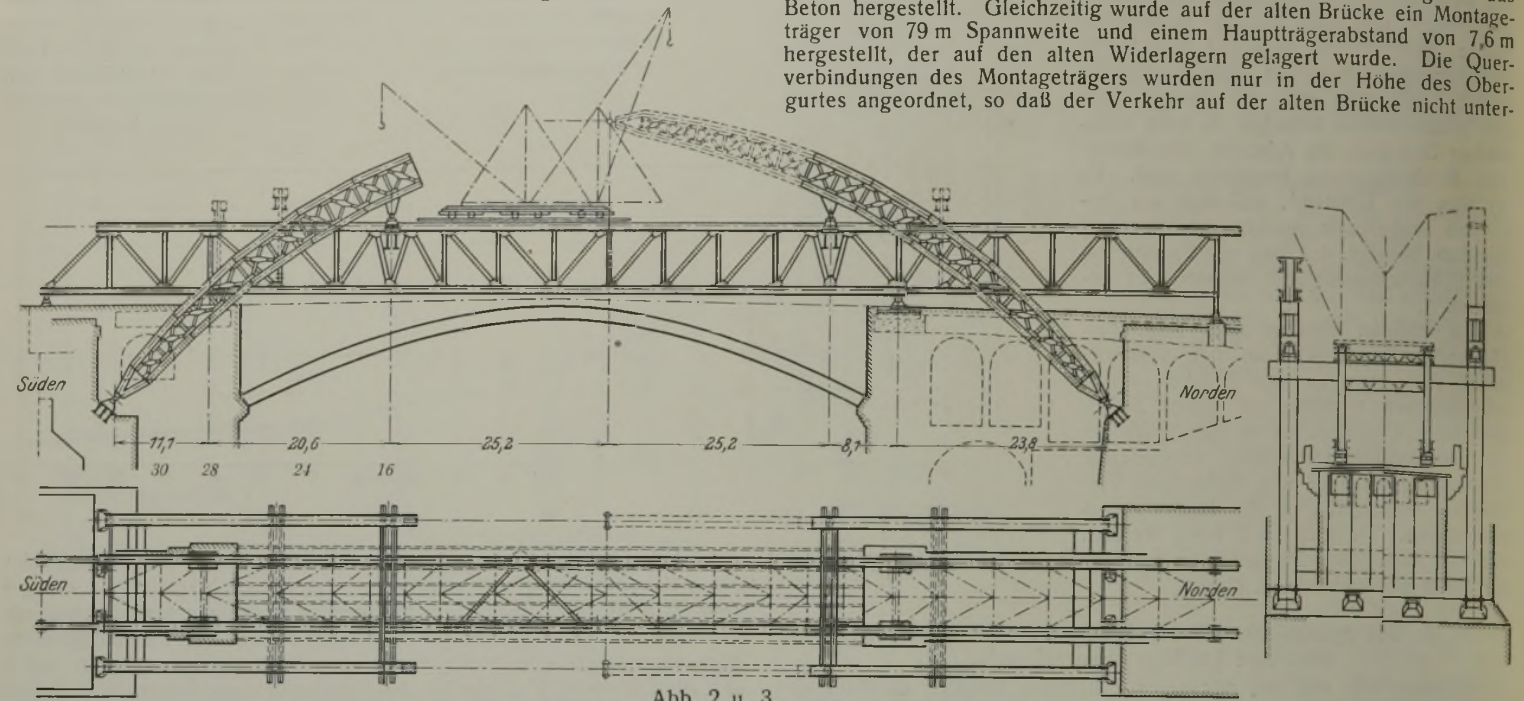


Abb. 2 u. 3.

erforderlich. Bei der Durchführung der Bauarbeiten durfte der Verkehrsstrom nur auf wenige verkehrsarme Stunden unterbrochen werden. Über die wegen dieser Bedingung mancher Besondere bietenden Arbeiten wird im „Engineering“ 1929, Nr. 3291 berichtet.

Die alte Brücke (Abb. 1) besitzt einen unterhalb der Fahrbahn gelegenen Zweigelenkbogen von 72 m Spannweite und ist 12,5 m breit. Die Verkehrsanforderungen zwangen zu einer größeren Spannweite von 114 m und einer Breite von 25 m. Die neuen Hauptträger sind Dreigelenkbogen mit 42,5 m Pfeilhöhe. Da die Längsachsen beider Brücken dieselben waren, kamen die neuen Hauptträger außerhalb des alten Bau-

werks zu liegen und konnten ohne Verkehrsstörung auf der alten Brücke errichtet werden. Die Arbeiten begannen mit dem Bau der neuen Widerlager, soweit diese außerhalb der alten lagen. Sie wurden in offener Baugrube aus Beton hergestellt. Gleichzeitig wurde auf der alten Brücke ein Montage-träger von 79 m Spannweite und einem Hauptträgerabstand von 7,6 m hergestellt, der auf den alten Widerlagern gelagert wurde. Die Quer-verbindungen des Montageträgers wurden nur in der Höhe des Ober-gurtes angeordnet, so daß der Verkehr auf der alten Brücke nicht unter-

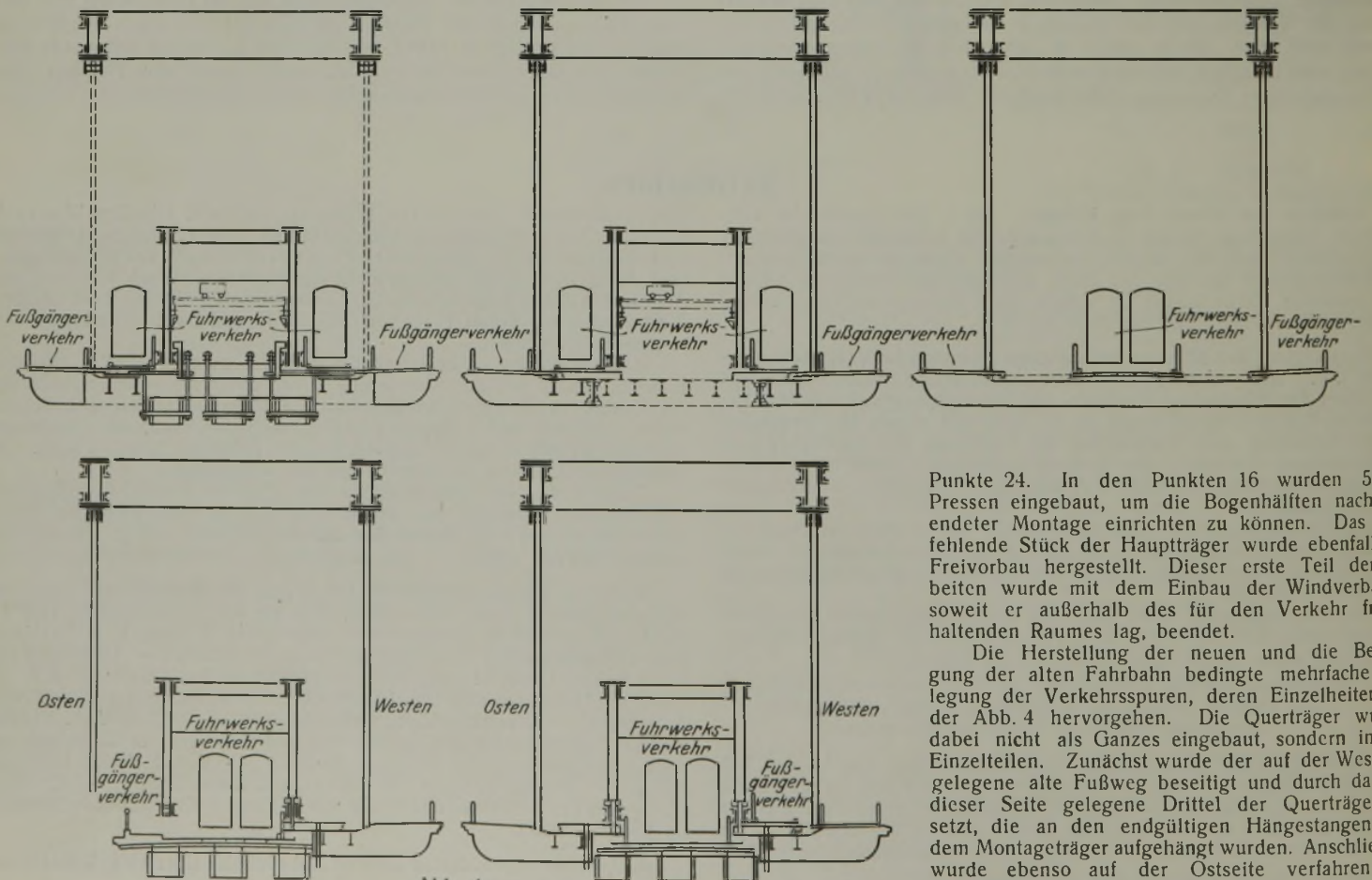


Abb. 4.

brochen wurde. Auf den Obergurten dieses Trägers liefen zwei 15-t-Krane für die Montage der neuen Hauptträger (Abb. 2 u. 3). Deren Vorbau geschah vom Kämpfer bis zum Punkte 30 auf Hilfsgerüsten, bis zum Punkte 28 wurde frei vorgebaut und dann eine vorübergehende Abrüstung des Punktes 28 durch an den Montageträger angehängte Hängesäulen vorgenommen. Anschließend folgte wieder Freivorbau bis zum Punkte 24, mit ähnlicher Unterstützung des Punktes 24, worauf die Unterstützung im Punkte 28 beseitigt werden konnte. Derselbe Arbeitsvorgang wiederholte sich noch einmal mit Freivorbau bis Punkt 16, Abstützung des Punktes 16 und Beseitigung des Zwischenlagers im

Punkte 24. In den Punkten 16 wurden 500-t-Pressen eingebaut, um die Bogenhälften nach beendeter Montage einrichten zu können. Das noch fehlende Stück der Hauptträger wurde ebenfalls im Freivorbau hergestellt. Dieser erste Teil der Arbeiten wurde mit dem Einbau der Windverbände, soweit er außerhalb des für den Verkehr freizuhaltenden Raumes lag, beendet. Die Herstellung der neuen und die Beseitigung der alten Fahrbahn bedingte mehrfache Verlegung der Verkehrsspuren, deren Einzelheiten aus der Abb. 4 hervorgehen. Die Querträger wurden dabei nicht als Ganzes eingebaut, sondern in drei Einzelteilen. Zunächst wurde der auf der Westseite gelegene alte Fußweg beseitigt und durch das auf dieser Seite gelegene Drittel der Querträger ersetzt, die an den endgültigen Hängestangen und dem Montageträger aufgehängt wurden. Anschließend wurde ebenso auf der Ostseite verfahren und schließlich das mittlere Drittel eingebaut.





Abb. 1.



Abb. 5.

Beendet wurden die Arbeiten mit der Beseitigung der Montagebrücke (Abb. 5), der alten Trägerkonstruktion und der alten Widerlager sowie mit der Herstellung des Teiles der neuen Widerlager, der vorher wegen der alten Widerlager noch nicht hatte gebaut werden können. Lp.

**Plan einer neuen Brücke über den Hudson in New York (im Zuge der 75. Straße).** Der Stadtteil Manhattan ist zwar der wichtigste von New York; da er aber auf einer Insel liegt, hat der Verkehr von und zu ihm seine Schwierigkeiten. Das gilt namentlich in bezug auf die Verbindung mit dem rechten Ufer des Hudson, die bis vor kurzem für die Straßenfahrzeuge durch Fähren hergestellt wurde. Von den Eisenbahnen, die zunächst in New Jersey endigten, hat die Pennsylvania-Eisenbahn sich schon 1910 eine Tunnelverbindung unter dem Hudson geschaffen, so daß sie ihre Reisenden ohne Umsteigen bis nach Manhattan bringen kann. Andere Eisenbahngesellschaften verfügten nicht über die nötigen Geldmittel, um gleiche Bauten zu unternehmen. Die Baltimore und Ohio-Eisenbahn hatte eine Zeitlang das Recht, den Pennsylvania-Tunnel für eine Anzahl ihrer Züge mitzubutzen; der Vertrag ist jedoch abgelaufen und nicht erneuert worden; die Eisenbahngesellschaft befördert seitdem ihre Reisenden in Omnibussen zwischen Manhattan und ihrem Endpunkt in New Jersey, was immerhin mit einigen Unbequemlichkeiten verbunden ist.

Die Eröffnung des Verkehrs in dem den Wagenverkehr unter dem Hudson aufnehmenden Holland-Tunnel im November 1927 und der im Gang befindliche Bau der Brücke über den Hudson bei Fort Lee (im Zuge der 178. Straße)<sup>1)</sup> hat die allgemeine Aufmerksamkeit wieder auf die Notwendigkeit gelenkt, bessere Verbindungen über den Hudson zwischen Manhattan und New Jersey zu schaffen, und es sind Pläne für eine neue Straßen- und Eisenbahnbrücke aufgestellt worden, die den Hudson bei der 75. Straße überschreiten soll. Die Brücke bei der 178. Straße wird also schon bald nach ihrer Vollendung insofern überholt sein, als sie nicht mehr die erste von der Mündung des Hudson her sein wird. Hinter den neuen Plänen steht die Baltimore und Ohio-Eisenbahn, doch soll die Brücke auch von den Zügen der Erie-Eisenbahn, der Delaware-, Lackawanna- und West-Eisenbahn und einiger anderer Eisenbahngesellschaften befahren werden, die heute noch in New Jersey auf dem

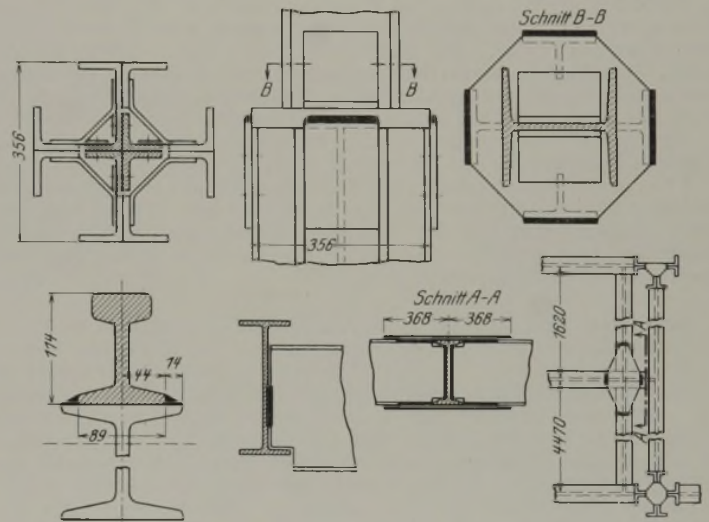
linken Ufer des Hudson endigen, und im Zusammenhang mit ihr soll auf Manhattan ein großer gemeinschaftlicher Endbahnhof angelegt werden. Die Pläne für die neue Brücke sind bereits zur Genehmigung an das Kriegsministerium eingereicht worden, das bekanntlich in den Vereinigten Staaten für den staatlichen Wasserbaudienst zuständig ist, weil die Offiziere der technischen Truppe den Dienst der Wasserbaubeamten versehen. Mit dem Bau der Brücke soll alsbald begonnen werden; man hofft, im Jahre 1932 den Verkehr auf ihr eröffnen zu können.

Die Kosten der neuen Brücke werden, wie Modern Transport berichtet, auf 180 Mill. Dollar geschätzt. Sie soll im ganzen 2,2 km lang werden. Die Hauptöffnung erhält eine Spannweite von 988,2 m, die beiden Seitenöffnungen werden 485 m weit. Die Brücke soll zweigeschossig werden. Die obere Fahrbahn soll zwischen zwei 4,9 m breiten Fußwegen Raum für 20 neben- und gegeneinander fahrende Wagen und Straßenbahnen bieten, auf der unteren Fahrbahn sollen 20 Eisenbahngleise verlegt werden. Die neue Brücke übertrifft damit an Breite diejenige bei der 178. Straße erheblich.

Eine Brücke an der Stelle zu bauen, an die die jetzt geplante zu liegen kommt, ist schon vor 40 Jahren beabsichtigt worden. Die hohen Kosten und andere Gründe, darunter jedenfalls bauliche Schwierigkeiten, denen die damalige Technik nicht gewachsen war, haben aber die Ausführung zu jener Zeit verhindert. Heute stehen dem Bau keine technischen Schwierigkeiten mehr im Wege. Wkk.

**Verstärkung mittels Schweißverfahrens bei der Aufstockung eines Gebäudes.** Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 21. Februar 1929 wurde ein im Jahre 1898 errichtetes Gebäude (Rose Building) in Cleveland, Ohio, das sechs Stockwerke hatte, um weitere vier Geschosse erhöht. Hierbei wurde die ursprüngliche Eisenkonstruktion unter Anwendung von Schweißverbindungen verstärkt und für die Aufnahme der hinzukommenden Lasten tragfähig gemacht.

Einige dieser Verstärkungsstrukturen für die unteren Säulen, für die alten Dachträger sowie der Anschluß für die Verlängerung der Säulen sind in der Abbildung dargestellt.



Die ursprünglichen Tragsäulen bestanden aus vier gegenübergestellten Doppelwinkeln; in deren mittleren freien Raum wurden vier in den Scheiteln zusammenstoßende Winkel neu eingefügt und durch Platten mit der alten Konstruktion verbunden.

An den Anschlußstellen für die Säulenverlängerungen wurden starke Stahlplatten aufgelegt und mit den Anschlußlaschen für die äußeren Winkelschenkel verschweißt. Auf der Platte wurde dann die neue H-Profil-Säule mittels zweier Winkel befestigt.

Für die Anordnung eines neuen Aufzuges wurden ebenfalls an alten Säulen Verstärkungen und Abänderungen mittels elektrischer Verschweißung vorgenommen.

Die Aufstockung wurde von der Forest City Structural Steel Company Cleveland, durchgeführt. Zs.

**Stahl- und Eisenbetonschwellen.** In Eng. News-Rec. vom 28. Februar 1929 findet sich eine Übersicht über die Entwicklung der Eisenbeton- und Stahlschwellen, die sich erst nach jahrzehntelanger Vervollkommen neben der altbewährten Holzschwelle in der Praxis einen Platz erobern konnten.

Maßgeblich für die Entwicklung der neueren Schwellenformen sind in Amerika wie auch in anderen Staaten die besonderen Verhältnisse gewesen, die je nach dem natürlichen Vorkommen geeigneten Holzmaterials oder je nach dem Vorhandensein einer entwickelten Stahl- und Zementindustrie die eine oder andere Bauweise mehr oder weniger begünstigten.

In Amerika hat es an zahlreichen Erfindungen nicht gemangelt, die auf den Ersatz der Holzschwelle durch Beton- und Stahlschwellen bezw. durch Schwellen gemischter Bauart gerichtet waren. Allein in der Zeit von 1840 bis 1894 wurden 750 Neuerungen auf diesem Gebiete patentiert, von denen jedoch nur wenige zur praktischen Erprobung gelangten.

Abb. 1 zeigt eine Eisenbetonschwelle besonderer Form, die von der Duluth & Iron Range-Eisenbahn erprobt wurde. Hierbei ist die Schiene

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 14, S. 194.



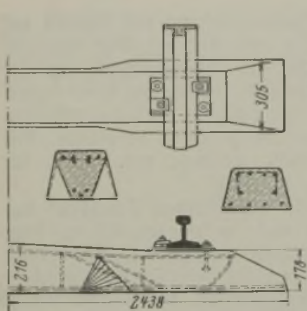


Abb. 1.

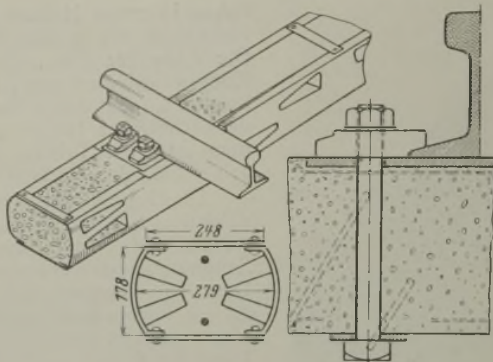
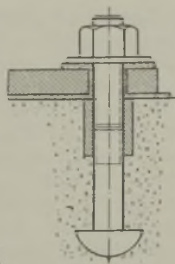


Abb. 2.

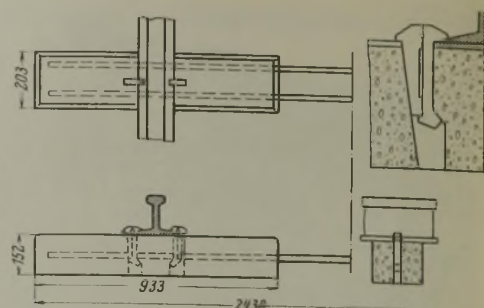


Abb. 3.

nur an der Unterlagsplatte befestigt, die ihrerseits mit dem Beton der Schwelle durch Anker verbunden ist.

Abb. 2 stellt eine mit einem Stahlmantel versehene Schwelle dar, die zweiseitig verwendbar ist. Versuchsstücke hiervon sollen seit 1908 auf der Pennsylvania-Eisenbahn unter schwerem Betrieb standgehalten haben.

Abb. 3 veranschaulicht eine aus zwei Betonstücken bestehende Schwelle, die durch Rundeisenanker untereinander verbunden sind. Sie erwies sich durch einen fünfjährigen Gebrauch auf der Bangor & Aroostook-Eisenbahn als zweckmäßig.

Erprobte Stahlschwellen mit und ohne Holzeinlagen für die Schienenbefestigung sind in Abb. 4 u. 5 dargestellt. Die erstere von ihnen, die Clark-Schwelle, die eine Verbesserung einer patentierten Form ist, wurde auf der St. Louis—San Francisco-Bahn von 1914 bis 1928 mit Erfolg verwendet, wobei jedoch die Holzeinlage in etwa 6 bis 7 Jahren erneuert werden mußte. Die Stahlschwelle nach Abb. 5 wurde auf der Duluth, Missabe & Northern-Bahn eingebaut. Sie zeigt eine eigenartige Schienenbefestigung mit gewöhnlichen Schienennägeln, die durch im Innern des Schwellenkoffers angebrachte Federplatten festgehalten werden.

Zum Schluß des Berichtes werden wirtschaftliche Richtlinien für die zukünftige Weiterbildung und Anwendung der Holzersatzschwellen gegeben. Über neuzeitliche Versuche mit Stahlschwellen auf englischen Eisenbahnlinien wird anschließend in Eng. News-Rec. vom 7. März 1929 berichtet. Es sind dort von der „Southern Railway“ und von der „Great Western Railway“ geprüfte und in größerem Umfang in Auftrag gegebene Stahlschwellenformen veranschaulicht.

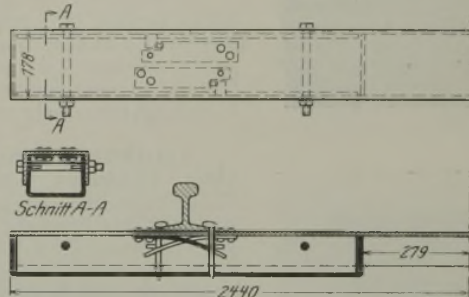


Abb. 5.

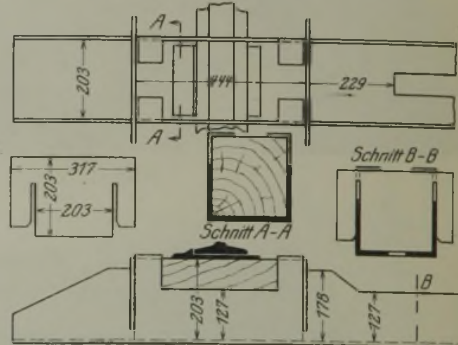


Abb. 4.

sind die Pumpen *P* eingehängt, unter denen die Verschlussstücke *V*, angeordnet sind. In der Lage der Pumpen nach Abb. 1 wird nur Wasser aus der Schicht *A* gefördert, die Baustelle wird trocken gelegt und die Auskleidung *E* des Schachtes *S* mit einem Mauerfuß hergestellt. Beim weiteren Abteufen des Schachtes (Abb. 2) werden vor dem Erreichen der wasserführenden Schicht *B* die Pumpen in die tiefere Stellung gebracht. Die Verschlusskörper *V*<sub>1</sub> schließen den unteren Teil des Brunnens ab; über den Pumpen sind jetzt Verschlussstücke *V*<sub>2</sub> eingesetzt, durch die verhindert wird, daß Wasser aus der Schicht *A* zu den Pumpen *P* gelangt und zwecklos gefördert wird. Nach Trockenlegen der Schicht *B* wird der Schacht *S* entsprechend tiefer abgeteuft und die mit

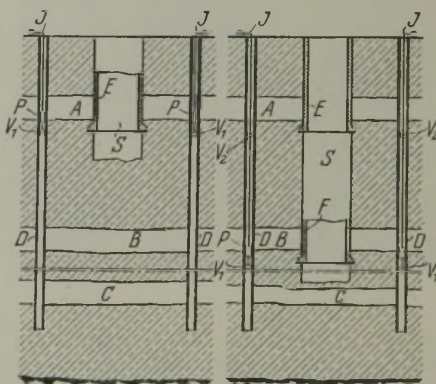
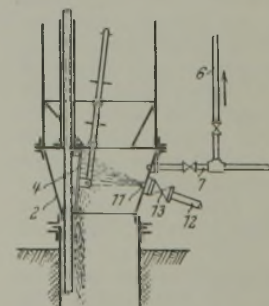


Abb. 1.

Abb. 2.

einem neuen Mauerfuß versehene Schachtauskleidung *F* bis zur Auskleidung *E* hinaufgeführt.

Vorrichtung zum Reinigen der Bodenklappe eines auf ein Vortreibrohr aufgesetzten Füllschachtes. (Kl. 84c, Nr. 467 832 vom 2. 12. 1924, von Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim.) Um den luftdichten Abschluß der Bodenklappe des Füllschachtes zu erreichen, der erforderlich ist, um während des Einbringens des Betons in den Füllschacht gleichzeitig durch Druckluft das Grundwasser aus dem Vortreibrohr zu entfernen, wird die Bodenklappe durch eine Spülvorrichtung jedesmal vor dem Schließen der Klappe von dem anhaftenden Beton gereinigt. In die Wand des Verbindungsstutzens 2 ist eine Spritzdüse 11 eingesetzt, deren Mündung auf die Innenfläche der geöffneten Bodenklappe 4 gerichtet ist; die Düse steht mit einer Druckwasserleitung 12 in Verbindung, deren Druckwasser gegen die Bodenklappe spritzt und die Dichtungsf lächen abspült, wodurch ein luftdichter Abschluß der Klappe erzielt wird.



**INHALT:** Die Donaubrücke in Zwelfaltendorf (Württ.). — Vergleich der Bodengewinnungskosten bei Anwendung von Handschacht und Maschinenarbeit. — Hochwasserschutzbecken in den niederschlesischen hochwassergefährlichen linken Nebenflüssen der Oder. — Die Entwicklung der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken. (Schluß) — Vermischtes: Jubiläum der Firma Aug. Klönne. — Vereinerung der höheren technischen Beamten im Vorbereitungsdienst I. E. — Wettbewerb für eine Straßen-Hochbrücke über die Ammer bei Echelsbach (Bayern). — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Neubau der Wearmouth-Brücke in Sunderland. — Plan einer neuen Brücke über den Hudson in New York (im Zuge der 75. Straße). — Verstärkung mittels Schweißverfahrens bei der Aufstockung eines Gebäudes. — Stahl- und Eisenbetonschwellen. — Geheimrat Brix 70 Jahre alt. — Wirkl. Geheimer Rat A. von der Leyen 85 Jahre alt. — Patentschau.

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

**Geheimrat Brix 70 Jahre alt.** Am 27. Juni d. J. vollendete der in Rosenheim (Bayern) geborene, bekannte Professor für städtischen Tiefbau und Städtebau Josef Brix, der seit 25 Jahren als akademischer Lehrer an der Technischen Hochschule Berlin gewirkt hat, sein siebenzigstes Lebensjahr. Auch als Gutachter und Berater diente er vielen Städten mit großem Erfolge bei der Planung und Durchführung von städtebaulichen und tiefbaulichen Anlagen. Geheimrat Brix ist u. a. Vorsitzender der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau und als solcher wiederholt in der „Bautechnik“ zu Wort gekommen. Wir sprechen dem verdienstvollen Manne unsere aufrichtigen Glückwünsche zu seinem Ehren-tage aus.

**Wirkl. Geheimer Rat A. von der Leyen 85 Jahre alt.** Gelegentlich des 80. Geburtstages des bekannten Eisenbahnwissenschaftlers haben wir in der „Bautechnik“ einige Angaben über sein Leben veröffentlicht.<sup>1)</sup> Am 28. Juni d. J. hat nun Exzellenz von der Leyen sein 85. Lebensjahr in einer geistigen und körperlichen Frische vollendet, wie es dem Menschen nur selten beschieden ist. Seit mehr als 53 Jahren hat der Jubilar an der Entwicklung des deutschen Eisenbahnwesens erfolgreich mitgearbeitet, und noch heute ist er als Schriftleiter des „Archivs für Eisenbahnwesen“ tätig. Möge es ihm vergönnt sein, noch lange so rüstig wie bisher für Staat und Volk zu wirken!

**Patentschau.**

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

**Saugbrunnen für Grundwasserabsenkungen.** (Kl. 84c, Nr. 461 685 vom 18. 6. 1924, von Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges. in Berlin-Siemensstadt. Zusatz zum Patent 425 327.) Zwecks gesonderter Entwässerung einzelner durch undurchlässige Lagen voneinander getrennter wasserführender Bodenschichten *A*, *B*, *C* wird in dem Filterrohr *D* außer der unterhalb des Einhängerohres oder der Tiefbrunnenpumpe *P* angeordneten beweglichen Verschluss Scheibe *V*<sub>1</sub> auch oberhalb der Wasserentnahmestelle ein ähnlicher Verschluss vorgesehen, durch den das Entnahmerohr *J* hindurchführt. Um die Lage der Verschlusskörper *V*<sub>1</sub>, *V*<sub>2</sub> im Rohre zu sichern, können sie mit der Pumpe *P* oder dem Druckrohrgestänge in dem jeweilig erforderlichen Abstände verbunden werden, um sie in dem Filterrohr zu verschieben. Das obere Verschlussstück *V*<sub>2</sub> besteht aus zwei gegeneinander beweglichen Teilen. In die Brunnen *D*

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 29, S. 332.