

PFEILERVERSTÄRKUNG MIT NACHTRÄGLICHER TIEFGRÜNDUNG AN DER REICHSBAHNBRÜCKE ÜBER DEN HUMBOLDTHAFEN IN BERLIN¹.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Otto Mast.

Die Verstärkung der Pfeiler 6 und 7 der Reichsbahnbrücke über den Humboldthafen (Abb. 1) verdient unter den Bauten der letzten Jahre insofern Beachtung, als hier in Verbindung mit der Auswechslung veralteter Überbauten eine weitgehende Sanierung und Verstärkung der Pfeiler, unter voller Aufrechterhaltung des Bahnbetriebes, durchgeführt wurde. Dabei gelangte das neuzeitliche Bauverfahren der chemischen Bodenverfestigung in großem Umfange zur Anwendung.

Die Berliner Stadtbahn kreuzt unmittelbar östlich vom Lehrter Bahnhof den Humboldthafen und seine Uferstraßen auf einer eisernen Brücke mit insgesamt 9 Öffnungen, deren Pfeiler 1879 errichtet wurden; in der Zwischenzeit sind an ihnen wesentliche Veränderungen nicht vorgenommen worden. Schon lange vor Errichtung der Stadtbahn war es bekannt, daß der Baugrund hier in unmittelbarer Nähe des alten Schönhäuser Grabens, der auf der Westseite des Hafens etwa im Zuge des Wilhelm-Ufers (neuerdings Friedrich-List-Ufers) — parallel zum jetzigen Spandauer Schiffsahrtskanal — verlief, auch für damalige

Gleisführung wurden die Außengleise 1 und 4, jedes für sich, und die Innengleise 2 und 3 auf einen gemeinsamen Pfeilerteil gelegt, wobei aber eine konstruktive Verbindung der einzelnen Pfeilerteile untereinander unterblieb.

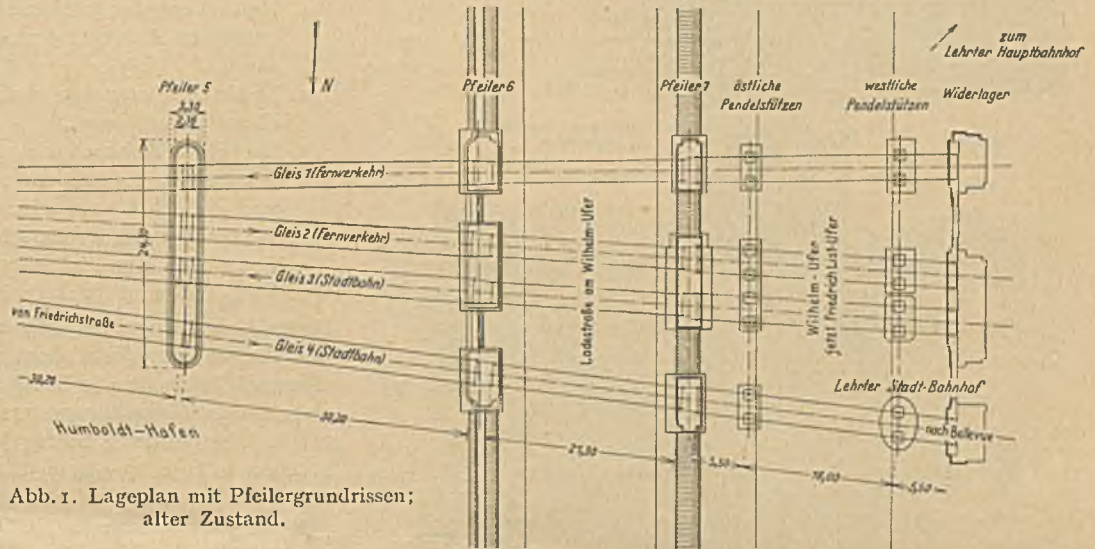


Abb. 1. Lageplan mit Pfeilergrundrissen; alter Zustand.

Wenn man nun die gewaltige Zunahme der Verkehrsdichte und der Verkehrslasten in den verflorenen 50 Jahren würdigt, so ist es nicht erstaunlich, daß das Bauwerk den Beanspruchungen nicht mehr gewachsen war. Besonders in den letzten Jahren zeigten sich an den Pfeilern schwere Schäden in Gestalt von Rissen und Setzungen.

Deshalb entschloß sich die Reichsbahn im Jahre 1931, eine durchgreifende Sanierung der Pfeiler 6 und 7 auszuführen. Dabei sollte gleichzeitig die Auswechslung der veralteten Überbauten über dem Wilhelmufer und der Ladestraße erledigt werden, und zwar unter Aufrechterhaltung des vollen Betriebes auf allen vier Gleisen. Es ergab sich sehr bald, daß eine Abfangung der Überbauten mit vollständigem Pfeilerabbruch, bei dem die notwendige Beseitigung des Pfahlrostes große Schwierigkeiten erwarten ließ, weder wirtschaftlich noch technisch durchführbar war, weil bei gleichzeitigem Arbeiten an beiden Pfeilern der notwendige Platz für die Hilfskonstruktion nicht verfügbar

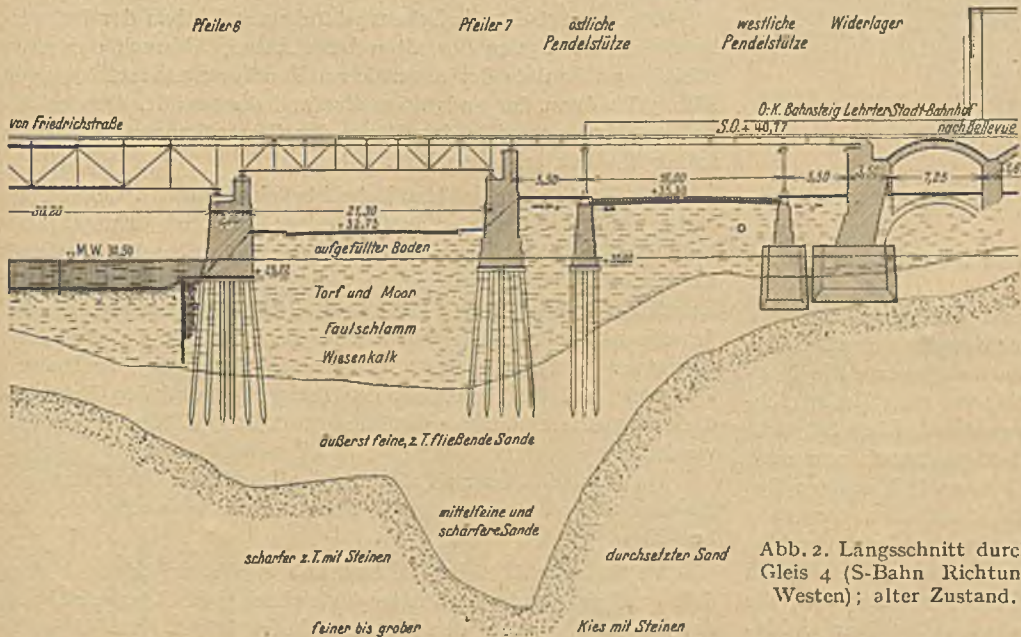


Abb. 2. Längsschnitt durch Gleis 4 (S-Bahn Richtung Westen); alter Zustand.

war. Es wurde also die Verstärkung der vorhandenen Pfeiler in Aussicht genommen, wobei man sich das Ziel setzte, diese in möglichst großem Umfange organisch in die neuen Pfeilergebilde einzubeziehen. Mindestens aber sollten sie zur provisorischen Abstützung der Überbauten bzw. Behelfsbrücken benutzt werden. Das bedeutete, daß sie während des Bauvorganges und ebenso später in völlig betriebssicherem Zustand gehalten werden mußten.

¹ Nach dem gleichnamigen Vortrag auf der diesjährigen Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins.

Die ersten Untersuchungsbohrungen ergaben — vom Wasserspiegel an gerechnet — etwa folgende Bodenverhältnisse:

- 2,0 m aufgefüllter Boden,
- 9,0 m Faulschlamm,
- 5,0 m feine fließende Sande, die in einer Tiefe von etwa 16 m in mittlere, allmählich schärfer werdende Sande übergangen.

Der vorhandene Holzpfeilerrost war also mitten in den Feinsandschichten stecken geblieben und mußte im Mittel um etwa 5,00 m unterschritten werden, wenn eine unseren neuzeitlichen Anforderungen genügende Gründung geschaffen werden sollte. Da die Rammung von schweren Pfählen oder Spundwänden wegen der geringen zur Verfügung stehenden Bauhöhe und wegen der zu erwartenden Erschütterungen vermieden werden mußte, entschloß sich die Reichsbahn dahin, die Tiefgründung mit Hilfe von

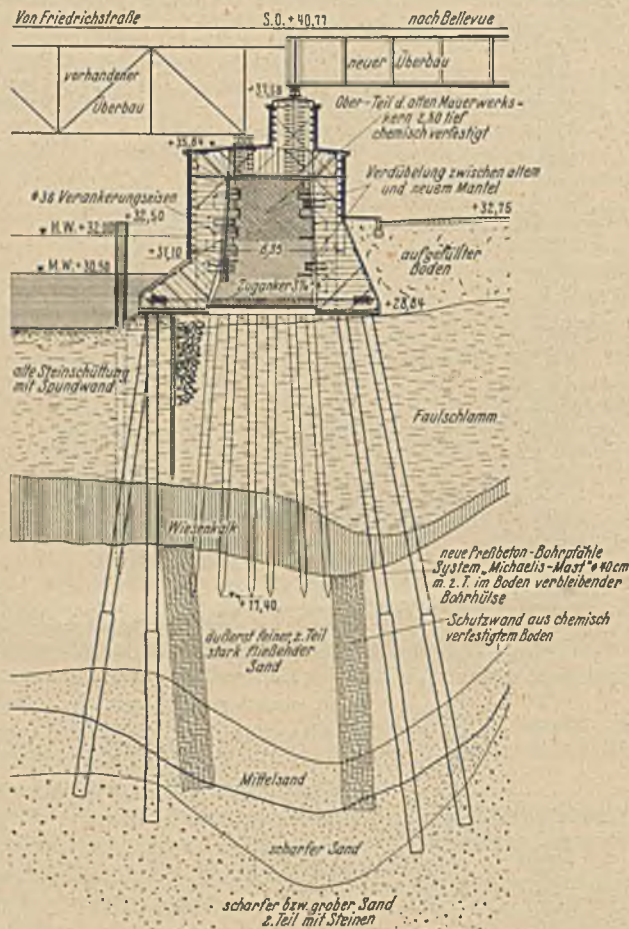


Abb. 3. Regelfall der Verstärkung (Pfeiler 6 unter Gleis 4).

Preßbeton-Bohrpfählen durchzuführen und im oberen Teil des Pfeilers eine geeignete wirksame Zusammenfassung der alten und neuen Pfeilerteile vorzunehmen. Der Vorschlag setzte die Möglichkeit voraus, die vorhandenen Holzpfeile vor einer Beeinträchtigung ihrer Tragfähigkeit unbedingt zu bewahren. Diese Möglichkeit bot sich in dem „Chemischen Verfestigungsverfahren nach Dr. Joosten“, durch dessen Anwendung bekanntlich sandige Bodenschichten fast jeder Beschaffenheit in künstlichen Sandstein verwandelt werden können. Das Wesen des Verfahrens besteht darin, daß zwei echte Flüssigkeiten nacheinander in den Boden gepreßt werden. Die erste stellt den Kieselsäureträger dar, die zweite das ausfällende Reagens. Treffen beide Lösungen aufeinander, so wird Kieselsäure ausgefällt, die große Oberflächenkräfte entwickelt und schlagartig eine dauernde Verkittung der vorhandenen Sandteilchen bewirkt, die durch in der Natur frei vorkommende Stoffe nicht wieder auflösbar ist. Zur Einpressung der Lösungen in den Boden dienen Spritzrohre von etwa $1\frac{1}{2}$ Durchmesser, die an der Spitze auf 70 cm Länge brausenartig perforiert sind und in gegenseitigen Abständen von etwa 50 cm von Hand

eingerammt werden. Die erzielten Festigkeiten hängen im wesentlichen von dem anstehenden Bodenmaterial ab; sie schwanken zwischen etwa 20 kg/cm² bei Feinsand und 90 kg/cm² bei Rheinkies.

In vorliegendem Falle sollte das Verfahren dazu dienen, zwischen den vorhandenen Holzpfeilern und den tiefer hinabzuführenden Bohrpfeilern im Feinsand Trennwände zu errichten, die ein Ausweichen oder Wegtreiben des leichtbeweglichen Feinsandes wirksam verhindern sollten.

Zunächst wurde durch Vorversuche festgestellt, daß der Feinsand sich in allen in Frage kommenden Schichten verfestigen ließ, und daß die Spritzrohre bis in eine Tiefe von 19 m auf den kiesigen Sand heruntergerammt werden konnten, in dem Verfestigungsarbeiten nicht mehr erforderlich waren.

Für die Verstärkung der Pfeiler bzw. der einzelnen Pfeilerteile wurde grundsätzlich der folgende Arbeitsgang gewählt (vgl. Abb. 3):

1. Herstellung der geschlossenen Schutzwand rings um den vorhandenen Pfeilerrost durch chemische Verfestigung des Feinsandes,
2. Niederbringung der neuen Preßbetonbohrpfähle außerhalb dieser Schutzwand,
3. teilweiser Abbruch des aufgehenden Mauerwerks und Besetzung des stehenbleibenden Restes mit zahlreichen kurzen und einigen längeren Ankern,
4. Betonieren des Pfeilerschaftes,
5. Betonieren des Pfeilerkopfes, d. h. der Auflagerbänke,
6. Verblend- und Restarbeiten.

Dieses Grundprogramm erfuhr natürlich mancherlei örtliche Abwandlungen; vor allem aber mußte es mit der Auswechslung der eisernen Überbauten in Einklang gebracht werden, damit sich ein einheitliches Gesamtprogramm durchführen ließ. Die auszuwechslende Überbaulänge betrug je Gleis 56 m, wofür je 4 Behelfsbrücken mit je 13—15 m Stützweite vorgesehen wurden. Aus wirtschaftlichen Gründen wurde der ganze Bauvorgang in zwei sich teilweise überdeckende Teilvorgänge derart aufgelöst, daß zuerst die außen liegenden Gleise 1 und 4 in Angriff genommen wurden. Die Mittelteile der Pfeiler (Gleise 2 und 3) wurden erst nach Freiwerden der Behelfsbrücken aus den Gleisen 1 und 4 nachgeholt.

Abb. 4 zeigt den Zwischenzustand nach Einbau der Behelfsbrücken, Beseitigung der alten Überbauten, Abbruch der alten Pfeiler und Einbau der eigentlichen Fundierungsverstärkung; in Abb. 5 ist dann der endgültige Zustand dargestellt, der den gewaltigen Unterschied in der Stärke der Gesamtkonstruktion gegen früher deutlich erkennen läßt.

Der Einbau von 56 lfm Behelfsbrücken einschl. Oberbauarbeiten mußte seitens der ausführenden Firma im ungünstigsten Falle in einer nächtlichen Betriebspause von 3 Stunden bewältigt werden; dabei wurden über dem Gleis 3 Portale errichtet und die Behelfsbrücken mit deren Hilfe in die endgültige Lage abgesenkt. Jeweils in Straßenmitte wurde eine Behelfsstütze für eine Last von etwa 200 t angeordnet; für diese Behelfsstützen mußte mit Rücksicht auf die Sicherheit der Baugruben und des Betriebes durchweg eine künstliche Gründung mit Bohrpfeilern vorgesehen werden.

Im Rahmen dieser an sich nicht alltäglichen Gesamtaufgabe ist nun noch über mancherlei bemerkenswerte Einzelfragen zu berichten.

Verhältnismäßig einfach konnte die Wasserhaltung behandelt werden, obwohl der Pfeiler 6 gleichzeitig die Uferbefestigung der Ladestraße gegen den Humboldthafen bildet. Die Tiefe der Baugrube ergab sich zu 2,00 m unter MW; erfreulicherweise erwies sich dabei der Faulschlamm selbst als so wasserdicht, daß die Baugrube mit einer Grundfläche von etwa 35 × 14 m durch einen gewöhnlichen Fangedamm aus zwei verhältnismäßig kurzen hölzernen Spundwänden mit Bodenfüllung erfolgreich abgesperrt und ständig in einfacher offener Wasserhaltung trocken gehalten werden konnte. In gleicher Weise wurde die Baugrube für Pfeiler 7

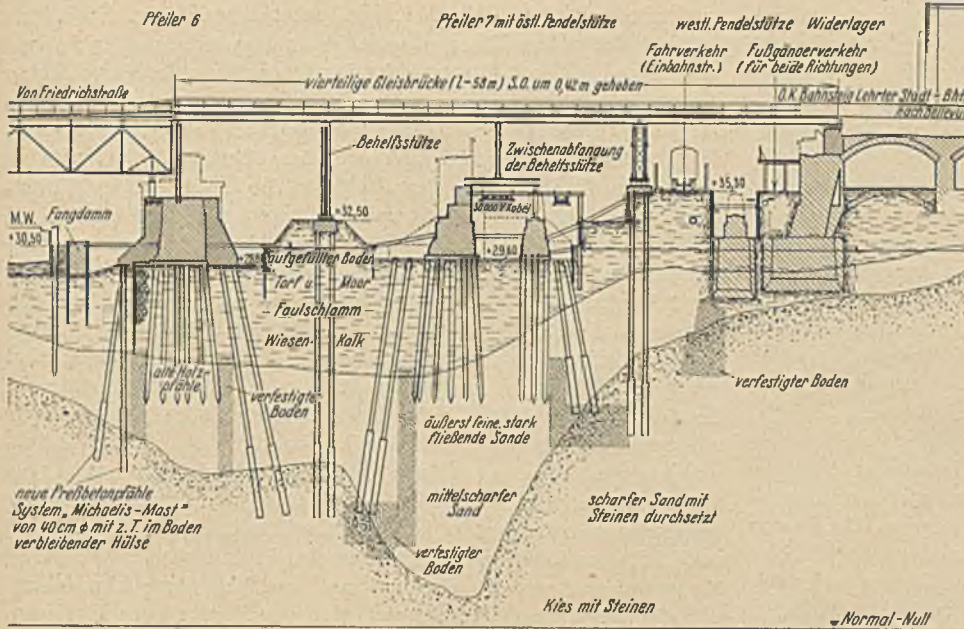


Abb. 4. Bauzustand (Gleis 4).



Abb. 6. Rammen der Spritzrohre.

behandelt, die nur mit einfacher Spundwand umgeben war, da sie vollständig auf dem Lande lag.

Die erste Arbeit in der Baugrube war die Herstellung der chemisch verfestigten Schutzwand im Schwimmsand, die bei dem Pfeiler 6 einen vollständig geschlossenen Kasten darstellte. Die Wand wurde mit drei Rohrreihen erstellt (Abb. 6), was eine wirkliche Stärke von etwa 1,50 m bedeutet. Die Ober- und Unterkante der Wand sollten möglichst den entsprechenden Grenzen des Schwimmsandes folgen; diese Ordinaten wurden durch ein Netz von Bohrungen im gegenseitigen Abstand von etwa 8 m laufend vorausbestimmt. Dabei stieß man am Südtile des Pfeilers 6 auf einen tiefen Kolk, der infolge seiner schmalen langgestreckten Form bei der ersten Gruppe von Bohrungen nicht angeschnitten worden war und in dem der als tragfähig anerkannte Baugrund bis auf 27 m unter MW abfiel. Die Ergebnisse weiterer Ergänzungsbohrungen wurden in einem Schichtenplan (Abb. 7) niedergelegt, der die Tiefenlage des guten Baugrundes, bezogen auf NN angibt und die Gestalt des Kolkes sowie den außerordentlich schroffen, mit starken Verwerfungen verbundenen Anstieg des guten Baugrundes, besonders auf seiner Westseite, deutlich erkennen läßt.

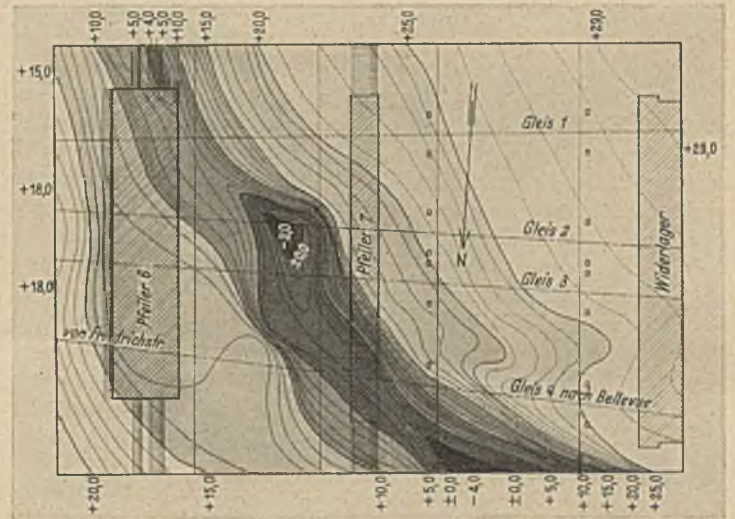


Abb. 7. Tiefenlage des guten Baugrundes (Höhenlinien über NN.)

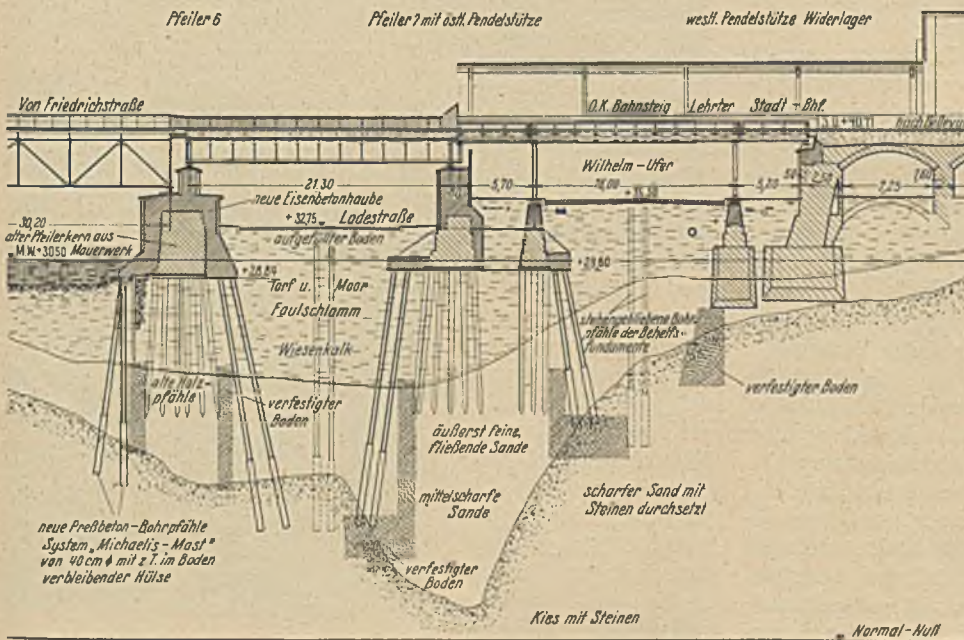


Abb. 5. Neuer Zustand (Gleis 4).

Diese ungewöhnliche Lagerung des Baugrundes bedeutete zwar für die chemisch verfestigte Schutzwand keine grundsätzliche Erschwernis, wohl aber für die Bohrpfehlgründung, bei der man zu Pfahlängen von 30—35 m gelangen mußte, wenn man die Pfähle etwa 3 m in den guten Baugrund eingreifen lassen wollte. Dies erschien aber mit Rücksicht auf die hohe rechnerische Belastung der Pfähle notwendig (für die Preßbetonbohrpfähle 45 t Druck bzw. 15 t Zug, für die alten Holzpfähle 22 t Druck). Hier bot das chemische Verfestigungsverfahren die Möglichkeit zu einer wirksamen Pfahlkürzung. Es wurden nämlich da, wo übermäßige Pfahlängen zu erwarten waren, im Schwimmsand auf chemischem Wege für die einzelnen Pfahlgruppen zusammenhängende Platten hergestellt, die so bemessen wurden, daß sie überall die nötige Stärke zur Überführung der punktförmig angreifenden Pfahlkosten in eine einigermaßen gleichmäßig verteilte Sohlenpressung be-

saßen. Diese zusätzliche Bodenpressung wurde zu etwa $1,0 \text{ kg/cm}^2$ gewählt. Da die Pfähle um ein gewisses Maß in die zuvor hergestellte Platte eingeführt werden mußten, ergab sich eine vorzügliche Kontrollmöglichkeit über die richtige Tiefenlage und Beschaffenheit der Platteselbst.



Abb. 8. Bewehrung des Pfeilerschaftes.

Dies wurde in wissenschaftlichem Interesse derart ausgenutzt, daß die Materialbrocken, welche der Stauchbohrer beim Niederbringen der Pfähle aus etwa 25 m Tiefe förderte, in der Baustoffprüfstelle der Reichsbahn einer Würfeldruckprobe unterworfen wurden. Trotz der vorangegangenenrauen Behandlung ergab sich die Bruchfestigkeiten zu 38 kg/cm^2 im Mittel, so daß die Bohrpfähle unbedenklich auf die Platte gestellt werden konnten.

Als Pfähle wurden solche von 40 cm Durchmesser nach dem „System Michaelis-Mast“ mit teilweise verlorener Hülse gewählt. Die Eigenart dieses Pfahlsystems liegt hauptsächlich im Füllvorgang. In das Bohrrohr, das in der üblichen Weise niedergebracht wird, wird ein tellerförmiges Betonstück eingeführt und an der zukünftigen Bewehrung des Pfahles aufgehängt. Nach Einfügung einer Dichtung wird das ganze Gebilde allmählich abgesenkt und dabei ständig plastischer Beton aufgegeben. Es entsteht so im Rohr ein in der Höhe ständig wachsender Kolben aus frischem Beton. In seiner Achse führt ein Gasrohr nach oben, das auch den tragenden Teller durchdringt und zur Abführung des im Rohr anstehenden Wassers in dem Maße dient, wie dies durch den herabgehenden Kolben verdrängt wird. Ist der Teller auf dem Grunde des Bohrloches angelangt, so wird das Wasserrohr entfernt, das Bohrrohr durch eine Druckhaube verschlossen und unter gleichzeitigem Ziehen des Mantels der Beton mit Druckluft abgepreßt.

Der Mantel kann dabei zum dauernden Schutz des Betons teilweise im Boden belassen werden; am Wilhelmufer wurde von dieser Vorsichtsmaßregel im Bereich der Fauchschlamm-schichten Gebrauch gemacht. — Die größte bei dem Bau erreichte Pfahlänge beträgt etwa 30 m.

Nach Fertigstellung der Bohrpfähle folgte die Hochführung der Pfeilerschäfte, bei denen eine innige Verbindung mit den bestehenbleibenden Mauerwerkskernen angestrebt werden mußte.

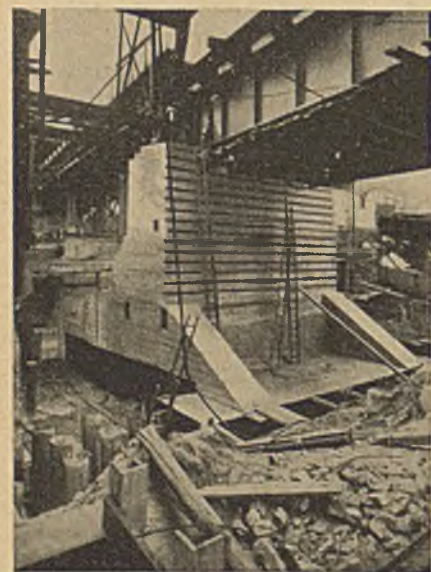


Abb. 9. Abfangebalken am Pfeiler 7 unter Gleis 4.

Zu diesem Zweck wurden die alten Mauerwerksflächen zum Teil von der Verblendung befreit, gründlich aufgeraut und mit zahlreichen kurzen und einigen großen durchgehenden Ankern versehen, die in Abständen von etwa 2 m am Fuß des Mauerker-

angeordnet wurden. Die letzteren hatten den Zweck, die beiden Fußteile der neuen Eisenbetonglocke zugfest miteinander zu verbinden und dadurch die statische Beanspruchung des aufgehenden Eisenbetons zu vermindern. Bei diesen Arbeiten wurde übrigens der alte Pfahlrost stellenweise freigelegt und dabei festgestellt, daß er durchaus gesund, aber offenbar überlastet war, was zu merkbaren Einfressungen der Pfähle in die Holme geführt hatte. Der Befund rechtfertigte jedenfalls die Annahmen der Standsicherheitsberechnung, die die alten Pfähle, jedoch mit wesentlich herabgeminderten Lasten, in die neue Konstruktion einbezog. Trotz der kräftigen Anker wiesen die Pfeilerschäfte eine sehr schwere Bewehrung auf (Abb. 8), weil ihre Stärke mit Rücksicht auf den nutzbaren Verkehrsraum auf den Straßen und auf dem Wasser möglichst eingeschränkt werden mußte. Bei der Herstellung des Schaftes unter dem ersten Gleis zeigte sich, daß der Boden der Baugrube zum größten Teil nicht imstande war, das Gewicht einer frischen Betonschicht von etwa 4 m Höhe ohne bedenkliche Verdrückungen aufzunehmen; deshalb mußte bei den übrigen Pfeilerteilen eine besondere selbsttragende Schalungskonstruktion für die Pfeilerunterseite geschaffen werden, die an den Pfahlköpfen in geeigneter Weise befestigt wurde. Eine weitere bemerkenswerte Abweichung von der Regelkonstruktion ergab sich am Nordteil des Pfeilers 7.

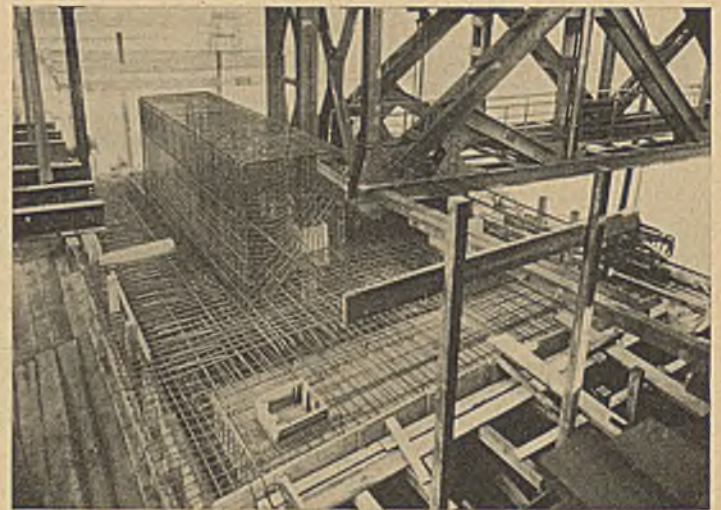


Abb. 10. Auflagerbank auf Pfeiler 6.

Vor diesem Pfeiler liegen auf der Landseite Pendelstützen, die auch bei den neuen Überbauten in verstärkter Gestalt erhalten bleiben und deshalb in ihrer Tragfähigkeit ebenso unbedingt geschützt werden mußten wie die Hauptpfeiler selbst. Über die Tiefe, bis zu der die alten Pfähle unter diesen Pendelstützen hinabreichen, konnte nichts ermittelt werden; auf Grund der Bohrergebnisse stand nur fest, daß sie auf dem steilen Abhang des guten Baugrundes zu dem die Baustelle durchziehenden Kolk standen und deshalb einer erhöhten Gleitgefahr ausgesetzt waren. Da aber für die Anordnung einer Bohrpfahlgruppe mit beiderseitigem Schutz durch zwei Verfestigungswände zwischen dem Pfeiler 7 und den

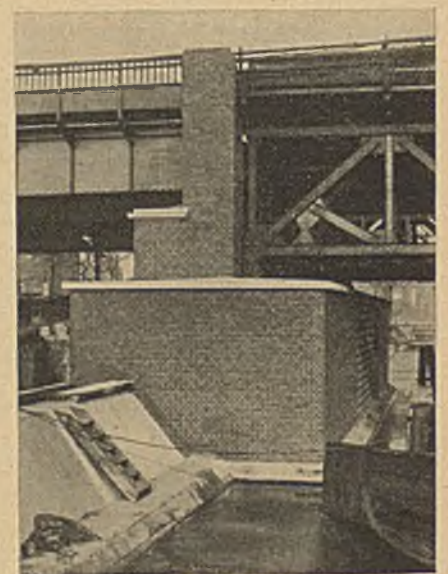


Abb. 11. Pfeiler 6 nach der Verstärkung.

Pendelstützen kein Platz vorhanden war, wurde der Ausweg gewählt, die notwendigen zusätzlichen Pfahlgruppen ganz nach außen zu rücken und durch lange Abfangbalken miteinander zu verbinden, auf denen der Pfeiler und die Pendelstützenfundamente gemeinsam ruhen. Diese Abfangbalken von 14 m Stützweite (Abb. 9) wurden, allerdings unter Zulassung erhöhter Spannungen, so bewehrt, daß sie die Pfeilerlast auch für den Fall noch aufnehmen können, daß die alten Holzpfähle wider Erwarten ganz versagen sollten. Endlich bot besonders beim Pfeiler 6 der neue Oberteil, also die Auflagerbank, gewisse konstruktive Schwierigkeiten, weil in diesem verbindenden Kernstück der ganzen Verstärkungshaube bei Anordnung der Bewehrung darauf Rücksicht genommen werden mußte, daß im Verlauf des Baues je Gleis 12 Auflagerpunkte teils gleichzeitig, teils nacheinander, unterzubringen waren (Abb. 10). Damit ergaben sich recht komplizierte Bewehrungsformen. In Anbetracht der hier auftretenden hohen Beanspruchungen wurde außerdem dem oberen Teil des alten Mauerkerne besondere Beachtung geschenkt, da sich gerade die Pfeilerköpfe beim Abbruch als stark zermürbt erwiesen hatten.

Um dem Mauerwerk in einer Zone von etwa 2,50 m wieder eine erhöhte Festigkeit und Dichtigkeit zu verleihen, wurde es nach dem Joosten-Verfahren behandelt. Die hierbei verwendeten echten Lösungen dringen unter Anwendung entsprechender Drucke wesentlich besser als Zementmilch in die feinsten Spalten des Mauerwerks ein und rufen eine wirksame Abdichtung und Verkittung des Mörtels und der Steine selbst hervor, womit eine entsprechende Steigerung der Festigkeit verbunden ist. Abb. 11 zeigt den Pfeiler 6 nach beendeter Verstärkung.

Die Gesamtarbeiten umfaßten eine Dauer von etwas über zwei Jahren; sie unterstanden der Bauleitung des Reichsbahn-Betriebsamtes Berlin 1 und der Oberleitung des Brückenzernats der Reichsbahndirektion Berlin. Als Hauptunternehmer traten auf für den Stahlbau die Fa. Hein, Lehmann & Co. und für die gesamten Gründungs- und Eisenbetonarbeiten die Firma Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast m. b. H., Berlin SW. Durch gutes Zusammenarbeiten aller Beteiligten gelang die Durchführung der verwickelten Arbeiten ohne Beeinträchtigung des Bauprogramms.

UMBAU EINES GROSSRAUM-KOHLENBUNKERS.

Von Obering. Klatte, V. D. I.

Im Jahre 1926 errichtete die „Biag“ Braunkohlen-Industrie A.-G., Zukunft, Weisweiler, einen Großraum-Kohlenbunker für 3000 m³ Inhalt¹.

Die nachfolgenden Ausführungen geben ein besonders lehrreiches Beispiel für die Tatsache, daß ein Bauwerk in reiner Stahlkonstruktion mit geringsten Mitteln grundsätzliche Umänderungen durchzuführen gestattet, wobei auch die eigentliche Ausführung in konstruktiv und statisch einwandfreier Weise durchgeführt werden kann.

Zunächst sei hier bemerkt, daß das Eigengewicht des Bunkers in reiner Eisenkonstruktion viermal leichter wurde, als dasjenige

Das Kohlenvorkommen in der Grube ist nun so, daß der Anfall der Kesselkohle demjenigen von Brikettkohle ungefähr gleich ist. Es kam häufig eine Vermischung der beiden Kohlenarten vor, und dies hatte Nachteile in der Brikettfabrikation. Um diesem Übelstande der Kohlenspeicherung abzuweichen, wurde beschlossen, den Bunker in der Längsrichtung zu trennen.

An Stelle des bisher in der Längsachse des Bunkers gelegenen Beschickungsgleises mußte zur Durchführung der Längstrennung des Bunkerraumes je ein Gleis über der rechten und linken Bunkerhälfte vorgesehen werden, so daß entweder Kesselkohle oder Brikettkohle in den bez. Bunkerhälften gelagert werden konnte.

Konnte nun die vorhandene Konstruktion zwei seitliche Geleise aufnehmen?

Diese Frage wurde dem Verfasser des Aufsatzes vorgelegt und konnte nach eingehender Prüfung der veränderten statischen Verhältnisse dahin beantwortet werden, daß die Umänderung des Bunkers tatsächlich möglich war.

Im nachfolgenden soll diese Umänderung der Konstruktion für den Einbau der beiden neuen Gleisstränge und der Trennung des Bunkers in zwei gleiche Hälften in Richtung der Längsachse näher beschrieben werden.

Eine Hauptbedingung mußte erfüllt werden:

Umänderung unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes.

Infolgedessen war es notwendig, vor Inangriffnahme der einzubauenden neuen Konstruktionsteile alle Vorarbeiten an der bestehenden Konstruktion auszuführen, welche für den Anschluß der neuen Eisenkonstruktionsteile notwendig waren. Zunächst mußten an den vorhandenen Mittelböcken der alten Fahrbahn Konsolen angebaut werden (Abb. 2). Weiterhin mußten an den Pfosten der äußeren Tonnenblechwände eine Anzahl Niete entfernt werden, um mit den freiwerdenden Löchern entsprechende Konsolen für die neue Konstruktion aufnehmen zu können (Abb. 3). Diese Arbeiten wurden wegen der verhältnismäßig raschen Zugfolge der Beschickungszüge von nur wenigen Leuten ausgeführt.

Die Konsolen an den vorhandenen Bockstützen in der Mitte wurden so ausgebildet, daß die Bleche das System-Dreieck zwischen den mittleren Aussteifungsdiagonalen der Böcke ausfüllen. Es kommen dadurch nur Achsialkräfte in die seitlichen Hauptpfosten der Böcke; Biegemomente sind vermieden worden. In statischer Beziehung erhalten diese Mittelböcke durch die neuen seitlichen Geleise keine größere Last als durch das frühere alte Mittelgleis.

Sämtliche Verbindungen bei der Umänderungskonstruktion,



Abb. 1. Innenansicht der ursprünglichen Konstruktion.

in Eisenbeton, so daß also diese ganz außerordentliche Gewichtsersparnis mit Bezug auf den besonders schlechten Baugrund von sehr erheblicher Bedeutung war und wurde.

Der Bunker ist ausgeführt worden nach dem Querschnitt in Abb. 1, aus der hervorgeht, daß die Braunkohle mit Hilfe von Großraum-Förderwagen in geschlossenem Eisenbahnzuge mitten über den Bunker angefahren und entladen wurde, und zwar in einem Arbeitsvorgang über die ganze Länge des Bunkers.

¹ Erbaut von der Firma F. A. Neuman, Eschweiler, die auch die nachstehend beschriebenen Umbauten an dem Bunker ausgeführt hat.

soweit sie Lasten zu übernehmen und zu übertragen hatten, wurden durch gedrehte konische Schrauben hergestellt. Diese Befestigungsart war die einzige Möglichkeit, um vor allen Dingen einwandfreie Kräfteübertragungen herzustellen, weil ein Nieten aus Gründen evtl. Brandgefahr ausgeschlossen war.

Auf die Konsolen wurden Wechselträger aufgebaut (s. Abb. 2). Die Auflagerung durch Leistenlager bewirkte, daß seitliche Biegemomente aus den Bockstützen ausgeschaltet wurden.



Abb. 2. Vorhandene Mittelböcke mit angebauten neuen Konsolen Wechselträger zwischen den Mittelböcken.

Die Entfernung der Hauptstiele beträgt 5 m.

Für den Anschluß an die Tonnenwandstiele wurden die neuen Querträger an einem Kopfe mit einer geschweißten Platte ausgerüstet (Abb. 3). Diese Ausführung war notwendig, weil auf die verhältnismäßig beschränkte Anschlußmöglichkeit an die Flanschen der Tonnenwandstiele Rücksicht genommen werden mußte. Diese Stiele bestehen aus zwei U-Eisen NP 16, und es mußte vermieden werden, daß durch Anschlußwinkel die Flanschbreite von Seiten des Trägers her unnötigerweise verschmälert wurde. Dies

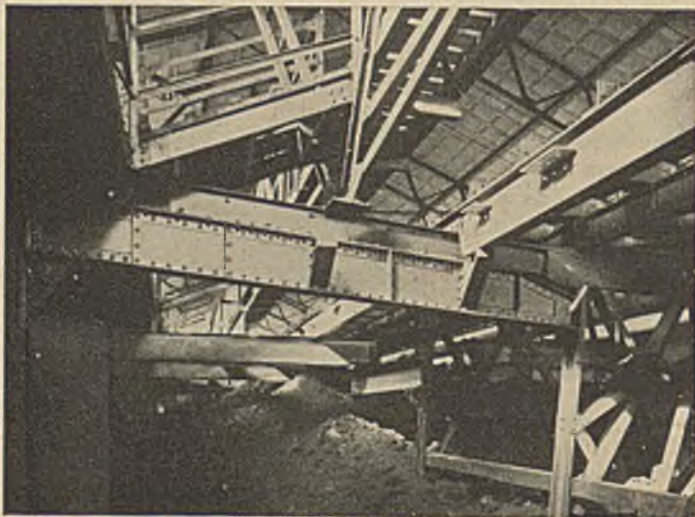


Abb. 3. Verstärkungs-Blechträger unter den vorhandenen Zugbändern.

Links: neue Konsolen an den vorhandenen Trennwand-Pfosten.
Angeschweißte Kopfplatte am Querträger.

ließ sich durch Vorschweißen einer Kopfplatte einwandfrei bewerkstelligen.

Um die Einbaumöglichkeit der Querträger zu erleichtern und gleichzeitig auch eine gute Kraftübertragung auf die vorhandenen Stiele zu erzielen, erhielten sie Konsolen unter dem unteren Flansch (s. Abb. 3). Diese Konsolen wurden aus dem gleichen Grunde wie bei dem Querträger in geschweißter Konstruktion hergestellt, so daß auch hier die an sich beschränkte Anschlußbreite vollauf genügte.

Die vorhandene Bunkerkonstruktion war seinerzeit so gelöst worden, daß alle 15 m quer durch den Bunker in ungefähre Höhe der Fahrbahn Hauptzugbänder gelegt worden waren, die die gesamte Horizontalkraft auf je 15 m Bunkerlänge bei gefülltem Bunker aufzunehmen hatten.

Um den Bunkerbetrieb nicht zu stören, dürften diese Zugbänder nicht entfernt werden. Gleichzeitig mußte aber auch eine Verstärkung vorgesehen werden, die die auftretenden neuen Biegemomente aufzunehmen in der Lage war.

Diese Bedingung ist so gelöst worden, daß der Form der vorhandenen, teilweise abgeknickten Zugbandkonstruktion angepaßte Blechträger unter die Zugbänder gelegt wurde (s. Abb. 3). Der neue Blechträger wurde mit dem vorhandenen Zugband durch Schraubenbolzen fest verbunden.

Der Anschluß der neuen Blechträger an die Tonnenwandstiele erfolgte in gleicher Weise wie bei den übrigen Querträgern mittels einer in sich geschweißten Konsole. Zur Befestigung dieser Konsole an den Tonnenwandstielen wurden die Niete der Tonnenbleche für die betreffende Anschlußhöhe entfernt und durch konische Schrauben ersetzt.

Eine besonders eigentümliche Ausbildung mußten die Enden der Gleisträger erfahren, welche auf den vorerwähnten Hauptzugbändern ihr Auflager finden mußten.

Die Höhenlage dieser Zugbänder mit Bezug auf Schienenoberkante der Fahrbahn war so niedrig, daß eine Übertragung der Auflagerdrücke durch

die üblichen Anschlußwinkel einfach nicht möglich war, zumal, weil die nötige Scherfestigkeit in den Profilen an diesen Stellen nicht vorhanden gewesen wäre. Hier hat die Schweißtechnik ausgezeichnete Dienste geleistet. Es wurden die Enden der Gleisträger ausgeklinkt, und dann in die so hergestellte Form ein geknickter Blechstreifen gegen den unteren Flansch an den Trägersteg beiderseits voll angeschweißt (s. Abb. 3). Auf diese Weise wurde der untere Flansch der Gleisträger den örtlichen Raumverhältnissen angepaßt.

Der gesamte Einbau der Unterkonstruktion für die neuen Gleisträger und dieser selbst wurde zunächst auf die oben beschriebene Art während des ungestörten Bunkerbetriebes durchgeführt.

Die beiden seitlichen Laufstege im früheren Zustand (s. Abb. 1), welche zur Betätigung der Doppelselbstentladewagen vorgesehen waren, mußten natürlich den beiden neuen seitlichen Gleissträngen weichen. Dafür wurde in der Mitte ein einziger Laufsteg oberhalb der vorhandenen Bockstützen angeordnet (s. Abb. 4).

Die Möglichkeit, an die Wagen auch von der Seite der Bunkerwände heranzukommen, ist dadurch gegeben, daß die Tonnenblechwände am oberen Rande einen Horizontalblechträger besitzen, der etwa zur Hälfte nach außen, zur Hälfte nach innen liegt, so daß die innere Hälfte dieses Blechträgers als Laufsteg bzw. Bühne benutzt werden kann.

Zwischen dem anderen Ende des Großraumbunkers und dem Bahndamm nach der Grube hin ist eine als Doppeltragträger ausgebildete Zufahrtsbrücke von rd. 20 m Spannweite vorhanden (Abb. 5), die in der Mitte, also in 10 m Abstand vom Bunker auf einer gitterförmigen Einzelstütze gelagert ist.

Die nunmehr ausgeführten zwei Zufahrtsgleise haben von der Brückenachse einen Abstand von je 2,3 m bis Mitte Gleis. Infolgedessen kommen jetzt die inneren Stränge der Gleisträger außerhalb der früheren Hauptgitterträger der Brücke zu liegen, und die Folge davon ist wieder, daß die Ergänzungsträger soviel

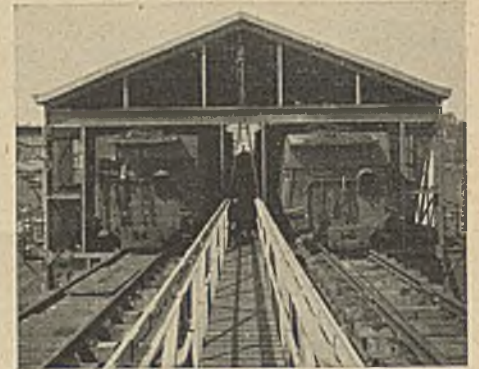


Abb. 4. Zustand des Bunkers mit 2 Fahrbahnen und Mitten-Laufsteg nach vollendetem Umbau.

seitlich nach außen geschoben werden mußten, daß die äußeren Stränge der Gleisträger noch dicht innerhalb der neuen Ergänzungsträger zu liegen kamen.

Die Umänderung dieser Brücke, die gleichfalls ohne Betriebsbehinderung durchgeführt werden mußte, wurde folgendermaßen vorgenommen:

Es wurde zunächst an der einen Seite die neue bockförmige Stütze vor die alte in der sich ergebenden Achsenentfernung aufgestellt und an den Knotenpunkten in horizontaler Richtung mit den entsprechenden der vorhandenen Brücke durch knickfeste Verbindungsstäbe verbunden. Dazu wurden Knotenbleche bzw.

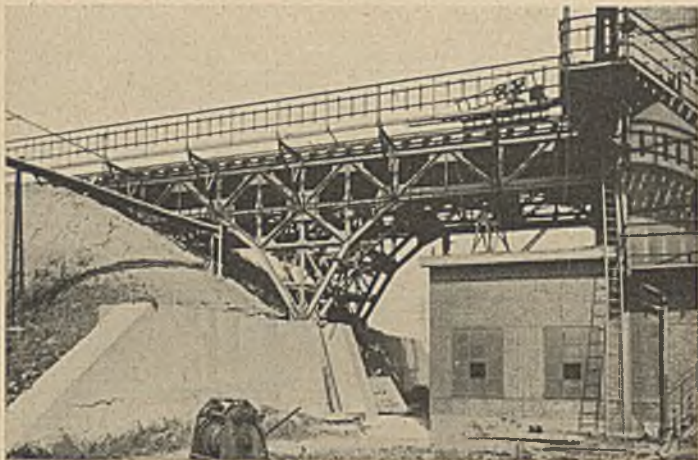


Abb. 5. Verbreiterung der Doppeltrag-Brücke nach der Grube hin.

Schnallenbleche aus den bezüglichen Punkten der vorhandenen Brücke zum Teil oder ganz entnietet und mit den entsprechenden Anschlußblechen durch konische Schrauben von neuem verbunden.

Im Anschluß an die Aufstellung der Fachwerkstütze wurde dann der zu ebener Erde zusammengebaute Gitterträger hochgezogen und auf die entsprechenden Knotenbleche, die in der Stütze bereits eingemietet waren, aufgesetzt und fest vernietet. Die Vernietung war in diesem Falle, abgesehen von der praktischen Durchführbarkeit, das Gegebene, weil in den meisten Fällen die elektrische Lokomotive über der Brücke bzw. auf dieser Brücke zum letzten Male abbremst und dadurch natürlich hohe Zusatzbeanspruchungen, auch Stoßwirkungen, in die gesamte Konstruktion hinein kommen. Umgekehrt treten beim Anfahren aus dem Bunker heraus selbstverständlich auch wieder plötzlich Stoßkräfte auf. Dieser dauernde Richtungswechsel der Kräfte würde für eine Verschraubung, wenn auch mit konischen Bolzen, auf die Dauer doch nicht ohne Einfluß bleiben können.

Die Querverbindungen der neuen Gitterträger mit der vorhandenen Brückenkonstruktion wurden genau so, wie schon vorher bei der Stütze beschrieben, ausgeführt, wobei auch wieder fast restlos vorhandene Anschlüsse durch Entnieten für die neuen Verbindungen nutzbar gemacht werden konnten. Das Neubohren von Löchern ist bei der Verstärkung der Brückenkonstruktion fast vollständig vermieden worden.

In derselben Weise wurde dann der zweite Brückenträger mit Stütze angebaut und mit der vorhandenen Brückenkonstruktion verbunden.

Die bei der alten Konstruktion vorhanden gewesenen seitlichen Konsolen für die seitlichen Laufstege wurden in der gleichen Form wieder verwendet und an die äußeren neuen Träger angebaut.

Eine geringfügige Änderung wurde nur an den Anschlußstäben vorgenommen, weil die neuen Brückenträger senkrecht zu stehen kamen, während die alte Brücke im Querschnitt einen Anlauf hatte.

Der Umbau der Gleise wurde so vorgenommen, daß die beiden neuen Gleistränge neben dem noch in Betrieb befindlichen

einen alten Strang fix und fertig eingebaut wurden. Nach dem Einbau einer Doppelweiche auf dem Bahnkörper und ihrem Anschluß an die beiden Gleise wurde das eine alte Gleis entfernt. Infolge des ununterbrochenen Betriebes der vorhandenen Anlage bis zum letzten Augenblick war es selbstverständlich nicht möglich, die Träger des alten Gleises auszuwechseln. Deshalb blieben diese Gleisträger mit der dazwischen befindlichen Betondecke auch in der Umkonstruktion bestehen.

In der gleichen Weise, wie früher die gesamte Plattform der Brücke mit Beton abgedeckt war, wurde dies auch bei der verbreiterten Brückenkonstruktion wieder durchgeführt.

Die Trennung des Bunkerraumes in zwei gleiche Hälften in der Längsrichtung des Bunkers konnte durch folgende einfache Konstruktion gelöst werden.

Die obere Kante des großen Sattelträgers ist seinerzeit so ausgebildet worden, daß es möglich war, bei dem Umbau eine Blechwand mit einem unteren U-Eisenförmigen Saum gleichsam darüber zu stützen.

Die Wand besteht im ganzen aus 20 Feldern je 3 m Länge. Jedes dieser Felder wurde wegen der leichteren Einbau-Möglichkeit in der Mitte senkrecht geteilt und jede dieser Feldhälften für sich zwischen die vorhandenen alten Bockstützen eingebracht (Abb. 6).

Der obere Saum dieser Trennwandfelder erhielt in der Mitte eine entsprechend starke Verlaschung, so daß dadurch die seitliche Festigkeit erzielt wurde.

In der senkrechten Trennfuge sitzt auf der einen Wandhälfte ein Z-Eisen, auf der anderen ein Winkeleisen, so daß dadurch ein bequemes Einfahren der zweiten Hälfte in die schon eingebaute erste möglich wurde.

Am oberen Rande, und zwar auf Oberkante obere Traverse, wurden die einzelnen Felder durch ein horizontales Knotenblech

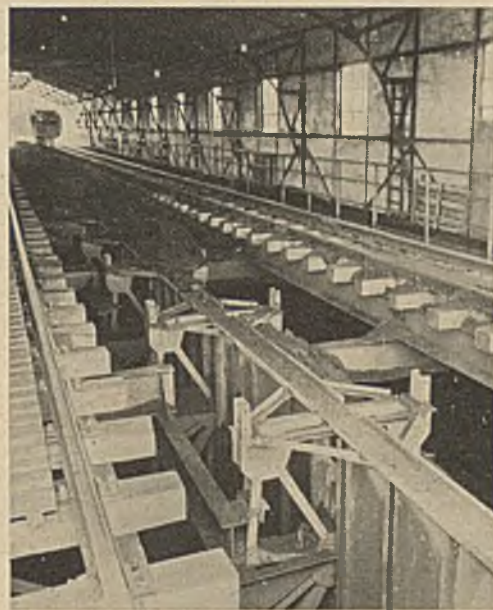


Abb. 6. Innenansicht nach dem Umbau mit Trennwand in der Längs-Mitte.

angeschlossen, so daß für die gesamte Einbauarbeit dieser Trennwand von 20×3 m-Feldern nur $20 \times 3 = 60$ Löcher gebohrt zu werden brauchen.

Die bezüglichen Blechenden werden durch Flacheisenlaschen miteinander verbunden, so daß die ganze Wand in der vorgesehenen Ausführung eine kontinuierliche Wirkung besitzt.

Es wäre, wenn die Brückenkonstruktion in Eisenbeton ausgeführt gewesen wäre, unmöglich gewesen, diesen für den gesamten Betrieb der Biag hochwertigen Bunkerumbau überhaupt durchzuführen.

ABSTÜTZUNG VON KELLERGEWÖLBEN.

Von Dr.-Ing. W. Schnidtmann, Stadtbaurat, Stuttgart.

Übersicht: Es wird die Wirkung einer Scheitelabspreißung auf die Standsicherheit von Kellergewölben untersucht und daraus auf den praktischen Wert dieser Sicherungsmaßnahmen geschlossen.

Zur Schaffung von Luftschutzzräumen in bestehenden Gebäuden kommen häufig überwölbte Kellerräume in Betracht; dabei wird die Anforderung gestellt, daß sie bei einem möglicherweise eintretenden Gebäudeeinsturz noch genügende Sicherheit bieten müssen. Die Entscheidung darüber, ob das vorhandene Gewölbe und seine Widerlager einem solchen Anspruch genügen, ist meist sehr schwer, denn nicht nur, daß die Größe der fallenden Massen nur schätzungsweise angegeben werden kann, daß unsere Kenntnis von dem Verhalten der Baukonstruktionen bei der Aufnahme so großer Stoßenergien noch ganz unzulänglich ist, daß bei bestehenden, namentlich älteren Gewölben die Stoffeigenschaften nicht genauer bekannt sind, machen sich auch noch in der Wirklichkeit verschiedene Einflüsse (z. B. die Wirkung der Stirn- oder sonstiger Quermauern usw.) geltend, die rechnerisch schwer zu erfassen sind, so daß also die tatsächliche Bruchlast nur mit sehr großer Unsicherheit vorher geschätzt werden kann. Vielfach sucht man sich nun über diese Schwierigkeit dadurch hinweg zu helfen, daß man die Gewölbe abbolzt, und zwar wird in der Regel wegen der Raumausnutzung eine Sprießreihe unter den Gewölbescheitel vorgeschlagen. Die Wirkung einer solchen Abstützung auf die Widerstandsfähigkeit des Gewölbes und damit ihren Wert näher zu untersuchen, ist der Zweck der folgenden Betrachtung.

Es dürfte nicht zweifelhaft sein, daß die nachstehenden vereinfachenden Annahmen zulässig sind:

1. das Gewölbe wird als Dreigelenkbogen mit parabolischer Achse betrachtet.
2. Die Belastung wird als gleichmäßig verteilte Vollast angesetzt. (Die im Gewölbegewicht und der Auffüllung liegende Ungleichheit der Eigengewichtslast tritt gegenüber der hohen „Nutzlast“, wie sie bei einem Gebäudeeinsturz in Aussicht zu nehmen ist, vollständig zurück).
3. An Stelle der vorhandenen veränderlichen Neigung des Bogenelementes wird eine feststehende, mittlere Neigung α eingeführt, und zwar jene des Bogenviertelpunktes

$$\left(\cos^2 \alpha = \frac{1}{1 + 4 \varphi^2} \right)$$

Bezeichnen wir nun (Abb. 1) mit

l die Stützweite,
f den Stich und mit $\varphi = \frac{f}{l}$ das Stichverhältnis,

d die gleichbleibende Gewölbestärke,
F und I Querschnitt bzw. Trägheitsmoment des Bogens, bezogen auf im Breite,
 E die Elastizitätsziffer des Wölbemauerwerks,

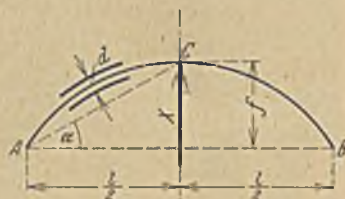


Abb. 1.

so berechnet sich die durch die Last q bei weggedachter Sprießung auftretende Scheitelsenkung zu

$$(1) \quad \delta_{oc} = \frac{q l^2}{32 \varphi^2 E F \cos^3 \alpha}$$

während die im Scheitel aufgebrachte Lasteinheit eine Scheitelsenkung

$$(2) \quad \delta_{oc} = \frac{l^3}{480 E J \cos \alpha} + \frac{l}{16 \varphi^2 E F \cos^3 \alpha}$$

hervorbringt.

Ist nun X die uns vor allem interessierende Stützkraft der Sprießung (kurz „Sprießdruck“) und bezeichnen

A_a die Senkung der Kämpfer } infolge der Nachgiebigkeit des
 A_c die Senkung des Scheitels } Baugrundes

und A_{lc} die durch ein seitliches Ausweichen der Widerlager um A_l hervorgerufene Scheitelsenkung (wobei $A_{lc} = \frac{A_l}{4 \varphi}$) so besteht die Beziehung

$$(3) \quad A_a + A_{lc} + \delta_{oc} - X \delta_{cc} = \frac{X h}{E_1 F_1} + A_c$$

worin h die Höhe, E_1 und F_1 die Elastizitätsziffer und den Querschnitt der Sprießung bedeuten.

Aus (3) folgt

$$(4) \quad X = \frac{A_a + A_{lc} - A_c + \delta_{oc}}{\delta_{cc} + \frac{h}{E_1 F_1}}$$

Wir wollen nun die verschiedenen Möglichkeiten der Wechselwirkung zwischen Gewölbe und Sprießung getrennt betrachten. I. Kämpfer und Sprießung seien absolut starr. Dann ergibt sich

$$(5) \quad X = \frac{\delta_{oc}}{\delta_{cc}} = q l \frac{1}{0,8 \cos^2 \alpha \left(\frac{f}{d} \right)^2 + 2}$$

Der Bruch gibt den Anteil an, den der Sprießdruck von der Gesamtlast übernehmen würde. Derselbe hängt nur mäßig vom Stichverhältnis, dagegen ausschlaggebend vom Schlankheitsverhältnis $\frac{f}{d}$ des Bogens ab und zwar wäre der Sprießdruck um so größer, je dicker bei einem gewissen Stich das Gewölbe ist, und er würde bei Bögen gleicher Stärke mit zunehmendem Stich rasch abnehmen.

II. Die Kämpfer sind seitlich unnachgiebig, Kämpfer und Sprießung senken sich gleichmäßig: $A_{lc} = 0, A_a = A_c$.

Dann ist

$$(6) \quad X = \frac{\delta_{oc}}{\delta_{cc} + \frac{h}{E_1 F_1}}$$

und der Sprießdruck sinkt, da die elastische Zusammendrückung $\frac{h}{E_1 F_1}$ bei den gebräuchlichen Werten von h und F_1 von der Größenordnung des δ_{oc} ist, auf einen Bruchteil des ideellen Wertes nach Gl. 5 herab.

I

II. Die Kämpfer sind seitlich unnachgiebig, die Sprießung senkt sich mehr als der Kämpfer: $A_{lc} = 0, A_c > A_a$

In Wirklichkeit kann der Unterschied $A_c - A_a$ höchstens $= \delta_{oc}$ betragen; in diesem Falle wird nämlich $X = 0$. Da aber δ_{oc} außerordentlich klein ist, so muß daraus der Schluß gezogen werden, daß, wenn der Scheitel nur in geringstem Maße nachgiebiger gelagert ist wie die Kämpfer, eine bleibende Entlastung des Gewölbes durch die Sprießung überhaupt nicht zustande kommt und die letztere also ziemlich wertlos ist.

(Für den Fall, daß die Kämpfer seitlich nachgeben, könnte allerdings die Scheitelsenkung größer werden, bis die Sprießung außer Wirkung gesetzt wird, nämlich $= \delta_{oc} + A_{lc}$. Allein auch dieser Betrag ist noch so gering, daß der oben gezogene Schluß vom praktischen Standpunkt aus gültig bleibt.)

IV. Die Kämpfer senken sich mehr als die Sprießung und weichen seitlich aus: $A_a > A_c, A_{lc} > 0$.

In diesem Falle gilt Gl. (4) und der nach ihr berechnete Sprießdruck, der im ganzen Bogen positive Momente, d. h. Zug-

spannungen an der unteren Laibung erzeugt, kann je nach Größe der Differenz von Δ_a und Δ_c und der Nachgiebigkeit Δ_1 einen so beträchtlichen Wert annehmen, daß der Bruch des Gewölbes eintreten muß.

Ein Zahlenbeispiel möge diese allgemeinen Bemerkungen unterstützen und veranschaulichen:

Es handle sich um ein Kellergewölbe aus Werkstein, von Abmessungen, wie sie in alten Gebäuden häufig anzutreffen sind:
 $l = 4,20$ m, $f = 1,20$ m, $d = 0,45$ m;

Belastung: $q = 10$ t/m².

Angenommen wird $E = 50\,000$ kg/cm² (da bei Gewölben der genannten Art der Mörtel meist von recht mäßiger Güte ist).

Es wird:

$$\varphi = 0,286, \quad \frac{f}{d} = 2,67, \quad \cos^2 \alpha = \frac{1}{1 + 4 \cdot 0,286^2} = 0,76, \\ \cos^3 \alpha = 0,65.$$

Zu I. nach Gl. 5,

$$X = 10,0 \cdot 4,20 \frac{1}{0,8 \cdot 0,76 \cdot 7,13 + 2} = 42,0 \cdot 0,158 = 6,65 \text{ t} \\ = 16\% \text{ der Gesamtlast.}$$

Zu II. $F = 0,45$ m², $I = 0,0076$ m⁴,
 $EF = 225\,000$ t, $EF = 3800$ tm²

nach Gl. 1

$$\delta_{0,c} = \frac{10 \cdot 4,2^2}{32 \cdot 0,082 \cdot 225\,000 \cdot 0,65} = 0,000\,46 \text{ m} = 0,46 \text{ mm}$$

nach Gl. 2

$$\delta_{c,c} = \frac{74,09}{480 \cdot 3800 \cdot 0,87} + \frac{4,2}{16 \cdot 0,082 \cdot 225\,000 \cdot 0,65} = 0,000\,046 \\ + 0,000\,022 = 0,000\,068 \text{ m} = 0,068 \text{ mm.}$$

Es wird angenommen: Kellerhöhe: $h = 2,70$ m Sprießung: je 1 m 1 Rundholz \varnothing 16 cm, somit $F_1 \sim 200$ cm², $E_1 = 100\,000$ kg/cm².

Damit wird: $\frac{h}{E_1 F_1} = \frac{2,70}{1\,000\,000 \cdot 0,02} = 0,000\,135 \text{ m} = 0,135 \text{ mm}$

nach Gl. 6, $X = \frac{0,46}{0,068 + 0,135} = \frac{0,46}{0,203} = 2,26 \text{ t} \sim 5\frac{1}{2}\%$ der Gesamtlast.

Zu III. Wenn sich die Sprießung nur um $\sim \frac{1}{2}$ mm mehr senkt wie die Kämpfer, tritt die Sprießung schon außer Wirkung!

Zu IV. Es wurde $\Delta_a = 3$ mm, $\Delta_c = 2,6$ mm und $\Delta_1 = 3$ mm vorausgesetzt. Dann ist $\Delta_a - \Delta_c + \Delta_{1c} = 0,4 + \frac{3,0}{1,144} = 3$ mm, und es wird nach Gl. 4: $X = \frac{3,0 + 0,46}{0,203} = 17,1 \text{ t.}$

Dieser Sprießdruck würde hervorrufen:

$$H' = \frac{-17,1 \cdot 4,20}{4 \cdot 1,20} = -14,9 \text{ t} \quad A' = \frac{17,1}{2} = -8,55 \text{ t.}$$

Durch die Auflast entsteht:

$$H_0 = \frac{10,0 \cdot 4,2}{8 \cdot 1,20} = 18,4 \text{ t u. } A_0 = 10,0 \cdot 2,1 = 21,0 \text{ t}$$

und es bleiben übrig im abgesprießten Gewölbe:

$$A = 21,0 - 8,55 = 12,45 \text{ t}, \quad H = 18,4 - 15,0 = 3,4 \text{ t.}$$

Das Größtmoment (im Viertelpunkt mit $y = 0,96$ m) beträgt:

$$M = 12,45 \cdot 1,05 - \frac{10,0 \cdot 1,05^2}{2} - 3,4 \cdot 0,96 = +4,39 \text{ tm.}$$

Die zugehörige Normalkraft wäre $N = \frac{3,4}{0,87} = 3,9 \text{ t}$, so daß sich bei Mitwirkung des ganzen Gewölbequerschnittes mit $W = 0,034$ m³ Spannungen ergeben würden von:

$$\sigma = \frac{\pm 4,39}{0,034} + \frac{3,5}{0,45} = \pm 129,0 + 8,7 \\ = +137,7 \text{ t/m}^2 \sim 14 \text{ kg/m}^2 \text{ Druck} \\ -120,3 \text{ t/m}^2 \sim 12 \text{ kg/m}^2 \text{ Zug!}$$

Eine solche Zugbeanspruchung kann unbewehrtes Mauerwerk nicht aushalten. Ohne Mitwirkung der Zugzone aber ist ein Spannungsgleichgewicht nicht möglich, weil die Normalkraft außerhalb des Querschnittes fallen würde.

Schlußfolgerung: Das Ergebnis der vorstehenden Untersuchung liegt in folgender Erkenntnis: Die Wirkung der Scheitelstützung eines Gewölbes wird schon von sehr kleinen und deshalb unvermeidbaren Setzungen so wesentlich beeinflusst, daß nicht nur die beabsichtigte Sicherung des Gewölbes nicht gewährleistet ist, sondern seine Tragfähigkeit u. U. erst recht gefährdet wird. Wenn demnach die Tragfähigkeit eines Gewölbes ohne Abstützung bezweifelt werden muß, so sind mehrere Sprießreihen oder Lehrbögen anzuordnen und diese so zu bemessen, daß sie allein — also bei Ausschaltung des Gewölbes als Tragglied — die Gesamtlast aufnehmen können.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE

Neue Versuche mit dem Ginsburg'schen Winterbauverfahren im Betonbau.

In meinem Beitrag über das Ginsburgsche Gefrierverfahren (Bauingenieur [1932], H. 13/14, S. 192/3) habe ich die Erwartung ausgesprochen, daß das Moskauer Institut für Betonforschung die Eignung dieses eigenartigen Verfahrens für die Baupraxis einer gründlichen Untersuchung unterziehen wird. Diese Untersuchungen wurden auch tatsächlich im Winter 1931/32, bzw. 1932/33 durchgeführt und lieferten äußerst interessante Ergebnisse, die nachstehend kurzgefaßt wiedergegeben werden sollen¹.

Die ersten Untersuchungen betrafen eine kleine Eisenbetonbrücke auf der neubauten Eisenbahnlinie Brjansk—Wjasma (West-Rußland), die genau nach den Vorschlägen von Ing. A. Ginsburg (kalte Werkstoffe, geringer Wassergehalt des Betons, dünne Einbringungsschichten usw.) ausgeführt wurde. Nach der im Frühjahr 1932 vorgenommenen Ausschaltung wurde die Betonbeschaffenheit durch eine Sachverständigenkommission eingehend geprüft; es wurde festgestellt, daß der Beton stark porös und sehr leicht (1500 kg/m³) war, an den Bewehrungen schlecht haftete und bei schwachen Schlägen auseinanderfiel. Die Festigkeit der im Baukörper angebrachten Probewürfel betrug nur 10 kg/cm² an Stelle der normalen Festigkeit von 110 kg/cm².

Auf Grund dieser Ergebnisse erließ die Sachverständigenkommission ein vorläufiges Anwendungsverbot für das Ginsburgsche Gefrierverfahren

¹ Nach „Stroitel'naja Promyschlennostj“ (1933), H. 7, S. 38—40.

und äußerte gleichzeitig die Meinung, daß der Mißerfolg des Verfahrens z. T. auf die mangelhafte Porosität der verwendeten Zuschlagstoffe (fester Kies und Schotter), vor allem aber auf den geringen Wassergehalt des Betons zurückzuführen sei; sie schlug vor, neue Versuche mit plastischflüssigem Beton und porösen Zuschlagstoffen (z. B. mit Ziegelbruch) durchzuführen.

Die ersten derartigen Versuche wurden von Prof. Filossofow (Moskau) im Frühjahr 1932 mit plastischem Kiesbeton (Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4; Konsistenzzahl Sl. = 7 cm; Normalfestigkeit nach 48 Tagen = 110 kg/cm²) durchgeführt, wobei die Probewürfel in Metallformen 48 Std. lang der Frostwirkung ausgesetzt wurden. Die Festigkeit des Betons betrug (nach 28tägiger Lagerung in normalen Temperaturverhältnissen):

92 kg/cm ²	bei den sofort nach dem Einbringen eingefrorenen Würfeln,
81	„ „ „ Würfeln, die erst nach 6 Std. einfroren,
88	„ „ „ „ „ „ „ 12 „ „
102	„ „ „ „ „ „ „ 24 „ „
108	„ „ „ „ „ „ „ 48 „ „

Eine zweite Reihe von Versuchen unternahm Prof. Skramtaje w und Ing. W. Kurajew (Moskau) im Winter 1932/33. Es gelangten normale Probewürfel (20 × 20 × 20 cm) aus plastischem Kies- bzw. Ziegelbruchbeton (MV. 1 : 2 : 4; Sl. = 8—10 cm) zur Anwendung. Als Zuschlagstoffe wurden Sand, Ziegelbruch und gewaschener Kies gewählt.

Die Probewürfel wurden in folgende vier Gruppen eingeteilt: Gruppe I. In normalen Temperaturverhältnissen angefertigte

und erhärtende Würfel. Sie wurden zwei Tage in den Formen und fünf, bzw. 26 Tage frei in feuchter Luft gehalten.

Gruppe II. Aus kalten Zuschlagstoffen angefertigte Probewürfel; der Beton wurde bei Frost (z. T. in drei Schichten) in Holzformen eingebracht und fünf Tage bei Temperaturen von -10°C und darunter gehalten. Nach fünf Tagen wurden die Würfel in geheizte Räume zurückgebracht und hier nach sieben-, bzw. 28tägiger Lagerung geprüft.

Gruppe III. Aus normal temperierten Zuschlagstoffen angefertigte Probewürfel. Der Beton wurde bei normaler Zimmertemperatur in Metallformen eingebracht und drei Tage lang in geheizten Räumen, fünf Tage bei Frost, die weiteren 25 Tage in geheizten Räumen gehalten. Die Prüfung erfolgte nach 13, bzw. 33 Tagen nach dem Einbringen in die Form.

Gruppe IV. Wie Gruppe III, jedoch schon am Ende der normalen Abbindezeit (8 Std.) aus den geheizten Räumen entfernt und fünf Tage bei Frost gehalten. Nach fünf Tagen in geheizte Räume zurückgebracht und hier nach sieben-, bzw. 28tägiger Lagerung geprüft.

Die Prüfungsergebnisse für sämtliche Würfelgruppen sind in der nachstehenden Tabelle zusammengefaßt:

Würfelgruppe	W/Z	Konsistenz Sl. cm	Festigkeit kg/cm^2		Anmerkungen
			nach 7 Tagen	nach 28 Tagen	
Ziegelbruch-Beton					
I.	0,96	10,5	28,3	46,8	Die Würfel der Gruppe II zeigten eine geringe Volumenvergrößerung. Sie tauten innerhalb von drei Tagen auf. Die aus schichtweise eingebrachtem Beton hergestellten Würfel dieser Gruppe zerfielen bei der Prüfung in einzelne, den Einbringungslagen entsprechende Schichten*.
II.	0,96	9,0	22,4	27,1	
III.	1,00	8,5	30,7	59,6	
IV.	0,96	9,5	31,55	53,2	
Kies-Beton					
I.	0,65	9,0	77,4	114,0	
II.	0,65	9,0	59,8	116,0	
III.	0,65	9,0	55,0	93,8	
IV.	0,65	9,0	54,0	83,8	

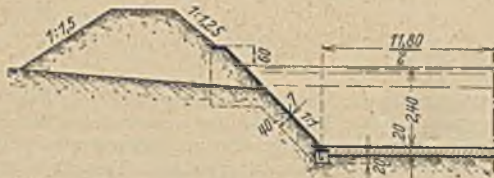
* Hieraus folgern die Versuchsleiter die Notwendigkeit, bei der Anwendung des Gefrierfahrens auf die schichtweise Einbringung von Beton zu verzichten.

Auf Grund dieser Ergebnisse stellen die Versuchsleiter fest, daß der plastische Beton (sowohl Ziegelbruch-, als auch Kiesbeton) ohne besondere Festigkeitsverluste vor dem Beginn des Abbindevorganges einfrieren kann, vorausgesetzt, daß die Erhärtung nach dem Auftauen in warmer feuchter Luft vor sich geht.

Durch weitere in Vorbereitung befindliche Versuche an größeren Konstruktionsteilen und einzelnen Bauwerken soll die Frage der Anwendbarkeit des Ginsburgschen Gefrierfahrens eine endgültige Klärung erfahren.
Dipl.-Ing. K. A. Pohl.

Betonauskleidung eines Kraftwerkkanals an der Garonne.

Der rd. 6 km lange Zuführungskanal zu den beiden hintereinandergeschalteten Kraftwerken Gentille und St. Sernin dient für eine Wasserführung von $60 \text{ m}^3/\text{sec}$; er hat ein Gefälle von $0,3\text{‰}$, eine Sohlenbreite von 11,80 m und 2,40 m Wassertiefe. Das Kanalprofil liegt, wie aus der Abbildung hervorgeht, teils im Einschnitt, teils im Auftrag und weist



Querschnitt durch den Werkkanal.

verhältnismäßig steile Böschungen 1 : 1 bzw. 1 : 1,25 auf. Der Boden besteht aus kiesigen Böden in Wechsellagerung mit tonigen Schichten verschiedener Beschaffenheit und Stärke; Sohle und Böschungen des Kanals sind mit Beton verkleidet, letztere bis 60 cm über den Wasserspiegel hinaus. Man hat an den Böschungen die gewöhnliche Auskleidung mit Stampfbeton verlassen und eine Auskleidung mit Eisenbetonplatten von 7 cm Stärke gewählt. In der Böschungsbekleidung sind alle 23 m Dehnungsfugen von 3 cm Breite angeordnet, die durch Gudron und zwei Lagen Teerstricke durch Verstemmen gedichtet sind. An den Stellen der Dehnungsfugen sind Betonrippen von 30 cm Breite und 40 cm Tiefe in die Böschungen eingelassen, die zunächst Stützpunkte für das Abgleichen der Böschungen abgeben und dann eine Unterlage für die Stoßstellen der Eisenbetonplatten. Die Betonrippen laufen auch in einer Stärke von 20/20 cm in der Sohle durch, die durch eine 20 cm starke Stampfbetonplatte befestigt ist. Die Dehnungsfugen in der Sohle sind in den unteren 13 cm mit Sand ausgefüllt und in den oberen 7 cm in gleicher Weise wie an den Böschungen mit Gudron und Teerstricken gedichtet. Am Böschungsfuß sind Längsrippen angeordnet zur Stützung der Eisenbetonplatten der Böschungsverkleidung, wobei durch Verankerungsseisen eine gute Verbindung gesichert wird.

Die Herstellung der Betonauskleidung erfolgte ausschließlich durch Handarbeit. Um die abgeglichenen Böschungen gegen Witterungseinflüsse vor dem Aufbringen der Eisenbetonverkleidung zu schützen, hat sich ein Besprengen der Böschungen mit Zementmilch als vorteilhaft erwiesen. Die Eisenbetonverkleidung geschah in der Weise, daß zwischen zwei Dehnungsfugen jeweils 28 Stück vorher fabrikmäßig hergestellte Eisenbetonplatten in 14 Feldern mit zahnartiger Übergreifung verlegt wurden mit jeweiligen Zwischenräumen von 15 cm Breite zwischen den einzelnen Platten. Die kreuzweise Bewehrung bestand aus Rundeisen $\varnothing 8 \text{ mm}$ mit 10 cm Maschenweite, die an den Stoßstellen der einzelnen Platten herausstand. Durch Ausbetonieren der Zwischenräume zwischen den einzelnen Platten wurde dann die Verkleidung der Fläche vervollständigt. Durch diese Herstellungsweise wurden Ribbildungen infolge Schwindens des Betons verhindert und die Anordnung von verhältnismäßig wenigen Dehnungsfugen in 23 m Abständen ermöglicht. Die Arbeit war so eingerichtet, daß ein täglicher Fortschritt von 23 m Kanalauskleidung erzielt wurde. Die Betonmischung für die Eisenbetonverkleidung der Böschung bestand aus 250 kg Portlandzement, 300 l Feinsand bis 2 mm, 150 l Sand 2—5 mm und 750 l Kies bis 30 mm. Für den Sohlenbeton betrug das Mischungsverhältnis 200 kg Hochofenzement/m³.

Über die Bewehrung der Betonauskleidung auf den verhältnismäßig steilen Böschungen während des Betriebes sind leider keine Angaben vorhanden. (Nach Le Génie Civil, Bd. 54 Nr. 9 vom 3. März 1934.)
W. L y d t i n.

Die Drehbrücke über den Weaver-Fluß bei Acton Bridge, Cheshire.

Seit mehr als zwei Jahrhunderten bildet der Weaver-Fluß den Verkehrsweg zwischen dem Salzbergbauggebiet um Northwich (Grafschaft Cheshire an der Westküste Mittelenglands) und Liverpool und hat seine handelspolitische Bedeutung ungeachtet des Wettbewerbes von Schiene und Landstraße bis heute behalten. Der Fluß wird in seinem Laufe von verschiedenen Hauptstraßen gekreuzt. Die Bedürfnisse der Schifffahrt erforderten einen Ersatz der alten Brücken mit ihren geringen lichten Durchfahrtsweiten durch moderne bewegliche Brücken großer Öffnungen.

Hierbei mußte auf eine besondere Eigenart des Landes Rücksicht genommen werden: Die hier überall fließenden unterirdischen Salzsoleströme werden zur Gewinnung von Salz durch Pumpwerke angezapft. Dadurch ergeben sich oft Bodensenkungen, ähnlich den Bergschäden im Kohlebergbau; solchen Senkungen vorzubeugen ist um so schwieriger, als der Verlauf der unterirdischen Salzsoleströme nicht feststellbar ist

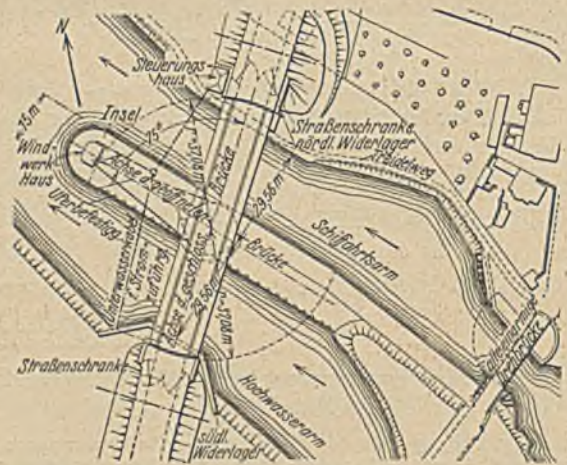


Abb. 1. Die Drehbrücke über den Weaver-Fluß bei Acton Bridge. (Lageplan.)

und die Oberflächenschäden oft weit ab von den Pumpstationen auftreten. Als Gegenmaßnahme hat man bei Drehbrücken in Northwich, die 1900 erbaut wurden, unter dem Schwerpunkt des Überbaus große runde Pontons untergesetzt, die etwa drei Fünftel des Brückengewichtes tragen und sich mit der Brücke drehen; das restliche Gewicht wird von einem Rollenkrans aufgenommen, dessen Höhenlage durch Spindeln nachgestellt werden kann. Diese Bauart, welche also auf einfache Weise das häufiger erforderliche Nachstellen und Anheben der Brücken ermöglicht, hat sich ausgezeichnet bewährt und wurde bei den späteren Brückenbauten aus Vorsicht auch dort angewendet, wo der Untergrund seither keinerlei Senkungen gezeigt hatte.

Die jüngst fertiggestellte Weaver-Brücke bei Acton Bridge liegt im Zuge der Hauptverkehrsstraße Warrington-Tarporley. Sie ist 74,16 m lang, hat stählerne Fachwerkhauptträger mit einseitig fallenden Streben und parabolisch gekrümmtem Obergurt. Die Fahrbahn ist 8,53 m breit und mit Asphalt abgedeckt; seitlich der Hauptträger sind zwei Fußwege von 1,68 m Breite ausgekragt. Zur Sicherung des Straßenverkehrs sind Schranken und Lichtsignale vorhanden. Der Treidelweg längs des Ufers ist unter der Brücke durchgeführt.

Von besonderem Interesse bei diesem Bauwerk ist die Konstruktion der Uferbefestigung der Insel, in deren Mitte der Drehpfeiler steht, sowie des südlichen Widerlagers, die teilweise Abstützung des Überbaus auf einen schwimmenden runden Ponton und schließlich die Anordnung des elektrischen Bewegungsmechanismus, der vom Ufer aus betätigt wird.

Die Uferbefestigung der Insel und das südliche Widerlager mußten im Wasser hergestellt werden. Das eisenbewehrte Betonwerk der Uferbefestigung ruht auf einer dicht geschlagenen hölzernen Bohlenspundwand mit Hinterfüllung. Die Bohlen sind zur Dichtung mit Nut und Feder versehen und wenig über dem Wasserspiegel abgeschnitten. Das südliche Widerlager ist auf einer ähnlichen Spundwand und einem Pfahlrost gegründet; hier ist teilweise statt Erdhinterfüllung Beton verwendet worden, der durch Taucher eingebracht wurde. So konnten die Kosten eines Fangedammes gespart werden.

In der Mitte der Insel befindet sich der Drehpunkt der Brücke. Hier ist eine zylindrische Kammer, deren Wände und gewölbter Boden aus Eisenbeton bestehen, für die Aufnahme des runden Pontons ausgespart. Zum Betonieren war ein ringförmiger Fangedamm aus Stahlprofilen ge-

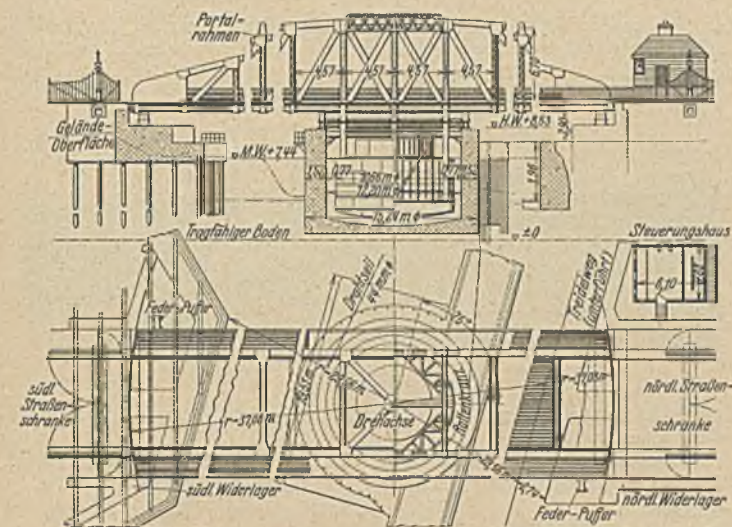


Abb. 2. Die Drehbrücke über den Weaver-Fluß bei Acton Bridge. (Schematische Ansicht und Grundriß.)

schlagen, der Innenraum leer gepumpt und ausgeschachtet worden. Die Pontonkammer hat 15,24 m Außendurchmesser, die senkrechten Wände sind 1,52 m dick; bei einem Pontondurchmesser von 10,66 m bleibt also zwischen Kammerinnenwand und Ponton ringsum ein Spielraum von 0,77 m. Auf dem oberen Kammerrand ruht der Rollenkranz. Die Kammer kann durch das Wasser des Flusses gefüllt und der Innenwasserstand durch ein Einlaßventil reguliert werden, um eine Überlastung des Pontons infolge zunehmenden Auftriebes zu verhindern.

Für den Entwurf waren folgende Forderungen wichtig: Bei einem Gesamtgewicht des Überbaus von 590 t mußte der Ponton eine Tragfähigkeit von 410 t haben und sich mit der Brücke drehen, ferner mußte ein Abheben der Brücke vom Rollenkranz unmöglich gemacht und die Rollen mit Spurkränzen so ausgebildet werden, daß die Brücke sich nicht verschieben konnte.

Der Ponton wird aus einer innen versteiften Stahlblechwand gebildet; der Boden ist gewölbt. Eine starke Innenkonstruktion überträgt den Auftrieb auf den Brückenüberbau. Die geschlossene Decke hat in der Mitte eine durch einen Aufsatzring erhöhte Luke. Bei normalem Flußwasserstand überflutet das Wasser die Pontondecke gerade eben; bei Hochwasser und geöffnetem Einlaßventil steigt das Wasser über die Pontondecke, wird aber durch den Aufsatzring am Eindringen in das Innere verhindert, so daß der Auftrieb fast konstant bleibt. Notfalls könnte natürlich auch das Einlaßventil abgesperrt werden. Im allgemeinen wird tatsächlich nach Füllung der Kammer diese Verbindung zum Außenwasser geschlossen gehalten. Wenn die Kammer für Anstrich- oder Ausbesserungsarbeiten am Ponton leergepumpt wird, ruht das ganze Brückengewicht auf den Rollen. Besondere Schutzmaßnahmen gegen Regen oder Frost sind unnötig, da die Brückenfahrbahn alles überdeckt.

Als Vorteil dieser Bauart ist festzustellen, daß die Antriebskraft zum Drehen der Brücke nur ein Zehntel derjenigen beträgt, die zum Drehen einer nur auf Rollen gelagerten Drehbrücke erforderlich wäre. Wenn man bei einer solchen Brücke den gleichen Vorteil auch mit einer hydraulischen Anhebevorrichtung erreichen könnte, so entfällt doch bei dem Pontonsystem die ganze Druckwasseranlage mit all ihren Kosten für Anlage und Unterhaltung. Ein Mittelpfeiler muß ja in jedem Falle vorhanden sein, normalerweise massiv, in diesem Falle hohl ausgeführt. Sein Durchmesser ist durch die Brückenbreite begrenzt; die Tiefe der Kammer kann der erforderlichen Auftriebskraft angepaßt werden. Genauere Kostenuntersuchungen beweisen die Wirtschaftlichkeit dieser Bauart. Dabei ist zu bedenken, daß der Strom für den Antriebsmotor nur zum Einleiten der Drehbewegung eingeschaltet werden muß, dann

aber die Brücke durch die reibungslose Lagerung im Wasser infolge ihres Beharrungsvermögens sich bis zur Endstellung ohne Motorkraft weiterdrehet.

Für die Lage des Steuerungshauses war die Bedingung maßgebend, daß der Bedienungsmann gute Sicht auf den Fluß und die Straße in beiden Richtungen hat und für die Nebenrichtungen möglichst nur kurze Wege auszuführen braucht, während das Windwerkhaus in jedem Falle auf der Insel stehen muß. Als Personal genügen zwei Mann je Schicht: Der eine schließt die nördliche Straßenschranke, bevor er das Steuerungshaus betritt; der andere schließt die südliche Schranke und bleibt auf der Brücke, um den Schiffsverkehrsverkehr und die Brückenbewegung zu überwachen.

Der Bewegungsmechanismus wird durch einen 40-PS-Elektromotor angetrieben. Dieser betätigt eine Kabeltrommel, von der zwei 44 mm dicke Drahtseile, die in Spirallinien vielfach um die Trommel geschlungen sind, zu einem mit dem oberen Rollenkranz verbundenen Ringträger laufen. Auch die bei dieser Bauart besonders wichtigen Bremsen werden vom Steuerungshaus aus bedient; ihr Betätigungsmechanismus wurde sehr sorgfältig durchgebildet, um ein zu scharfes Bremsen, wodurch die Drahtseile des Antriebes gefährdet werden müßten, unmöglich zu machen. Bei Stellung der Brücke quer zum Fluß werden die Hauptträgerenden durch von unten untergeschobene Feststellkeile, die gegen Abgleiten durch Puffer gesichert und elektrisch gesteuert sind, gehalten. Diese Keile heben die Brücke nicht etwa an, sondern sichern lediglich ihre Lage und übernehmen die Stützdrücke aus Verkehrslast. Sobald sie gelöst sind, werden die Trägerenden frei. Nur in diesem Falle kann dank entsprechender Schaltung der Drehmotor angelassen werden; umgekehrt können die Feststellkeile nur hochgeschoben werden, wenn die Brücke völlig eingeschwenkt ist.

Die Gesamtkosten des Bauwerkes einschließlich der Widerlager, Pfeiler und Hochbauten waren zu 52 000 £ veranschlagt; jedoch ist diese Summe nicht ganz verbraucht worden. Bei einer vor der Öffnung erfolgten Probelastung durch schwere Traktoren ergab sich eine größte elastische Durchbiegung von 40 mm. (Nach „Engineering“, Bd. 137 vom 23. Februar u. 16. März 1934.)
Dr.-Ing. C. J. H o p p e.

Verbreiterung und Verstärkung einer Bogenbrücke.

Im Zuge der Staatsstraße Bône—Constantin liegt bei Hélopolis (Algier) eine Bogenbrücke von etwa 54 m Stützweite; sie wurde vor etwa 70 Jahren errichtet und ist durch die damals übliche Verwendung von Gußeisen für alle Tragglieder bemerkenswert. Die beiden, in rd. 5 m Abstand angeordneten Bogen (Stichmaß 1/10) bestehen aus etwa 4 m langen Gußstücken, welche nach Art von Wölbsteinen zusammengesetzt und miteinander verbunden sind. Der Ständeraufbau für die Fahrbahn samt den Querträgern nimmt zwischen letzteren die gemauerten Gewölbe der Brückentafel auf. Die Rahmen des waagerechten Windverbandes sind mit den Bogen starr verbunden.

Straßenbrücken dieser Bauart haben sich im allgemeinen besser als Eisenbahnbrücken gehalten. Die Verstärkung ist fast ausnahmslos durch die gefährlichen Schwingungen veranlaßt worden, welche die stetige Zunahme der Verkehrslasten hervorgerufen haben. Außerdem waren die Anschlüsse des Windverbandes an den Bogen so stark verrostet, daß die Gefahr einer vollkommenen Zerstörung dieser Verbindungen bestand. Schließlich genigte die geringe Fahrbahnbreite von 4,50 m nicht mehr den heutigen Ansprüchen und Vorschriften, welche eine Breite von 6 m verlangen.

Die Verstärkung des vorhandenen Tragwerks der Brücke wurde von der Überlegung beeinflusst, daß hierbei vor allem die Errichtung kostspieliger Rüstungen vermieden werden mußte. Die Ausführung selbst wurde dadurch erleichtert, daß gewisse Beschränkungen der Verkehrsbelastung zugelassen und die Wirkung des Eigengewichtes durch teilweisen Aufbruch der Fahrbahndecke und Anordnung behelfsmäßiger hölzerner Gehstege ermäßigt wurden.

Die Ausführung der Bogenverstärkung erfolgte in Eisenbeton und wurde ohne Berücksichtigung der Spannungen in den vorhandenen Gußeisenbogen berechnet. Der neue I-förmige Betonquerschnitt mit beiderseitiger Hauptbewehrung umschließt die alten Bogen und entspricht diesen in Bauhöhe und Form (Abb. 1). Querbewehrungen und Bügel gehen durch die Stege der Bogen und sichern auf diese Weise den Zusammenhang der beiden Querschnittsteile (Abb. 2). Vor dem Betonieren wurden die alten Tragwerke gründlich gereinigt.

Völlig geändert wurde die statische Wirkungsweise. Während früher die Hauptträger eingespannte Bogen darstellten, wurden sie jetzt als Dreigelenkbogen ausgebildet. Zu dieser Lösung schritt man deshalb, um die erheblichen Temperaturspannungen zu vermeiden, welche bei flachen Bogen vorhanden sind und einen großen Teil der zulässigen Nutzsparnungen verzehren. Ihr Auftreten wurde zu der Zeit, als die Brücke gebaut wurde, nicht beachtet und führte in der Folge zu jenen Zerstörungerscheinungen (Lockern der Verankerung in den Widerlagern, Lösen der Verbindungen der einzelnen Bauglieder), die mit die Ursache für die Verstärkung des Tragwerks waren.

Die Herstellung der Gelenke erfolgte nach Erhärten des Betons, sobald dieser die ausreichende Druckfestigkeit besaß. Man ließ zunächst im Bogenscheitel einen etwa 80 cm breiten Zwischenraum frei, setzte vier hydraulische Pressen an und hob durch deren Wirkung sowohl die eingetretene Durchbiegung der Bogen unter der Eigengewichtslast des

Betons als auch diejenige, welche durch die Lastvermehrung der neuen Fahrbahnausbildung verursacht wurde, auf. Die von den Pressen ausgeübte Kraft betrug 340 t je Bogen. Abb. 3 läßt die Gelenkausbildung erkennen. Es wurden Wälzgelenke aus umschürtem Beton angeordnet.

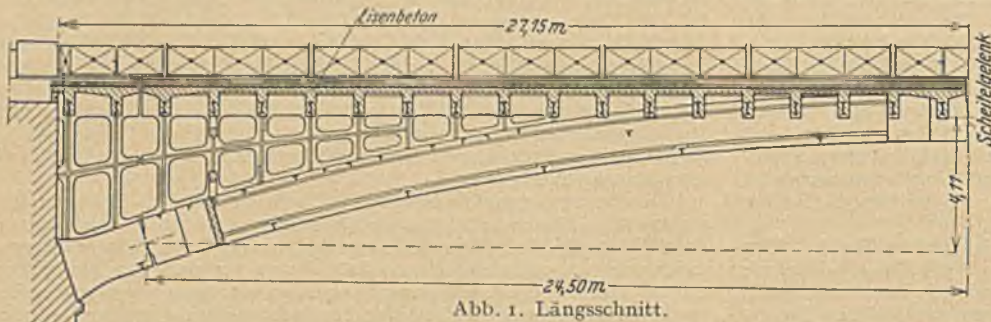


Abb. 1. Längsschnitt.

als auch das Ständerwerk der Fahrbahn durchschnitten. Aus Abb. 1 kann man die dort ausgebildeten Fugen erkennen. Die zeitlich folgende Herstellung der Fahrbahn bot nach durchgeführter Verstärkung der Bogen keine weiteren Schwierigkeiten. Die Verbreiterung der Fahrbahn

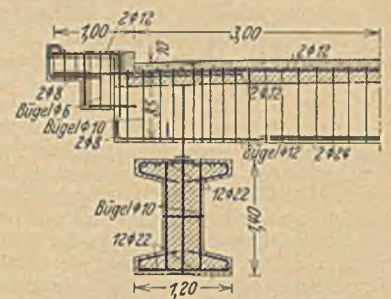


Abb. 2. Querschnitt.

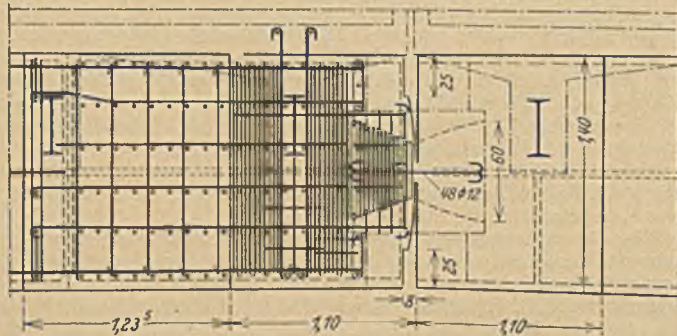


Abb. 3. Scheitelgelenk.

erfolgte in der Weise, daß die vorhandenen Querträger als Eisenbetonträger ausgebildet und durch zusätzliche Rundeisenbewehrung und gleichzeitig verlängert wurden, so daß die Breite der Brücke auf das vorgeschriebene Maß von 8 m (Fahrbahn: 6 m, Gehwege: je 1 m)



Abb. 4. Ansicht.

Beim Nachlassen und Ausbau der Pressen ergaben sich keinerlei Bewegungen im Bogen. Die Aussparungen für die Pressen wurden nachträglich durch Beton geschlossen.

An den Gelenkstellen der Kämpfer wurden sowohl die Bogenträger

gebracht werden konnte. Abb. 4 zeigt die Ansicht der verstärkten und verbreiterten Brücke.

Die beschriebenen Bauarbeiten wurden in drei Monaten ausgeführt. (Nach Le Génie Civil [1934], Heft 5.) Dr.-Ing. Y' A l l e m a n d.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zum VII. Internationalen Straßenkongreß 1934 vom 3. bis 8. September in München

ist aus technischen Gründen der Kongreßvorbereitung die beschleunigte Anmeldung der deutschen Kongreßbesucher, sowohl für die Teilnahme am Kongreß als auch an den anschließenden Besichtigungsreisen, erforderlich.

Die Anmeldung der Mitgliedschaft für die Teilnahme am Kongreß ist zu richten an den Deutschen Ausschuß für die Internationalen Straßen-Kongresse, Berlin W 8, Pariser Platz 3; für die Teilnahme an den Besichtigungsreisen an Herrn Ministerialrat Dr. Speck, Sächsisches Finanzministerium, Dresden N 6, Carolaplatz 1.

Tagung des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft.

Das Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft der Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft zur Förderung der Wissenschaften hielt am 9. Juli 1934 die Tagung seines Wissenschaftlichen Beirates, seines Verwaltungsrates und seine Mitgliederversammlung ab. Es waren anwesend Vertreter der Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft, des Reichsverkehrsministeriums, der Bayerischen Ministerien, zahlreicher Großkraftwerke und Vorstände von wasserbaulichen und hydraulischen Laboratorien. Der Vorsitzende Ministerialdirektor Prof. Weigmann schilderte eingehend die erfreuliche Entwicklung des Instituts in technischer und wirtschaftlicher Beziehung.

Besonders hervorgehoben wurden zwei große Versuchsaufträge, die in der Versuchsanstalt des Instituts in Oberrach am Walchensee zur Ausführung kommen: Turbinenversuche im Auftrag der Rhein-Main-Donau-A.-G. nach Vorschlägen von Prof. Dr.-Ing. F. L a w a c z e c k und ein Großmodellversuch für die Regulierung des Hwangho, der durch die chinesische Regierung erteilt wurde und unter persönlicher Leitung des Altmeisters des flußbaulichen Versuchswesens, Geheimen Rat Prof. Dr. h. c. Engels ausgeführt wird.

Im Anschluß an die Sitzungen erfolgte am 10. Juli 1934 eine Besichtigung der Anlagen der Versuchsanstalt Oberrach. Nach einer schlichten Erinnerungsansprache des Vorsitzenden am Ehrenmal Oskar von Millers erläuterte bei einem Rundgang Direktor Esterer die baulichen Erweiterungen, technischen Einrichtungen und die laufenden Versuchsarbeiten des Instituts. Geheimer Rat Engels gab eine ausführliche Schilderung des Problems der Regulierung des Hwangho, an die sich eine lebhaft diskutierte Diskussion der aufgeworfenen Fragen anschloß.

Der Gesamtverlauf der Tagung ließ den großen Wert dieses Tochterinstituts der Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft für die Weiterentwicklung und Klärung aller mit dem Wasserbau und dem Ausbau von Wasserkraften zusammenhängenden Fragen erkennen. Es ist besonders erfreulich, daß der Gedanke Oskar v. Millers, eine Großversuchsanstalt für Wasserbau und Wasserkraft zu gründen, sich in steigendem Maße fruchtbringend auswirkt.

Nachtrag

zu dem Bericht Wernecke: Der Straßentunnel unter dem Mersey in Liverpool.

(In Heft 27/28 lfd. Jgs.)

Zu dem obengenannten Aufsatz auf Seite 289/290 wird hiermit ergänzend folgendes mitgeteilt:

Das englische Königspaar eröffnete am 18. Juli in Anwesenheit der Spitzen der Behörden den Straßentunnel, der die Städte Liverpool und B i r k e n h e a d miteinander verbindet.

Bei dem Bau dieses längsten Unterwasser-Straßentunnels, der einen Verkehr von 4150 Automobilen in der Stunde — für alle anderen Fahrzeuge und Fußgänger ist der Tunnel vorläufig verboten — zu bewältigen vermag, wurden 2000 Arbeiter beschäftigt. Die Bauzeit dauerte neun Jahre; die Kosten beliefen sich auf rd. 8 Mill. £. Während der Arbeiten ereigneten sich fortgesetzt Wasser- und Schlammereinbrüche, so daß insgesamt 33,5 Mill. m³ Wasser wieder in den Mersey zurückgepumpt werden mußten. 1,2 Mill. Tonnen Felsen waren fortzuräumen. Der Tunnel selbst besteht aus einer riesigen, innen mit schwarzem Glas verkleideten Eisen- und Betonröhre von 350 000 Tonnen Gesamtgewicht und ist mit den modernsten Errungenschaften, Lüftungsanlagen, Sicherheitseinrichtungen usw. versehen.

Verbunden mit der Eröffnung dieses Tunnels war die Einweihung der 40 km langen Ost-Lancashire-Autostraße, die Liverpool mit Manchester verbindet. Bei der Anlage dieser Straße, die ungefähr 3 Mill. £ gekostet hat, wurden 3 Mill. Tonnen Erde bewegt und 30 Brücken gebaut.

Fundamente auf unsicherem Baugrund.

Schadenersatz wegen Schädigung der Nachbargrundstücke trotz Anwendung eines bewährten Gründungsverfahrens.

Wer zum Zweck der Errichtung von Fundamenten für Neubauten zwischen schweren, mehrstöckigen Häusern gräbt, muß äußerste Vorsicht walten lassen. Denn nach § 909 BGB. darf ein Grundstück nicht in der Weise vertieft werden, daß der Boden des Nachbargrundstücks

die erforderliche Stütze verliert, es sei denn, daß für eine genügende anderweite Befestigung gesorgt ist. Der Bauherr, dem selbst fachkundige Berater zur Seite stehen, kann sich im Falle der Schädigung und Inanspruchnahme durch die Geschädigten zu seiner Entlastung auch nicht darauf berufen, daß zuverlässige und bekannte Fachfirmen unter Anwendung bewährter Verfahren die Neubauten ausgeführt haben. Lehrreiche Ausführungen hierzu enthält eine neue Reichsgerichtsentscheidung, aus der wir das Folgende mitteilen:

Der Kläger ist Eigentümer von zwei mehrstöckigen Häusern, die in den Jahren 1906 bis 1908 gebaut worden sind. Auf einem Nachbargrundstück, das an die rückwärtigen Fronten der Gebäude des Klägers

anstößt, errichtete die Beklagte im Jahre 1926 ein Telegraphenbauamt und einen Geräteschuppen. Mit der Behauptung, durch die Fundierung der Neubauten seien seine Grundstücke durch Rissebildung in den Wänden und Senkungen des Mauerwerks geschädigt worden, nimmt der Kläger die Beklagte auf Schadenersatz in Anspruch. Landgericht und Oberlandesgericht Königsberg haben den mit 20 000 RM. bezifferten Teilbetrag in Höhe von 18 700 RM. anerkannt, den weitergehenden Anspruch abgewiesen.

Die näheren Entscheidungsgründe des Reichsgerichts, das die Vorentscheidung bestätigt hat, siehe Reichsgerichtsbriefe. (V 28/34. — 17. März 1934.)

PATENTBERICHT.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 30 vom 26. Juli 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. S 108 632. Karl Sudheimer, Wiesbaden-Biebrich. Abdichtung für Scheibengasbehälter. 10. III. 33.
- Kl. 4 c, Gr. 37. M 123 696. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Akt.-Ges., Nürnberg. Sicherheitsvorrichtung für Gasbehälter. 28. IV. 33.
- Kl. 4 c, Gr. 38. B 155 682. Bamag-Meguini Akt.-Ges., Berlin. Einrichtung zur Aufbringung einer Ölschicht auf das Sperrwasser der Tassen mehrhubiger Gasbehälter. 12. V. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 7. B 158 783. Dr.-Ing. Wolfgang Baseler, München. Spurführungsleiste für Eisenbahnschienen. 19. XII. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 16. M 122 892. Ewald Müller, Schleswig. Schienenstoßüberbrückung mittels eines in den Schienenkopfen verschiebbaren Überbrückungskeils. 14. II. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 28/56. P 67 723. Preußische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Zweigniederlassung Steinkohlenbergwerke Hindenburg i. O.-S., und Dipl.-Ing. Otto Lugscheider, Hindenburg. Zwängrollenrahmen für einseitig rückende Gleisrückmaschinen. 20. VI. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 4/02. D 304.30. Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Berlin. Doppelpertes Herzstück mit bis zum Knickpunkt verlängerten Spitzschienen. 29. VIII. 30.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. A 69 404. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. F. Engelmann, Mannheim-Käfertal. Fahrdrahtklemme. 6. V. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 4. R 326.30. H. H. Robertson Company, Pittsburg, V. St. A.; Vertr.: P. Müller u. Dr. W. J. Müller-Boré, Pat.-Anwälte, Berlin W 15. Hohle Glaswand mit in ihrem Inneren liegenden Eisenstützen. 7. VI. 30.
- Kl. 37 a, Gr. 6. D 60 564. Deutsche Stahl-Lamellengesellschaft m. b. H. Dortmund. Gewölbte raumabschließende Netzwerke aus von Knotenpunkt zu Knotenpunkt reichenden Stäben. 5. III. 31. Großbritannien 27. XI. 30.
- Kl. 37 b, Gr. 5/01. M 118 186. Mannesmannröhren-Werke, Düsseldorf. Verbindung von Streben oder Querrahmen mit dem Gurtstab für Fachwerk- oder Rahmenkonstruktion aus Rohrstäben. 2. I. 32.
- Kl. 80 a, Gr. 8. St 49 469. „Straba“ Straßenbaubedarfs-Akt.-Ges., Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Ifferte, Pat.-Anw., Dresden-A. Vorrichtung zur Herstellung eines bituminöse Bestandteile enthaltenden pulverförmigen hydraulischen Bindemittels. 13. VI. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 5/03. L 84 802. Karl Leitner u. Dr. Franz Kotzya, Wien; Vertr.: Oskar Bühle, München, Görrestr. 24. Verfahren zur Herstellung eines zementartigen hydraulischen Bindemittels aus Hochofenschlacke und Kalk. 14. XI. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 6/09. M 124 544. Carl Mönkemeyer, Osterwieck, Harz, und Rudolf Schmidt, Schauen. Hydraulisch erhärtendes Bindemittel. 26. VII. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 1. St 51 072. Johann Keller G. m. b. H., Frankfurt a. M. Düse zum Einpressen von Flüssigkeiten in lose Massen; Zus. z. Pat. 595 007. 18. VII. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 48 276. Ilse der Hütte, Peine. Vorrichtung zur gegenseitigen Abstützung von Spundbohlen. 4. XI. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. S 105 069. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges.,

Berlin-Siemensstadt. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Gründungskörpern aus Beton, insbes. Pfählen, in aggressiven Wässern. 18. VI. 32.

- Kl. 84 d, Gr. 2. B 79.30. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Verfahren zum Ausheben von Gräben. 15. X. 30.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 116 212. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf, Akt.-Ges., Magdeburg. Turasantrieb für die Eimerketten von schweren Eimerkettenbaggern. 20. VII. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 121 149. Maschinenbau Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Eimerkettenbagger mit in lotrechter Ebene heb- und senkbarer Knickleiter. 23. IX. 32.
- Kl. 85 c, Gr. 4. N 33 509. Niersverband, Dr. Hermann Jung, und Wolfgang Otto, Viersen i. Rhld. Verfahren zur Reinigung von Abwasser. 30. III. 32.
- Kl. 85 c, Gr. 6/06. D 62278. The Dorr-Company, Inc., New York; Vertr.: Dr.-Ing. J. Friedmann, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg 2. Schaltvorrichtung für den Antriebsmotor von in Flüssigkeitskanälen angeordneten Siebreinigern. 10. XI. 31. V. St. Amerika 17. XI. 30.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 31 vom 2. August 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. Sch 100 731. August Schmücking, Braunschweig. Einrichtung zur Sicherung der Standhöhe der Abdichtungsflüssigkeit bei wasserlosen Gasbehältern. 16. III. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 9/30. Sch 98 741. Hermann Schwarz Kom.-Ges., Watten-scheid. Nachgiebige Eckverbindung für eiserne Kappen und Stempel. 29. VIII. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 10. M 124 688. Ernst Müller, Berlin-Wilmersdorf. Schienenbefestigungsvorrichtung mit zwischen Schienenfuß und Schwelle angeordneter Unterlegplatte; Zus. z. Pat. 569 788. 10. VIII. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 14/01. Sch 102 388. Dr.-Ing. Schneider & Co., Frankfurt a. M., Abbildungseinrichtung für Scheinwerfer, Signal-laternen u. dgl. 10. X. 33.
- Kl. 37 d, Gr. 7/01. W 91 706. Dr. Paul Wangemann, Berlin W 57. Fußbodenbauweise; Zus. z. Pat. 575 973. 29. IV. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/13. L 83 910. Fa. Paul Lechler, Stuttgart. Verfahren zur Verhinderung unerwünschter Austrocknung von Beton, Holz und anderen Stoffen. 10. VI. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/14. H 134 384. Bindemittel 10 G. m. b. H., München. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen, bituminöse Bestandteile enthaltenden Mörtels. 12. XII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 47 323. Ilse der Hütte, Peine. Verriegelung zwischen I-förmigen Spundbohlen und den zugehörigen H-förmigen Schloßeisen; Zus. z. Anm. A 54 417. 1. VI. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 3. W 87 444. Dipl.-Ing. Edward Widugier, Thorn; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einrichtung zur Erleichterung der Absenkung von Senkkästen. 7. XI. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 81 965. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Drei- oder mehrachsiges Zwischenfahrgestell für Bagger oder ähnliche schwere Geräte. 9. IX. 32.
- Kl. 85 d, Gr. 12. T 40 663. Mario Tamini, Mailand, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Kleinschmidt, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Wasserpfosten. 4. V. 32. Italien 12. I. 32.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Ottmann: Gotthilf Hagen. Der Altmeister der Wasserbaukunst. 18,5 x 27 cm. 193 Seiten mit 2 Porträtbildern. Preis geh. RM 8.—, geb. RM 10,50.

Die Engländer besitzen in den Werken Rankines und Thomas Stevensons Bücher, die nicht nur in den englisch sprechenden Erdteilen zu den klassischen Werken der Wasserbaukunst gerechnet werden, Deutschland kann stolz darauf sein, daß es im Handbuch der Wasserbaukunst Gotthilf Hagens ein Werk besitzt, das ebenfalls zu den Klassikern des Wasserbaues gezählt werden darf. Es war daher ein höchst verdienstvolles Unternehmen der Preußischen Akademie des Bauwesens die jetzige Generation daran zu erinnern, das Ende des 18. Jahr-

hunderts in der Philosophenstadt Königsberg mit Gotthilf Hagen ein Mann zur Welt kam, der sich ungeheure Verdienste um die Entwicklung des deutschen Wasserbaues erworben hat. Die vorliegende Denkschrift über das Leben und Wirken des Altmeisters des Wasserbaues beweist aber auch, mit welcher Liebe und Sorgfalt ihr Verfasser die ihm von der Akademie übertragene Arbeit durchgeführt hat. Das Werk zerfällt in drei Teile, deren erster dem Leben und Wirken Hagens gewidmet ist. In äußerst klarer und knapper Form läßt Ottmann die Jugendzeit und die Universitätszeit Hagens an uns vorbeiziehen. Es ist bemerkenswert, daß Hagen, trotz der tatkräftigen Unterstützung, die ihm der berühmte Astronom Bessel, sein Lehrer an der Universität

Königsberg, zuteil werden ließ, seiner Vorliebe für das Technische nachgab und der Astronomie entsagte. In seinen Lebenserinnerungen, die Ottmann vielfach wörtlich wiedergibt, legt Hagen die Gründe dar, die ihn bestimmt haben, der astronomischen Laufbahn zu entsagen. Die Begründung legt Zeugnis von einem hohen Grad von Selbstkritik ab, denn er sagt, er würde doch: „in der theoretischen Astronomie nicht entfernt Bessel gleich oder ähnlich werden können“. Dieser kritischen Beurteilung seiner eigenen Fähigkeiten, die er schon im Alter von 21 Jahren besaß, verdanken wir schließlich, daß Hagen zu den Begründern des deutschen Wasserbaus wurde.

In den weiteren Abschnitten werden Hagens Tätigkeit als Wasserbauer in Pillau, in der Zentralstelle in Berlin und seine Studienreisen geschildert.

Es folgen in der Denkschrift einige Auszüge aus Briefen an seinen Freund Ramkoff und an seine Frau, die davon Zeugnis ablegen, welchen Ansehens sich Hagen in den Kreisen französischer Ingenieure erfreute. Den größten Teil nimmt in der Denkschrift das literarische Lebenswerk und man muß der Auffassung Ottmanns durchaus beipflichten, daß der Leser das klarste Bild des bedeutenden Menschen und Ingenieurs aus seinen eigenen Worten gewinnen kann. Manches, das Hagen vor über hundert Jahren geschrieben hat, trifft auch heute noch den Nagel auf den Kopf. Wenn man seine Bemerkungen über den wissenschaftlichen Zustand der Wasserbaukunst liest, fragt man sich, ob das, was Hagen über den Wert von Theorien schreibt, wirklich nur für den damaligen Zustand der Wasserbaukunst zutreffend war, und ob wir Grund haben, auf die neueren Errungenschaften unserer Wissenschaft stolz zu sein.

Der umfangreichste Teil der Denkschrift ist der Wiedergabe einzelner, mit glücklicher Hand ausgewählter, Abschnitte aus Hagens Handbuch der Wasserbaukunst gewidmet. Sie erbringen den besten Beweis für die Richtigkeit der in der Einleitung niedergelegten Auffassung Ottmanns, daß Hagens Handbuch der Wasserbaukunst „trotz aller der gewaltigen Fortschritte und grundlegenden Wandlungen, die der Wasserbau seitdem erfahren hat, noch heute, wenn es richtig studiert wird, von höchster Bedeutung ist und jedem Wasserbauingenieur geläufig sein sollte“.

Möge der Arbeit Ottmanns der Erfolg beschieden sein, den sie in so hohem Maße verdient und das Gedächtnis an einen der großen Ingenieure Deutschlands lebendig erhalten. Ihrem Verfasser gebührt Dank und Anerkennung.
G. de Thierry.

Ier Congrès des grands barrages. (Erster Talsperren-Kongreß.) Stockholm 1933. Sämtliche auf dem Kongreß gehaltenen Referate nebst den Berichten über die Aussprache. Herausgegeben von der Internationalen Talsperren-Kommission der Weltkraftkonferenz. In 5 Bänden, Format 15×23 cm. Mit zahlreichen Abbildungen, graphischen Darstellungen und Plänen. Bd. 1: 331 Seiten; Preis 80 Frs. Bd. 2: 555 Seiten; Preis 170 Frs. Bd. 3: 407 Seiten; Preis 100 Frs. Bd. 4: 419 Seiten; Preis 125 Frs. und Bd. 5: 137 Seiten; Preis 30 Frs. Beim Gesamtbezug aller 5 Bände zus. Frs. 320,—. Zu beziehen durch VDI-Verlag, Berlin NW 7.

Gelegentlich des Berichtes über den ersten Talsperrenkongreß ist bereits darauf hingewiesen worden, daß vier große Fragen die Grundlage für die Diskussion bildeten. Zu jeder dieser vier Fragen wurden eine Reihe von Berichten von Fachleuten verschiedener Nationen vorbereitet. In dem fünfbandigen Kongreßbericht sind sämtliche Verhandlungen des Kongresses zusammengefaßt.

Band I enthält die Berichte zur Frage 1a über Altersschäden an Staumauern aus Bruchsteinmauerwerk oder Beton. Hierbei sind nicht nur Altersschäden im engeren Sinne, sondern auch Schäden anderer Art genannt. Berichte lagen vor von Link-Deutschland, Sandeman-Großbritannien, Westerberg-Schweden, Eggenberger und Zygart-Schweiz, Fiedler-Tschechoslowakei, Gröner-Norwegen, McMillan-Nordamerika. Den zusammenfassenden Generalbericht bzw. die deutsche, französische und englische Auffassung hatte Oberst Ekwall-Schweden übernommen. Anschließend ist die Diskussion in Stockholm und Trollhättan besprochen.

Band II enthält Frage 1b, die die verschiedenen Einflüsse auf die Deformation von Gewichtstaumauern umfaßt. Beiträge wurden geliefert von dem Unterzeichneten, Grengg-Österreich, Abel, Filzinger, Redlich und Sandri-Österreich, von Coyne und Haegelen-Frankreich, Ishii-Japan und Joye, Lang, Kaech und Juillard-Schweiz, neben einer Reihe von anderen kleinen Berichten. Den zusammenfassenden Generalbericht erstattete Hellstrom-Schweden.

Band III umfaßt u. a. die Berichte, die dem Bau von Erddämmen gewidmet waren. Größere Berichte sind u. a. von Seifert-Deutschland, Terzaghi-Österreich, Binnie-Großbritannien, Fellenius und Johansson-Schweden, Smrcek-Tschechoslowakei, Frontard-Frankreich verfaßt. — Generalberichtersteller war Terzaghi-Österreich.

Band IV war der Frage 2b gewidmet, die sich mit theoretischen Fragen bei Erddämmen befaßte, mit Beiträgen u. a. von Koerner-Deutschland, Schaffernak-Österreich, de Vos-Niederländisch-Indien, Pavlovsky-Rußland, und Gilboy-Nordamerika. — Der Generalbericht stammt von de Vos.

Band V endlich enthält verschiedene Mitteilungen u. a. von Rehbock-Deutschland, Terzaghi-Österreich, Berg und Werner-

Schweden, Lindquist-Schweden, Kelen und Ziegler-Deutschland und Santo Rini-Griechenland.

Der Inhalt dieses Bandes umfaßt Fragen wie die Ausbildung von Sturzbetten, Auftrieb an betonierten Talsperren, Beschreibung verschiedener Stauwerke, den Strebewiderstand von Staumauern und schließlich eine viel diskutierte Frage über den schwedischen Wasserbauzement von Werner, insbesondere im Vergleich zu den amerikanischen Sonderbestimmungen für Talsperrenzemente.

Sämtliche Bände enthalten am Schluß eine Zusammenfassung der Diskussionen und der Schlußfolgerungen in deutscher, französischer und englischer Sprache.

Die vorstehende Inhaltsangabe, die wegen des Mangels an Raum nur auszugsweise wiedergegeben ist, beweist, wie umfassend die Niederschrift über den ersten Talsperrenkongreß geworden ist. Eine Fülle von Erfahrungen, Problemen theoretischer und konstruktiver Art ist darin enthalten; außerdem stellt sie eine Art Zusammenfassung unseres heutigen Wissens über den Talsperrenbau dar.

Der Präsident des Talsperrenkongresses Mercier und der Generalsekretär Gential-Paris haben sich mit dieser Veröffentlichung ein bleibendes Verdienst erworben und sind zu der Raschheit zu beglückwünschen, mit der der Bericht kaum sechs Monate nach dem Kongreß der Öffentlichkeit zur Verfügung gestellt wurde. Er ist als Sammelwerk über den Talsperrenbau allen interessierten Fachkreisen bestens zu empfehlen.
E. P.

Wiss, Ernst: Arbeiten mit dem Schneidbrenner. Ausgewählte Schweißkonstruktionen, Band 6. Herausgegeben vom Fachausschuß für Schweißtechnik im Verein deutscher Ingenieure. DIN A 4. IV, 94 Blätter mit 202 Abb. mit deutschem und englischem Text. VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin 1934. In praktischer Klemmschienenmappe (jedes Blatt herausnehmbar). Preis RM 9,—.

Schneiden und Schweißen sind Arbeitsvorgänge, welche im Stahlbau zu ganz neuen Herstellungsverfahren geführt haben. Das für viele technische Zwecke in Frage kommende Schneidverfahren hat im Stahlbau große Erleichterung geschaffen und große Fortschritte eingebracht. Früher hatte die bauliche Durchbildung vielfach auf Bearbeitungskosten und sogar auf Bearbeitungsmöglichkeiten Rücksicht nehmen müssen. Durch diese neuen Verfahren ist diese Beschränkung, die vielfach als Zwang empfunden wurde, in Wegfall gekommen. Außerdem gestatten diese Arbeitsverfahren eine weitaus größere Freiheit in der Formgebung und Gestaltung.

Das Buch unterrichtet den Leser nach einem kurzen geschichtlichen Rückblick über die für saubere und einwandfreie Schnitte einzuhaltenden Grundbedingungen über die Arbeitsweise und die bauliche Durchbildung von Schneidbrennern und Schneidemaschinen. In einem besonderen Abschnitt über die Beeinflussung der Werkstoffe durch das Schneidbrennverfahren wird nachgewiesen, daß die früher vielfach gehegten Befürchtungen heute keinerlei Berechtigung mehr haben. Abschließend wird eine besonders reiche Zusammenstellung von Anwendungsbeispielen gebracht. Wenn das Bauwesen hierbei auch nur knapp gestreift wird, so erkennt man doch, welche Bedeutung das Schneidverfahren für fast alle Zweige des Bauwesens, namentlich für den konstruktiven Ingenieurbau und den Wasserbau gewonnen hat.

Die Ausstattung des Buches ist recht gut und der Verfasser hat sich bei seinen Ausführungen einer vorbildlichen Kürze befleißigt, ohne dabei irgend einen Teil zu knapp zu behandeln. Das in deutscher und englischer Sprache geschriebene Werk wird zweifellos von jedem mit den Zusammenhängen vertrauten Fachgenossen insbesondere auch jedem Betriebsfachmann gern gelesen werden und vielerlei Anregungen zu geben vermögen.
Rein.

„Abhandlungen“ der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Band 2. Gr.-8°. Komm. Verlag A. G. Gebr. Leemann & Co., Zürich 2. Preis (für Nichtmitglieder der Vereinigung) brosch. Fr. 34,80.

Dem im Jahre 1932 erschienenen 1. Band der „Abhandlungen“ folgte 1933—34 der 2. Band, dessen Redaktion nach den gleichen Grundsätzen wie für den 1. Band durchgeführt wurde.

Der 2. Band enthält 29 Abhandlungen, die verschiedene der wichtigsten und aktuellsten Fragen des Eisenbetonbaues und des Stahlbaues behandeln. Die Abhandlungen sind in französischer, deutscher oder englischer Sprache abgefaßt; die Überschriften, Zusammenfassungen und Beschriftungen der Abbildungen werden dreisprachig angeordnet.

Das vorliegende Werk stellt eine Sammlung sehr lehrreicher Aufsätze zu den Themen dar, die gegenwärtig ganz besonderes Interesse erwecken. Neben den theoretischen Problemen werden eingehend Fragen der konstruktiven Ausbildungen und der Ausführung behandelt.

Die „Abhandlungen“ sind in jeder Buchhandlung oder direkt vom Verlag A. G. Gebr. Leemann & Co., Zürich 2, Stockerstr. 64, erhältlich. Die Mitglieder der Internat. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau erhalten ein Exemplar vom Sekretariat der Vereinigung, Eidgen. Techn. Hochschule, Zürich, zum Preis von Fr. 25,—.
E. P.

Stroyer, R.: Concrete Structures in Marine Work. 14×21,5 cm. VIII/216 Seiten mit 218 Abb. Verlag: Knapp, Dretz & Sons, Ltd., Printers, Westminster SW 1. Preis 15 s. netto. Das in englischer Sprache geschriebene Buch bringt eine Abhand-

lung über Seewasserbauten aus Beton und Eisenbeton. Neben einem theoretischen Teil über Stützmauern und die Tragfähigkeit von Pfählen bespricht der Verfasser kurz das im Seebau verwendete Material. Anschließend beschreibt er eine Reihe ausgeführter Konstruktionen von Piers, Wellenbrechern, Docks, Schleusen u. a. und bringt Beispiele von aufgelösten und Schwergewichtskonstruktionen.

Zum Schluß gibt der Verfasser praktische Winke für die Ausführung von Betonbauten auf Grund von Erfahrungen und veröffentlicht die Vorschläge für Eisenbetonvorschriften im Seewasserbau, die von der Dänischen Ingenieurvereinigung herausgegeben wurden.

Das Büchlein kann als beachtenswerte Sammlung von Beispielen empfohlen werden.

Bei einer nächsten Auflage wäre zu wünschen, daß der Verfasser praktischen Beispielen von Angriffen auf Beton im Seewasser und deren Verhütung einen breiteren Raum widmen würde. E. P.

Handbuch für Eisenbetonbau, Band IX: Behälter, Maste, Schornsteine, Rohrleitungen. Herausgegeben von Dr. Dr. techn. h. c., Dr.-Ing. ehr. F. Emperger, Oberbaurat, Wien. Vierte, neubearbeitete Auflage. 18,5 × 26,5 cm. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis für alle Kapitel in einem Band: geh. RM 53.—, in Leinen geb. RM 56.—. Der Band IX wird auch noch in 2 Teilen hergestellt. Der I. Teil umfaßt die Kapitel: Behälter, Maste, Schornsteine. 464 Seiten einschl. Titelbogen und Sachverzeichnis mit 386 Abb. Preis geh. RM 33,50; in Leinen geb. RM 36.—. Der II. Teil enthält das Kapitel: Rohrleitungen. 320 Seiten einschl. Titelbogen und Sachverzeichnis mit 225 Abb. Preis geh. RM 23,50; in Leinen geb. RM 26.—.

Von 9 Lieferungen dieses Bandes des Handbuchs, die innerhalb eines Jahres erschienen, ist jetzt mit der 9. Lieferung der Band vollständig. Vorwort und Inhaltsangabe sind am Schlusse der 9. Lieferung:

Aus früheren Auflagen, z. T. aus anderen Bänden sind die Kapitel „Leitungen“ von Dr.-Ing. R. Bastian und das Kapitel „Hohe Schornsteine“ von F. Waldau und Dr.-Ing. Hingerle übernommen. Auch sonst sind in der neuen Auflage Umgruppierungen einzelner Kapitel geplant.

Im 1. Kapitel über „Behälter“, das von Prof. Löser und Prof. Dr. Lewe bearbeitet wurde, ist ein besonderes Kapitel dem Material gewidmet mit der Begründung, daß dieser Ausschnitt aus den Versuchen des D. A. f. E. im Kapitel über „Baustoffe“ eines anderen Bandes nicht mehr aufgenommen werden konnte.

Das 2. Kapitel über „Maste“ wurde diesmal durch Prof. Kleinogel von Dr. Bastian, das Kapitel über „Rohrleitungen und geschlossene Kanäle“ durch Dr.-Ing. Marquardt von Stadtbaurat Lorey übernommen, die bisher die drei ersten Auflagen bearbeitet hatten.

Das am Schlusse von Dr.-Ing. Röll bearbeitete Sachverzeichnis bietet dem Benutzer des Nachschlagewerks größte Erleichterung.

Die 4. Auflage des neuen Bandes wird zweifellos auch in ihnen neuen Form dieselben Dienste tun wie bisher.

E. P.

Deutscher Ausschluß für Eisenbeton. Heft 76. 18,5 × 26,5 cm. 27 Seiten mit 39 Abb. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis geh. RM 3,90.

Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Beton gegen oftmals wiederholte Druckbeanspruchung. Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt an der Techn. Hochschule Stuttgart in den Jahren 1931—1933. Bericht erstattet von O. Graf und E. Brenner.

Die Versuche beschäftigen sich vornehmlich mit der Ermittlung der „Wöhlerlinie“ für auf Druck beanspruchten Beton, d. h. mit der Abhängigkeit der Dauerdruckfestigkeit σ_D von der unteren Spannung σ_u . σ_D wächst bekanntlich mit zunehmendem σ_u ; die zu $\sigma_u = 0$ gehörige Dauerdruckfestigkeit nennt man Ursprungsfestigkeit σ_u . Graf fand die Ursprungsfestigkeit zu dem 0,61—0,66 fachen der statischen Prismenfestigkeit σ_K . Die Dauerdruckfestigkeit erreicht für $\sigma_u = 0,95 \sigma_0$ (σ_0 = obere Spannung) den Wert $\sigma_D = 0,92 \sigma_K$. Der Bericht enthält eine Fülle interessanter Materials. Es ist zu bedauern, daß die Berichterstatter auf andernorts über das gleiche Problem durchgeführte Untersuchungen nicht eingehen.

Schwingungsuntersuchungen an einer Eisenbeton-Pilzdecke des Ford-Neubaues in Köln. Ausgeführt vom Versuchs- und Materialprüfungsamt an der Techn. Hochschule Dresden und vom Heinrich-Hertz-Institut für Schwingungsforschung, mechan. Abteilung an der Techn. Hochschule Berlin. Bericht erstattet von W. Gehler und W. Hort, VDI.

Die Untersuchungen wurden an einem Pilzdecken-Neubau von 12 × 12 m² Grundrißfläche und 52 cm Deckenstärke durchgeführt. Es wurden insbesondere festgestellt die Eigenschwingungszahl $\nu_0 = 13,2$ Schwingungen in der Sekunde und das logarithmische Dekrement der Dämpfung $\delta = 0,28$. Die Kenntnis der Eigenschwingungszahl ist von Bedeutung, um mit Sicherheit Resonanz von Impulsen mit gleicher Frequenz, z. B. durch Bodenerschütterungen oder direkte Belastung mit Maschinen, zu vermeiden. Ferner ist die E. S.-Zahl wichtig bei Versuchen, die auf dynamischem Wege die Formänderungen von Tragsystemen feststellen wollen. Es wurde nun aus den Versuchen weiter der Schluß gezogen, daß es einfacher und zuverlässiger ist, durch

Schwingungsmessungen die gewissen Belastungen entsprechenden Formänderungen von Deckensystemen zu bestimmen als durch statische Belastungen, wie es bislang üblich ist.

Die Schrift bietet auf einem den Fachgenossen in der Regel wenig bekannten Gebiet wertvolle Anregungen.

Dr.-Ing. M e h m e l, Berlin.

Baravalle, Fr.: Die Wirkung von Schubkräften in ausmittiggedrücktten Stäben. 15,5 × 23 cm. 40 Seiten mit 20 Textabbildungen. Verlag Franz Deuticke, Leipzig u. Wien 1934. Preis geh. RM 2,60.

Die Schrift behandelt in einem Abschnitt die Berechnung der Schub- und Hauptspannungen in einem Stab, der auf Biegung oder durch eine ausmittiggreifende Druckkraft beansprucht wird. In einem zweiten Abschnitt werden die Schubsicherungen in einem Eisenbetonstab mit rechteckigem Querschnitt berechnet, der durch eine gleichbleibende ausmittiggreifende Druckkraft beansprucht wird. Den Abschluß bilden Tabellen zur Vereinfachung der Berechnung nach ähnlichen Gesichtspunkten, wie sie in dem Buch von Saliger für Biegung aufgestellt sind.

Ein praktisches Beispiel erläutert die Anwendung des Vorschlags an dem Stiel eines Eisenbetonrahmens.

Die Arbeit stellt eine interessante Studie dar. Für die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen genügen m. E. einfachere Wege. E. P.

Lehr, Ernst: Schwingungstechnik. Ein Handbuch für Ingenieure. Zweiter Band: Schwingungen eingliedriger Systeme mit stetiger Energiezufuhr. XII, 373 Seiten, 243 Abbildungen. Verlag von Julius Springer, Berlin 1934. Preis geh. RM 30.—, geb. RM 31,50.

Das unverminderte Interesse, das den Fragen der Schwingungslehre auf allen Gebieten der Technik entgegengebracht wird, findet ihren Ausdruck in dem Erscheinen der Lehr- und Handbücher, die gerade in der letzten Zeit wieder in größerer Zahl erschienen sind. Aus der Gesamtheit der dynamischen Fragestellungen wird gerade das Gebiet der Schwingungen besonders bevorzugt, obwohl andere ein nicht geringeres Interesse verdienen. Das Bedürfnis, über die grundlegenden Anordnungen und Gesetze eingehende Aufschlüsse zu geben, kommt vor allem in dem vorliegenden Werke zur Geltung, das allen diesen Dingen in einer breiten, den in der Praxis stehenden Ingenieuren gemäßen Darstellung gerecht zu werden bestrebt ist. Fast scheint es, als ob der Verfasser in dem Streben nach äußerster Klarheit und Eindringlichkeit auf Kosten der Tiefe der mechanischen Erkenntnisse stellenweise zu weit gegangen ist. Auch der jetzt vorliegende zweite Band des rasch bekannt gewordenen Werkes beschränkt sich im wesentlichen auf eingliedrige Systeme, behandelt diese allerdings in den verschiedensten Anordnungen und Anwendungen, in denen sie vorkommen. Über diese — auch im Titel zum Ausdruck gebrachte — Beschränkung geht eigentlich nur die Behandlung des direkten Reglers hinaus, da das System Regler und Maschine ein System von zwei Einheitsgraden darstellt.

Der Inhalt der einzelnen Kapitel des 2. Bandes ist durch folgende Überschriften gekennzeichnet: I. Die Elemente der Schwingungssysteme unter dem Einfluß von zwangläufigen Wechselbewegungen (Wechselströmen) und Wechselkräften (Wechselspannungen), II. Schaltungen, III. Erzwungene Schwingungen, IV. Selbststeuernde Systeme, V. Pseudoharmonische Schwingungen.

Die sonst übliche Analogiesetzung zwischen mechanischen und elektrischen Schwingungen wird vom Verfasser durch eine andere ersetzt, die ihn zu Bezeichnungen führt, die sonst in der Mechanik nicht gebräuchlich sind und über deren Zweckmäßigkeit die Meinungen jedenfalls geteilt sein dürften. Hier ist zu nennen der Begriff des „Massenwiderstandes“ für $m\omega$ und des „Drehmassenwiderstandes“ für $I\omega$, die dem induktiven Widerstand $L\omega$ und der Begriff des „Feder- und Drehfederwiderstandes“ für c/ω , die dem kapazitiven Widerstand $1/C\omega$ entsprechen; die dem Ohmschen Widerstand entsprechende Größe wird als „Dämpfungs-widerstand“ eingeführt. Es muß abgewartet werden, ob sich diese Bezeichnungen einbürgern werden. Trotz der gewählten breiten Darstellung scheint mir z. B. der Vorgang der Aufschaltung der Schwingungen zu kurz gekommen zu sein. Auch führt bei manchen Erscheinungen die Zurückführung auf eingliedrige Systeme auf eine zu weit getriebene Idealisierung, bei der wesentliche Eigenschaften verschwinden, so bei den Fundament- und Fahrzeugschwingungen.

Im ganzen muß jedoch die vom Verfasser gegebene Darstellungsweise vor allem im Hinblick auf die technischen Einzelheiten, als sehr verdienstvoll bezeichnet werden, die für den Kreis, für den sie bestimmt ist, zweifellos zur Aufhellung von Unklarheiten und Zweifeln beitragen wird, und in vielen, auch grundsätzlichen Fragen, die gewünschten Aufschlüsse zu bieten vermag; eine ganze Reihe von Fragen ist vom Verfasser tatsächlich zuerst in einer ihrer Bedeutung für die Technik angemessenen Weise behandelt worden. Th. P ö s c h l.

Liebmann, H.: Synthetische Geometrie. Teubners mathematische Leitfäden, Bd. 40. 13 × 20,5 cm. VIII/119 Seiten mit 45 Textabb. Verlag von B. G. Teubner. Leipzig u. Berlin 1934. Preis kart. RM 5,60.

Das Buch führt in vorwiegend synthetischer Methode in die projektive Geometrie ein. Dabei hat die Rücksicht auf verschiedenartige

moderne Bestrebungen und Ergebnisse im ersten Kapitel eine projektive Axiomatik entstehen lassen, die in diesem Zusammenhange neuartig ist. Die weiteren Kapitel enthalten die Viereckssätze, die Lehre von den projektiven Grundgebilden erster Stufe, die Theorie der Kegelschnitte und Kegelschnittbüschel, die Kollineationen in der Ebene einschließlich einer Einführung in die nichteuklidische Metrik, eine spezielle Cremonaverwandtschaft, sowie Ausschnitte aus der projektiven Geometrie des Raumes. — Die v. Stauchsche Imaginäretheorie fehlt völlig.
Haenzel.

Mahly, W.: Baupolizei. Sammlung der preußischen Ministerialerlasse auf baupolizeilichem Gebiet. Din A 5. VIII/112 Seiten. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis st. geh. RM 4,—.

Das vorliegende Buch stellt eine Zusammenfassung der noch gültigen baupolizeilichen Bestimmungen dar. Von dem Abdruck des vollen Wortlauts der Erlasse ist abgesehen worden, um das Buch nicht zu umfangreich werden zu lassen. Durch den jeweiligen Hinweis auf die amtliche Veröffentlichung ist es dem Benutzer jedoch leicht möglich, den ganzen Wortlaut der betr. Bestimmung sich zu verschaffen.

Neben den eigentlichen baupolizeilichen Vorschriften (Hoch- und Tiefbau, Statik, Eisenbetonbau, Warenhäuser, Theater, Lichtspielvorführungen) sind auch Erlasse aus den Grenzgebieten (Brücken, Wasserbauten, Bergwerke, Dampfkessel, Luftschutz, Straßenbau, Siedlungswesen) aufgenommen worden.

Da die örtlichen Bauordnungen nach den Einheitsbauordnungen aufgebaut sind, kann das Buch ohne weiteres auch als Erläuterung zu den örtlichen Bauordnungen benutzt werden.

Fabrikate-Liste der Vereinigte Leichtmetallwerke G. m. b. H., Bonn. Ausgabe Januar 1934. 21 × 30 cm. 20 Seiten.

Eine umfassende Übersicht über lieferbare Leichtmetall-Halbfabrikate bietet die neue VLW-Fabrikatliste. Nach kurzer Einführung und sachlicher Erläuterung zum Gebrauch der Liste folgen nach Seiten geordnet die verschiedenen Gruppen der Halbfabrikate, wie:

Winkel, U-, T-, Doppel-T- und Spezialprofile, Rund-, Vierkant-, Sechskant- und Flachstangen, Blechprofile und Sonderprofilrohre, Rundrohre, Bleche, Bänder und Niete.

Einen besonderen Wert erhält die Liste dadurch, daß nicht nur die Abmessungen der lieferbaren Querschnitte und Formate angegeben sind, sondern auch Flächenmasse (besonders bei Profilquerschnitten wesentlich), Meter-, Stück- und sonstige Einheitsgewichte, sowie dadurch, daß über die wichtigsten technischen Daten der verschiedenen Legierungen und die statischen Werte Tabellen beigeheftet sind. Diese Liste erleichtert jedem, der sich mit Leichtmetallkonstruktionen, bzw. Arbeiten befassen will, die Arbeit und erspart zeitraubende Rückfragen bei der Lieferfirma. Deshalb dürfte diese Liste auf dem Konstruktionsbüro, Betriebsbüro und in der Werkstatt sehr erwünscht sein. Die Vereinigte Leichtmetallwerke G. m. b. H., Bonn, stellen die Fabrikatlisten auf Anforderung kostenlos zur Verfügung.

NEUERSCHEINUNGEN.

Wendehorst, R.: Bautechnische Zahlentafeln. Vorgesprochen zum Gebrauch im Unterricht und bei den Prüfungen an den Höheren Technischen Staatslehranstalten für Hoch- und Tiefbau durch Erlass des Preuß. Ministeriums für Wirtschaft und Arbeit vom 10. Januar 1934. (Teubners Tabellenbücher.) 13,5 × 19 cm. 166 Seiten.

Inhaltsübersicht: Rechentafeln, Geometrie, Rechnen, Maße und Zeichen, Gewichte und Lasten, Statik, Stein, Holz, Stahl, Eisenbeton, Tiefbau.

Seidel, E.: Deckenuntersuchungen in der Baumesse-Siedlung Leipzig. 13. Folge „Vom wirtschaftlichen Bauen“. Herausgegeben von Reg.-Baurat Rud. Stegemann, Leipzig, unter Mitarbeit von Dr.-Ing. Seidel, Leipzig, Stadtamtsbaurat Doerenz, Leipzig und Dr.-Ing. Kollmann, München, im Auftrag der Freien Deutschen Akademie für Bauforschung (Deutscher Ausschluß für wirtschaftliches Bauen E. V.). Verlag Oscar Laube, Dresden 1934. Preis geh. RM 6,50.

Körner: Ford-Fabrikneubauten in Köln. Der Bau in seinem Entstehen und die betriebstechnischen Einrichtungen. Ein ausführliches Bildwerk mit einer Einführung von Museumsdirektor Dr. August Hoff, Duisburg. 24,5 × 32 cm. 130 Seiten mit etwa 150 Abbildungen. Verlag J. P. Bachem, G. m. b. H., Köln 1934. Preis in Halbw. geb. RM 8,—.

Baltz-Fischer: Preußisches Baupolizeirecht. Sechste, vermehrte u. neubearbeitete Auflage. 14,5 × 22 cm. XV/690 Seiten. Carl Heymanns Verlag, Berlin W 8. Preis geh. etwa RM 32,—, geb. etwa RM 34,—.

Inhaltsübersicht: I. Teil: Reichsrechtliche Bestimmungen. II. Teil: Landesrechtliche Bestimmungen. III. Teil: Das örtliche Baupolizeirecht. Die Einheitsbauordnung. IV. Teil: Baupolizeiliche Bestimmungen für besondere Arten baulicher Anlagen. V. Teil: Arbeiterschutz im Baugewerbe. VI. Teil: Baupolizeigebühren. VII. Teil: Das örtliche Baurecht der Stadt Berlin.

Schlegel, R.: Untersuchungen über die Grundlagen des Feuerschutzes von Holz. 15 × 21 cm. V/51 Seiten mit 14 Abb. und 11 Tabellen. Verlag Chemie, G. m. b. H., Berlin 1934. Preis brosch. RM 2,80.

Blum: Geographie und Geschichte im Verkehrs- und Siedlungswesen Nordamerikas. Sonderabdruck aus Archiv für Eisenbahnwesen (1934) Heft 2 und 3. (Verlag von Julius Springer in Berlin). 16 × 23,5 cm. 110 Seiten mit 36 Textabbildungen.

Statistische Nachweisungen über eine Auswahl neuerer bis zum Ende des Jahres 1932 vollendeter Hochbauten der Deutschen Reichsbahn. Zusammengestellt in der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. DIN A 4. 60 Seiten. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn. Berlin 1934. Preis brosch. RM 4,40.

Die Ordnung im technischen Berufswesen. Herausgeber: Verband der Baumeister Österreichs, und Fachgruppe der ger. beidseitigen Bausachverständigen. 14 × 22 cm. 80 Seiten. Scholle-Verlag, Buchhandlungs-Gesellschaft m. b. H., Wien I, 1934.

Roß, M.: Die Verbundstahlschiene des Bochumer Verein für Gußstahlfabrikation Aktiengesellschaft, Bochum. Ergebnisse der an der Eidg. Materialprüfungsanstalt der E. T. H. in Zürich in den Jahren 1931—1933 durchgeführten Untersuchungen. Bericht Nr. 76 September 1933. 21 × 30 cm. 27 Seiten mit 29 Abb.

Schnitzer, E.: Die automatische Ölfeuerung. Mit Berücksichtigung von Ölfeuerungen im allgemeinen. Chemisch-technische Bibliothek, Bd. 395. 13 × 19 cm. IV/62 Seiten mit 45 Textabb. A. Hartleben's Verlag, Wien und Leipzig 1934. Preis geh. RM 2,—, in Lwd. geb. RM 3,—.

Sachverständigen-Liste. Anhang zur Schiedsgerichtordnung für das Bauwesen. Aufgestellt und herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein (E. V.), Oberkassel, Siegburg. Neudruck 1934. 15 × 21 cm. 31 Seiten. I. Abteilung: Bausachverständige, II. Abteilung: Juristische Sachverständige.

Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn über das 9. Geschäftsjahr 1933. 1. Januar bis 31. Dezember 1933. 21 × 30 cm. 138 Seiten mit 15 Tabellen und 6 graphischen Darstellungen. Reichsdruckerei, Berlin 1934.

Fischer, H.: Kurventafeln zur einfachen Absteckung von Kreisbögen bei gegebenen Tangenten und Radien. Für Ingenieure, Forstleute und Landwirte bearbeitet. 13,5 × 20,5 cm. 27 Seiten mit 6 Abb. nebst Erläuterungen und Gebrauchsanweisung. Verlag J. Neumann, Neudamm 1934. Preis RM 1,50.

Straßenverkehrsordnung vom 20. März 1934. Din A 4. 56 Seiten. Carl Heymanns Verlag, Berlin W 8. Preis in besonderem Schutzumschlag einzeln RM 1,10; von 25 Stück ab RM 1,—.

Inhalt: 1. Polizeiverordnung über den Straßenverkehr vom 20. März 1934; 2. den dazu ergangenen Einführungs-erlass des Herrn Ministers des Innern vom 28. März 1934; 3. im Anhang die bunten Verkehrstafeln, die in maßstäblicher Zeichnung die Verkehrszeichen und ihre Ausführung darstellen.

Mitteilungen aus den Forschungsanstalten des Gutehoffnungshütte-Konzerns. Band 3, Heft 2. Oberhausen (Rhld.), Juni 1934. In Kommission beim VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin. Din A 4. 22 Seiten mit 27 Abb. und 2 Zahlentafeln. Preis brosch. RM 2,45.

Korrosion III. Bericht über die Korrosionstagung am 14. November 1933 in Berlin. Veranstaltet von der Deutschen Gesellschaft für Metallkunde, vom Verein deutscher Ingenieure, Verein deutscher Eisenhüttenleute und Verein deutscher Chemiker. Din A 5 IV/79 Seiten mit 42 Abb. und 11 Zahlentafeln. VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin 1934. Preis brosch. RM 5,—.

Wästlund, Georg: Untersuchungen über die Festigkeit von Beton bei Belastungen, welche örtlich auf die Oberfläche sowie an Schleifen und Abbiegungen von Bewehrungseisen wirken. 16,2 × 23,5 cm. 79 Seiten mit 55 Textabbildungen. Tryckeri Aktiebolaget Thule, Stockholm 1934.