DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude. George Bähr-Straße 1
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel (Siegkreis)
Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Verbandes Berlin W 9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur",
Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude,
George Bähr-Straße 1.

erscheint zweimal monatlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 6,— Goldmark (1 Gm. = 10/42 Dollar nordamerikanischer Währung). Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 1,25 Goldmark zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Verbandes, des Deutschen Beton-Vereins, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten: 150 Goldmark.

Kleine Anzeigen: 0,15 Goldmark für die einspaltige Millimeter-Zeile.

Bei $\frac{12}{10}$ $\frac{24}{20\%}$ maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist Nachlaß. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Umrechnung des Goldmarkbetrages erfolgt zum amtlichen Berliner Dollarkurs am Tage des Zahlungseingangs. 4,20 Goldmark = 1 Dollar. Die Zahlung hat innerhalb 5 Tagen nach Rechnungs**datum** (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) **nur** auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet.

Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

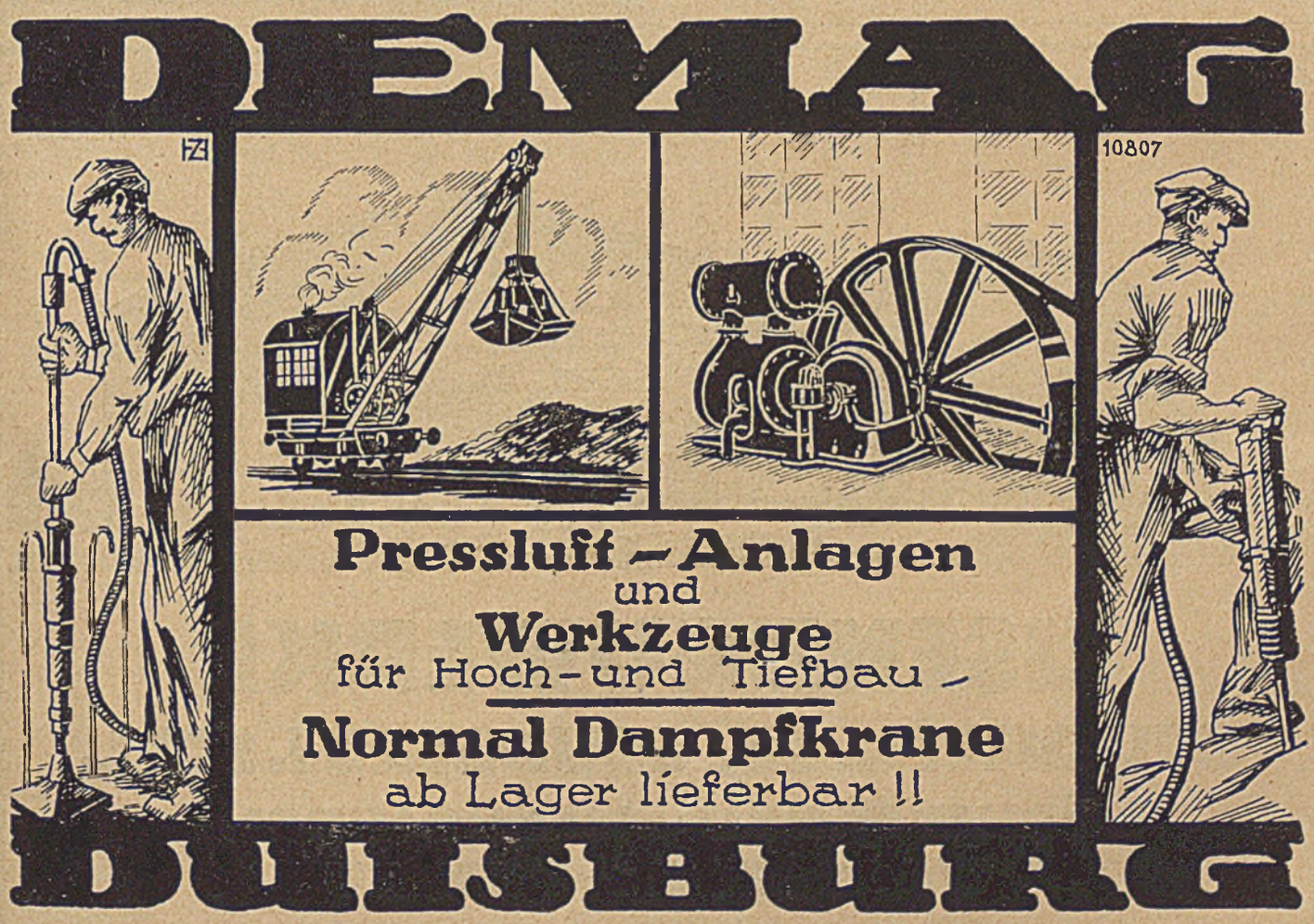
VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.
Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050—53. Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.
Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften Berlin Nr. 20120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118935 Julius Springer.

INHALT

* bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite
Bemerkenswerte Eisenbauten der geplanten AEG-Schnellbahn in Berlin. Von Baurat Karl Bernhard, Beratender Ingenieur und Privatdozent in Berlin	71*
Chemische Angriffe auf Beton. Mitteilung der Emschergenossenschaft in Essen. Von Baudirektor Helbing und Oberingenieur v. Bülow	76*
Die Bedeutung der hochwertigen Zemente für die Praxis. (Ergebnisse von Versuchen mit dem Spezialzement der Wickingschen Portlandzement- und Wasserkalkwerke in Lengerich i. W.) Von Robert Otzen, Geh. Reg.-Rat und Professor, Technische Hochschule, Hannover	89*
Kurze technische Berichte — Wiederaufbau der französischen Eisenbahnen. Brückenbauten der Nordbahn. — 5. Holländischer Binnenschiffahrts-Kongreß in Utrecht. — Grundwasserabdichtung aus geschweißter Blechhaut.	97*
Wirtschaftliche Mitteilungen — Zur Leipziger Baumesse vom 1.—11. März 1925. — Die berufsgenossenschaftliche Selbstverwaltung in Gefahr!	100
Patentbericht	101
Bücherbesprechungen	102
Deutscher Beton-Verein (E. V.) — Tagesordnung für die 28. Hauptversammlung	104
Fördertechnische Tagung	104
Die Baunormung (Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie)	5—12

Die Literaturschau, bearbeitet und gesammelt von Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden, befindet sich hinter der Textseite 98.



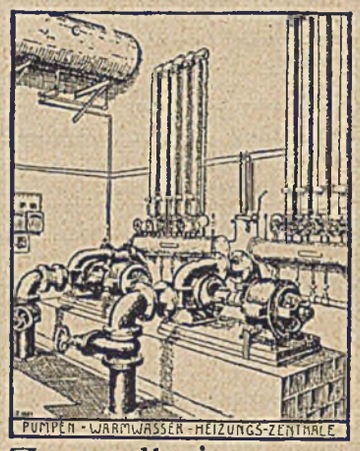
EISENWERK COPITZ

GERLACH & Co., Kommanditges.

COPITZ · PIRNA/Elbe

KRANE
AUFZÜGE
HÄNGEBAHNEN
KLEINHEBEZEUGE
usw. aller Art

Esslingen



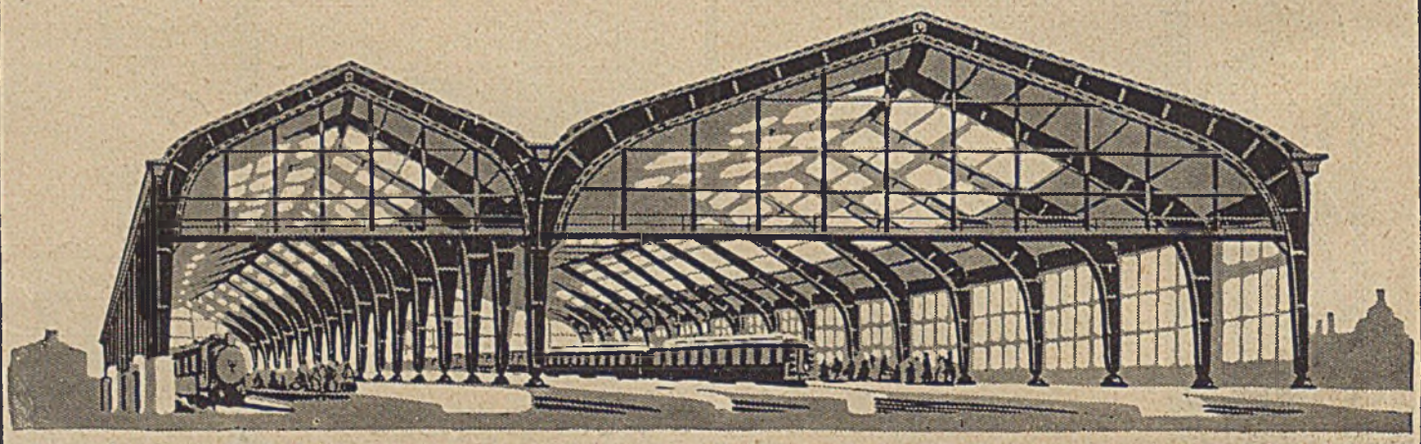
Zentralheizungen

Lüftungs- und Warmwasserversorgungs-Anlagen
für Gebäude und ganze Gebäudegruppen.
Fernheizwerke und Abwärmeverwertung.

1429 Münch

Maschinenfabrik Esslingen
in Esslingen

EISEN-HALLEN
BAHNHOF FRIEDRICHSTRASSE, BERLIN 1923.



EISENBAUWERKE

BEUCHELT u. Co, GRÜNBERG i. SCHL.

BRÜCKENBAU + EISENHOCHBAU
WAGGONBAU + TIEFBAU

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang 10. Februar 1925 Heft 3

BEMERKENSWERTE EISENBAUTEN DER GEPLANTEN AEG-SCHNELLBAHN IN BERLIN.

Von Baurat Karl Bernhard, Beratender Ingenieur und Privatdozent in Berlin.

Allgemeines.

Das von Emil Rathenau ins Leben gerufene Schnellbahnunternehmen, welches Berlin vom Gesundbrunnen bis Neukölln zugunsten des volkreichen Ostens durchqueren sollte und von dem bereits einige schwierige Bauten, vor allem der Spreetunnel zwischen Waisen- und Jannowitzbrücke fertiggestellt sind, muß als Opfer der wirtschaftlichen Verhältnisse der Nachkriegszeit vorläufig unvollendet liegen bleiben. In den mittleren und südlichen Stadtteilen war es eine Untergrundbahn, in den nördlichen jedoch eine Hochbahn (s. Abb. 1). Als Rampe steigt die Bahn im endgültigen Entwurf südlich des Reichsbahnhofs Gesundbrunnen so hoch aus dem Untergrund empor, daß sie zwischen den tiefliegenden Reichsbahnanlagen unmittelbar neben der Straßenunterführung den Personenverkehr durch Treppen nach wie vor freiläßt und zugleich den hier anzulegenden Hochbahnhof durch seine Zugänge und Treppen mit der Reichsbahn und mit der Straßenunterführung verbindet. Im weiteren Verlauf nach Norden ist sie als Hochbahn in der Mitte der Badstraße und Schwedenstraße über die Christianiastraße hinaus mit den Haltestellen „Prinzenallee" und „Christianiastraße" fortgeführt. Von genannter Rampe aus ist der ganze Bahnkörper durch eine Eisenkonstruktion gebildet. Der Entwurf hierzu, einschließlich statischer Berechnung, Werkzeichnungen mit allen Einzelheiten und Maßen sowie Stücklisten für die Walzwerke ist vom Bauingenieurbureau des Verfassers in den Jahren 1919 bis 1921 ausgearbeitet und von allen in Betracht kommenden Behörden genehmigt, so daß ohne Zeitverlust mit seiner Ausführung hätte gerechnet werden können. Nun ruhen die umfangreichen Zeichnungen und Berechnungen in den Schränken. Wenn sie wieder zum Leben erweckt werden, ist vielleicht eine andere Zeit. Andere Anschauungen lassen dann die fast vergessenen Pläne in den Hintergrund treten. Aber dennoch wäre es heute ein Mangel, wenn ihr wesentlicher Inhalt nicht zur allgemeinen Kenntnis kommen würde, da sie doch für andere Aufgaben der Jetztzeit von Nutzen sein können. Außer der recht verwickelten Eisenkonstruktion für die Haltestelle Gesundbrunnen, deren Halle den Grundriß einer Sichel mit abgeschnittenen Spitzen hat, deren Geschoß in Straßenhöhe, in Treppen nach oben und unten, Vorräumen und Gängen, Fahrkarten- und Diensträumen aufgelöst ist und deren Grundriß in Staatsbahnhöhe von den Krümmungen und Weichen zahlloser Gleise für die Stützenstellungen ganz unregelmäßige und ungleiche Lagen bedingte, ist der wesentliche Inhalt der Aufgabe der Einstiel-Viadukt. Er ist als Notwendigkeit aus der ungenügenden Breite des für die Schnellbahn gewählten Straßenzuges entstanden. Während die ältere Berliner Siemenssche Hochbahn ihren Viadukt mit 2 Stützen ausgebildet hat und deshalb für ihre Linienführung einen Straßenzug wählen mußte, welcher eine Mittelpromenade enthält, wie im Südosten die Skalitzer Straße, im Westen die Bülowstraße, fehlte der AEG-Schnellbahn diese Möglichkeit. Sie mußte einen Straßenzug wählen, der wohl von den Bürgersteigen etwas für den Fahrdamm hergeben konnte, aber meist nur soviel, daß nur eine Stütze mit einer Schutzinsel aufgestellt werden konnte (s. Abbildungen 2 u. 3).

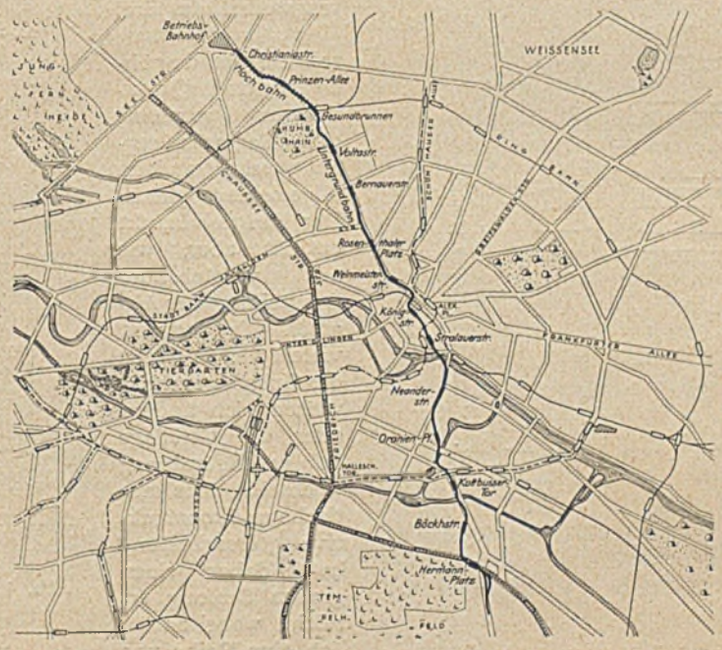


Abb. 1. AEG-Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln.

Um die Mitte des ersten Jahrzehntes bemühte man sich, in derartigen Straßen Berlins eine Schwebebahn nach Art der Barmen-Elberfelder zu erbauen, und hatte auch auf Verlangen der städtischen Behörden einen Probeviadukt mit einer Stütze ausgeführt, um den Nachweis zu führen, daß durch eine solche Stütze der Straßenverkehr nicht gestört wird. Um aber die Behauptung zu widerlegen, daß solche Viadukte nur durch Schwebebahnen möglich seien, betraute 1908 Emil Rathenau den zu Rate gezogenen Verfasser mit dem Entwurf eines Viaduktes für eine einstielige Standbahn. Diese bildete dann die Grundlage für die Linienführung der AEG-Schnellbahn in engeren Straßen und begründete damit auch die Ablehnung der Schwebebahn, wofür in Berlin nicht viel Stimmung vorhanden war. Anfänglich war eine Hochbahn bis zum Rosenthaler Tor geplant.

I. Der einstielige Normalviadukt.

Der Einstielviadukt der zweigleisigen Hochbahn besteht aus drei Hauptträgern in 3 m Abstand mit versenkter Fahrbahn auf einstieligen, 1 m breiten, eingespannten Stützen (s. Abb. 4). Diese Hauptträger laufen als Kragträger mit eingehängten Zwischenträgern durch, und zwar derart, daß die mittleren Kragträger mit den Stützen zu Zweigelenkrahmen verbunden sind, während die äußeren Hauptträger als Gerberbalken auf seitlichen Kragarmen der Stützen ruhen (s. Abb. 8). Die Trägerunterflächen liegen über dem Straßenpflaster in einer Ebene. Wie aus Abb. 2 und 3 ersichtlich, ist durch die örtlichen Verhältnisse die vielfach gewundene Strecke in Einzelteile aufgelöst. Die gerade Strecke enthält außer dem Normalviadukt von 16,5 m

Rahmenstützweite und beiderseits 16,5 m Zwischenweite eine große Reihe von Abarten, wo die Rahmen kleiner sind und die Zwischenweiten größer bzw. kleiner. In den krummen Strecken sind Rahmenstützweiten von 15 m, 16,5 m und 18 m angeordnet, an welche sich beiderseitig gleiche und ungleiche Weiten eckig anschließen. Infolgedessen sind 18 Abarten entstanden, welche in der Berechnung und Einzelgestaltung verschieden sind, in der Bauart aber dem Normalviadukt, wie er hier zur Darstellung gebracht werden soll, ähneln. Auch verläuft die Straßenhöhe nicht parallel zur Schienenoberkante, wodurch die Höhen der Rahmen sich teilweise erheblich ändern. Von all diesen Abarten soll aber weiter hier vorläufig nicht die Rede sein. Allen Viaduktteilen gemeinsam ist die Bildung des Haupttragwerkes aus drei Hauptträgern, zwischen denen durchlaufende Querträger gespannt sind. Die Querträger-Stützweiten sind im allgemeinen gleich. Der Einstielviadukt enthält aber, wie aus vorstehender Darstellung der Abarten hervorgeht, viele Teile, in denen die Querträgerstützweiten sich ändern oder die Gleislage infolge Krümmung wechselt. Die statische und konstruktive Bearbeitung hat daher einen großen Umfang erreicht, wobei natürlich eine Reihe von vereinfachenden Annahmen und Normalisierung der Einzelheiten stattgefunden haben, die einer späteren Besprechung vorbehalten bleiben.

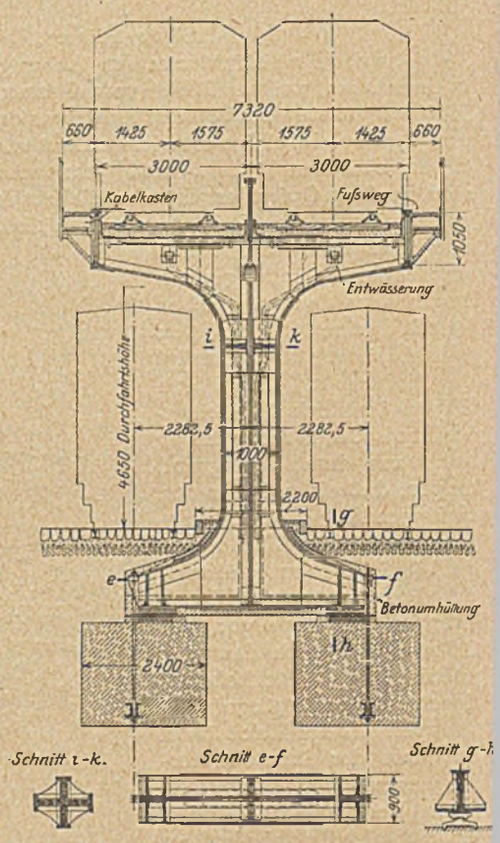


Abb. 4. Querschnitt durch den Einstielviadukt.
Abb. 5. Stützenquerschnitt.
Abb. 6 u. 7. Einspannungsbalken.

Für die Verkehrslasten der Hochbahn kommen als Lastenzug neun vollbesetzte Triebwagen mit den in Abb. 9 angegebenen Achsständen und Achslasten in Frage. Zugteilungen sind für die statischen Berechnungen in Betracht gezogen, ebenso leere Wagen mit je 5 t Achsdruck für den Windangriff. Die Lasten sind um 50 vH. erhöht angenommen, um Druckkräfte in sonst gezogenen Stäben zu berücksichtigen. Für die Berechnung der Fliehkraft ist eine Höchstgeschwindigkeit von 50 km/st, der Bremskraft $^1/_7$ der auf dem Bauwerk stehenden Achslasten, in Schienenhöhe wirkend, zugrunde gelegt. Die Windangriffsfläche der Wagen ist ein Rechteck von 3,2 m Höhe. Alle übrigen statischen Grundlagen entsprechen den herrschenden Bestimmungen. Es sei nur noch bemerkt, daß die Baugrundbelastung auf 5 kg/cm² steigen darf, wenn sie auf mindestens $^3/_4$ der Fundamentsohle wirkt. Außerdem ist die Standfestigkeit des Einstielviaduktes für 1,5fache Werte der Verkehrslasten, Flieh-, Brems-, Anfahr-,

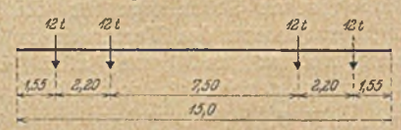


Abb. 9. Achslasten der Hochbahn.

Abb. 2 u. 3. Stützenstellung der Hochbahn.

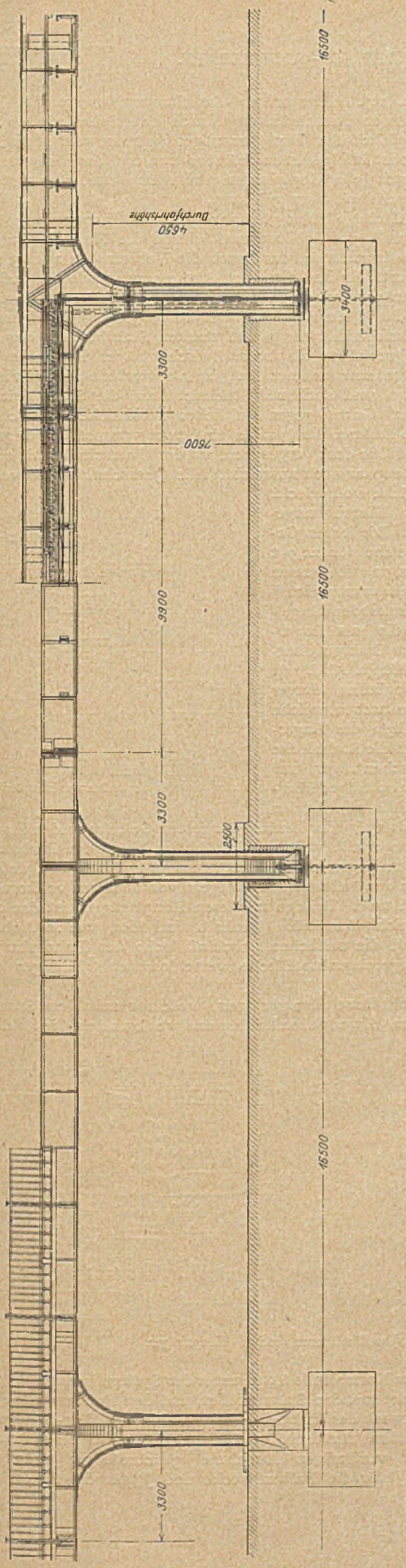


Abb. 8. Das Tragwerk des Normalviaduktes.

Wind und Schneekräfte nachgewiesen und dabei die Eigengewichte außer Eisen um 10 vH. verringert, ferner mit der Möglichkeit gerechnet, daß der Oberbau nebst Bettung auf einem Gleise beseitigt, während der Betrieb auf dem anderen Gleise mit verminderter Geschwindigkeit aufrecht erhalten wird. Letzterenfalls überschreitet die Baugrundpressung nicht 8 kg/cm², wenn nicht weniger als die Hälfte der Bausohle belastet ist.

Fahrbahnkonstruktion.

Die normalspurigen Hochbahngleise liegen, wie Abb. 4 zeigt, auf dem Viadukt in 3,15 m Abstand mittels Stuhlschienen, hölzernen 1,20 m voneinander entfernten Querschwellen im durchgehenden Kiesbett, das 15 cm Mindeststärke hat. Jedes Gleis wird zwischen den Querträgern von 7 mm starken Tonnenblechen getragen, die an den Enden

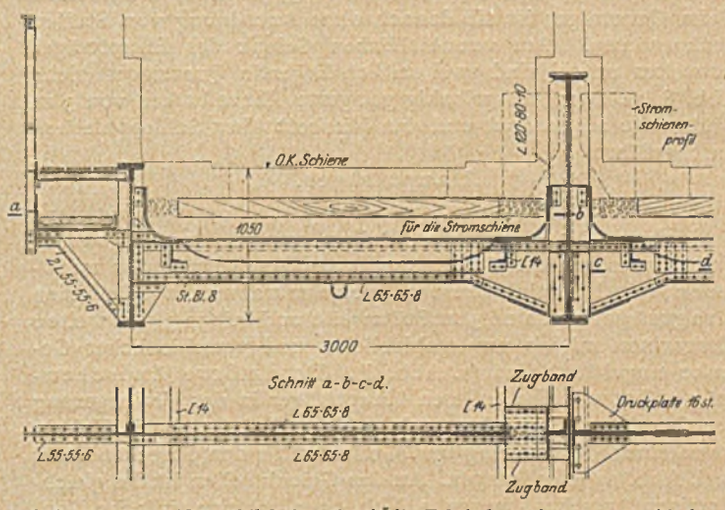


Abb. 10 u. 11. Normal-Schnitte durch die Fahrbahn. Querträgerverbindung durch den mittleren Hauptträger.

aufgebogen sind und einen ebenen Rand zur Auflagerung, in der Längsrichtung auf [-Eisen, in der Querrichtung auf den Obergurten der Querträger haben. Um nicht durch das Kiesbett für die Hauptträger Rostgefahr zu erzeugen, ist es durch einen seitlichen Abschluß mit gebogenen Blechen vom Hauptträger vollständig getrennt (vgl. Abb. 10 u. 11).

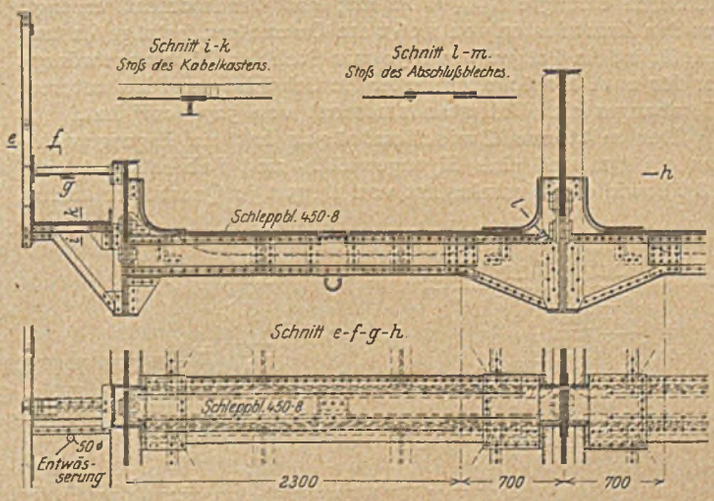


Abb. 12 u. 13 Querträgeranordnung an den verschieblichen Gelenken.

Die Querträger liegen im allgemeinen in Abständen von 1,65 m und sind als durchlaufende Balken auf drei Stützen mit zwei gleichen Stützweiten von je 3 m berechnet und durchgebildet. Am mittleren Hauptträger haben die

Querträger fast doppelte Trägerhöhe. Um hier die Zugkraft des Stützmomentes oben zu übertragen, sind zwei Flacheisen 80.16 durch das Hauptträgerblech als Zugbänder hindurchgesteckt (s. Abb. 11); zur Übertragung der Druckkraft unten dient beiderseits je ein 16 mm starkes Blech als Druckplatte. Die Zugbänder sollen zuletzt spannungslos angenietet werden. Die ständige Last beträgt für den Querträger 1,48 t/m, die Radlasten verteilen sich unter 45° von einer Schwelle über dem Querträger auf die Fahrbahn, wodurch sich die 6 t-Last auf 5,27 t vermindert. Maßgebend für das größte Stützenmoment ist die Vollbelastung, für das größte Feldmoment die einseitige Last. Für die Querschnittsbestimmung ist die Verschiebung der neutralen Achse infolge Deckplatte über den Tonnenblechen oben und Nietabzüge unten für das Feldmoment berücksichtigt. Die Knicksicherheit des Stahlbleches ist nach Rode „Beitrag zur Theorie der Knickerscheinungen" (Eisenbau 1916, Heft 9, S. 210) untersucht. Beim Querträger ist sie danach ohne Anordnung von Steifen nachgewiesen. Am verschieblichen Gelenk der Hauptträger (s. weiter unten) sind zwei seitlich liegende Querträger (siehe Abb. 8, 12 u. 13) als gelenkig gelagerte Einzelbalken von 3 m Stützweite angeordnet und das Kiesbett über Schleppblechen durchgeführt.

Hauptträger.

Der Einstielviadukt enthält äußere und mittlere Zwischenträger, einfache Balken von 9,9 m Stützweite, welche zwischen den äußeren Kragträgern und den mittleren, mit den Stielen zu den Zweigelenkrahmen verbundenen Kragträgern von 16,5 m Stützweite und mit je 3,3 m weiten Kragarmen mittels unverschieblicher und verschieblicher Gelenke eingehängt sind (s. Abb. 8). Der äußere Zwischenträger hat wie alle äußeren Hauptträger in der Verlängerung der Querträger Konsolen, welche einen Kabeltrog mit Kabeln sowie einen Bohlenbelag und Geländer für den Streckendienst (vgl. Abb. 10 u. 11) tragen. An den Gelenkstellen ist des gleichförmigen Aussehens wegen (s. Abb. 13 u. 20) eine einfache Konsole wie sonst beibehalten und ihre obere Einspannung an beide Querträger, wie in Abb. 20 dargestellt, ausgebildet. Der Kabeltrog ist durch Löcher im Bodenblech entwässert und seitlich nach außen durch einen kleinen Rahmenträger abgeschlossen, der möglichst große Öffnungen hat, um die Kabel gut zu lüften und friesartig unter dem einfachen Geländer zu wirken.

Das Hauptträgergewicht beträgt 2,2 t/m, die Last der Fahrbahn nebst vorgenannten Ausrüstungen ist zu 1,75 t je Querträger, wozu die Verkehrslast von 5,46 t tritt. Das hierdurch erzeugte $M_{max} = 42$ mt; das Windmoment, erzeugt aus den Zusatzlasten von 1,26 t am Querträger, beträgt 6,1 tm. Hierfür ist ein Träger von 1050 mm Stehblechhöhe angeordnet, der für zwei Kopfplatten unter Berücksichtigung des unteren Nietabzuges ein Widerstandsmoment von 5270 cm³ hat.

Der mittlere Zwischenträger hat ein Eigengewicht von 0,3 t/m und eine Eigengewichts- und Fahrbahnlast von 4,8 t sowie eine Verkehrslast von 14,75 t je Querträger aufzunehmen, wodurch $M_{max} = 110,9$ mt wird ohne das gleiche Windmoment wie beim äußeren Zwischenträger. Hier war also ein erheblich höherer Träger erforderlich, dessen Unterkante mit denen der äußeren Träger bündig liegt. Dagegen liegt die Oberkante zwischen den beiden Zugprofilen, soweit betriebstechnisch zulässig, erheblich höher als bei den äußeren Trägern (vgl. Abb. 10). Hier sei auf das Stromschienenprofil hingewiesen, dessen Einschränkung durch den Schenkel der Versteifungswinkel über den Querträger zulässig war. Die Stehblechhöhe ist infolgedessen auf 1600 mm und das Widerstandsmoment mit je 2 Kopfplatten auf 14 220 cm³, also fast auf das Dreifache wie oben gebracht.

Der äußere Kragträger hat ein Eigengewicht von 0,25 t/m und ein Größtmoment durch die Hauptlasten von 77,4 mt aufzunehmen, das durch die Nebenlasten auf 93,1 mt sich steigert. Er hat dieselben Abmessungen wie die äußeren Zwischenträger, jedoch 3 Kopfplatten oben und unten erhalten, wodurch das Widerstandsmoment auf 9630 cm³ gesteigert ist. Die Knicksicherheit des 9 mm starken Stahlbleches, das hier größere Querkräfte als beim Zwischenträger im Felde von 1,65.1,05 m aufzunehmen hat, ist als vierfach nachgewiesen. Die Steifen sind auch mit Rücksicht auf die Sicherheit der gedrückten Gurte gegen seitliches Ausknicken berechnet. Für diese äußeren Kragträger sind zwei symmetrisch liegende Universalstöße dort vorgesehen, wo der Querschnitt mit einem Kopfplattenpaar noch ausreicht. Alle Querschnittsteile werden in der Fläche vollgedeckt und mit Nieten angeschlossen. Die festen Gelenke, welche für 22,9 t Gesamtlasten bemessen sind, bestehen aus zwei aufeinander rollenden Kugelflächen, die als Lagerkörper aus Stahlguß hergestellt sind (s. Abb. 14). Die beweglichen Lager sind Pendellaschen, welche durch Bolzen die Lagerdrücke auf die Stehbleche der Zwischenträger auf die der Hauptträger übertragen (s. Abb. 18). In den Abb. 15 bis 17 ist der Einbau der festen Gelenke in den Hauptträgern dargestellt, während die Abb. 19 bis 23 den Einbau der beweglichen Lager klarstellen. Hier ist zu bemerken, daß die Gelenke in den äußeren Hauptträgern von oben aus vollkommen zugänglich sind. Bei den mittleren Hauptträgern ist das ohne weiteres nicht der Fall. Deshalb sind hier, wie in Abb. 16 angedeutet, die seitlichen Abschlußbleche der Fahrbahn mit durch aufgeschraubte Bleche verschlossenen Öffnungen versehen.

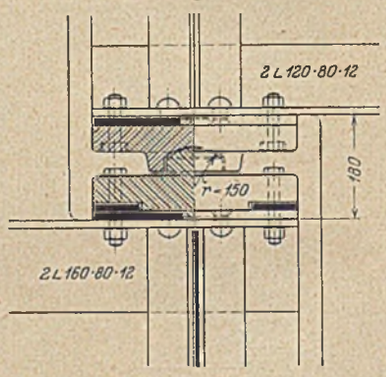


Abb. 14. Festes Gelenk des mittleren Hauptträgers.

Der mittlere Kragträger, welcher mit den Stielen zu einem Zweigelenkrahmen verbunden ist, deren Auflager im Normalfalle 6,9 m unter der Systemlinie des Trägers liegen, bildet mit den Stützenfüßen und den Fundamenten das Haupttragwerk des Einstielviaduktes. Nach Müller-Breslau ist die Einflußlinie für den Horizontalschub ermittelt als Parabel unter der vorläufigen Annahme gleichmäßiger Trägheitsmomente J für die Balkenstrecke und J_1 für die Stiele, und

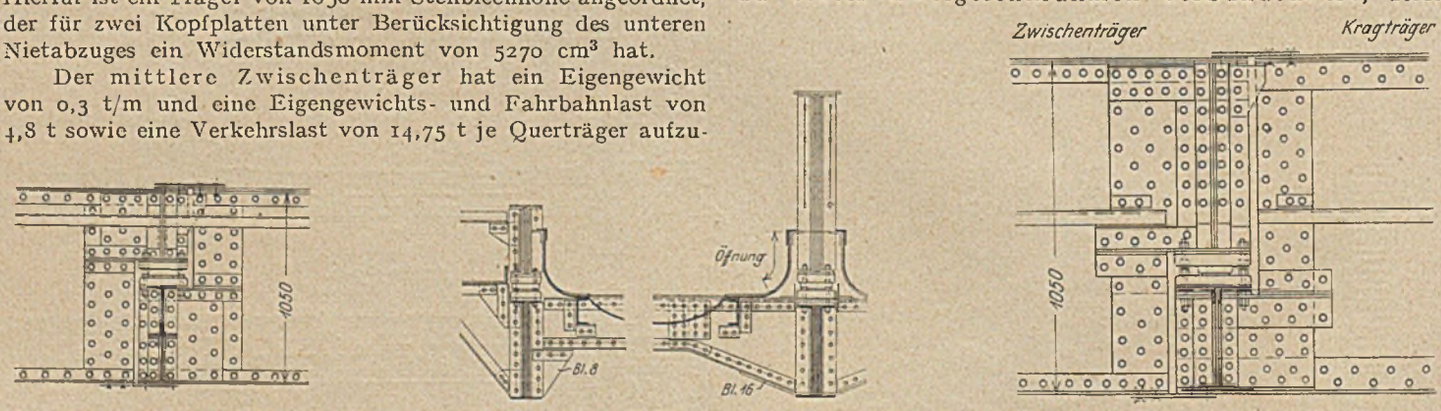


Abb. 15—17. Anordnung der festen Gelenke beim äußeren (links) und mittleren (rechts) Hauptträger.

zwar für $\frac{J}{J_1} = 5$ und danach Momente und Querkräfte für die Hauptlasten und Nebenlasten gesondert berechnet, da hierfür verschiedene Inanspruchnahmen zulässig sind. Die Lasten, welche vom Querträger übertragen werden, sind die gleichen wie beim mittleren Zwischenträger. An Brems- und Anfahrkräften hat jeder Zweigelenkrahmen zwischen zwei beweglichen Gelenken diejenigen aufzunehmen, welche aus der größten Achsenzahl, welche zu irgendeinem größten oder kleinsten Verkehrslastenmoment gehört. Sie betragen von der Stütze aus bis zur Mitte in den Querträgern: 94,5; 74; 53,6; 24,8; 9,4 und 4,8 mt. Die Momente infolge Wärmeänderung sind im Riegel gleichbleibend, im Kragarm Null. Für das größte Stützenmoment infolge Hauptlasten hat sich so — 217,6 mt, infolge Haupt- und Nebenlasten — 334,8 mt, für das größte Feldmoment + 155,5 mt bzw. — 180,5 mt vorerst ergeben. Mit 1650 mm Stehblech Höhe und je 3 Kopfplatten ist ein Widerstandsmoment von 30370 cm³ erzielt. Nachträglich ist noch eine genauere Ermittlung des Horizontalschubes unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente nach der Querschnittsgestaltung vorgenommen, wodurch das obige Verhältnis von 5 durch 1,69 bei der H-Linie erfolgt und diese Berichtigung, welche für die größten Momente 6—8 vH beträgt, bei der Momentenermittlung in Ansatz gebracht. Weiter ist der Einfluß der verschiedenen Stützenhöhen berücksichtigt, da zunächst nur der Rahmen für 6,9 m Pfeilhöhe durchgebildet ist, diese jedoch stellenweise auf 7,5 m ansteigt, was für die senkrechte Belastung weniger ins Gewicht fällt als für die Bremskraftwirkung. Bei 7,5 m Stützenhöhe steigen die oben für 6,9 m berechneten Bremsmomente auf ± 103, ± 81,8, ± 60,6, ± 29,7, ± 13,9, ∓ 1,6 mt. Bei der reichlich bemessenen Rahmenecke, wo der Untergurt des Riegels mit einem Halbmesser von 1,50 m sich an die Stützengurte anschließt, sind die Kräfte in den Gurten annähernd verfolgt, indem der Rahmen als Fachwerk, dessen Gurte in die Stehblechkanten und dessen von der Auflagersenkrechten fallende Diagonalen durch die Krümmungsmittelpunkte gehen, was besonders für die Berechnung der Niete und der radialen Druckspannungen im Stehblech von Bedeutung ist. Bezüglich der Stöße wird auf die Abb. 8 verwiesen. Alle Querschnitte sind in der Fläche vollgedeckt und mit Nieten voll angeschlossen. Die Gelenke sind wie bei den äußeren Kragträgern für entsprechend größere Lasten durchgebildet.

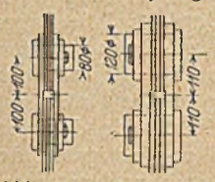


Abb. 18. Bewegliches Lager links beim äußeren und rechts beim mittleren Hauptträger.

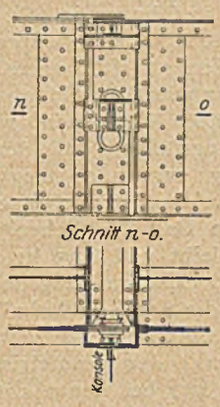


Abb. 19 u. 20.

Abb. 19 u. 20. Anordnung des beweglichen Lagers beim äußeren Hauptträger in Ansicht und Grundriß.

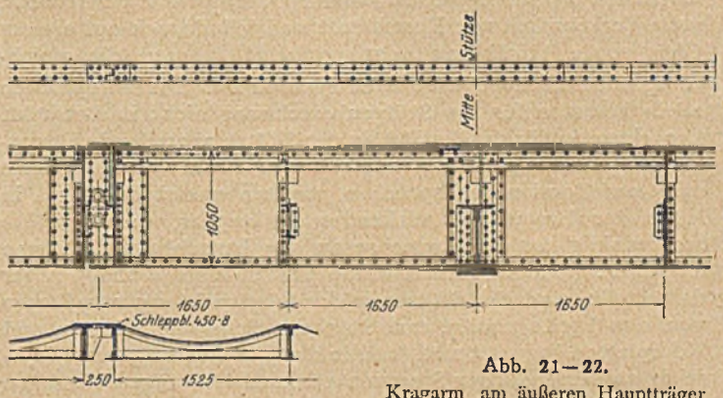


Abb. 23. Tonnenbacke am verschieblichen Gelenk mit Querträgeraussteifung.

Abb. 21—22. Kragarm am äußeren Hauptträger mit beweglicher Einhängung des Zwischenträgers in Ansicht und Aufsicht.

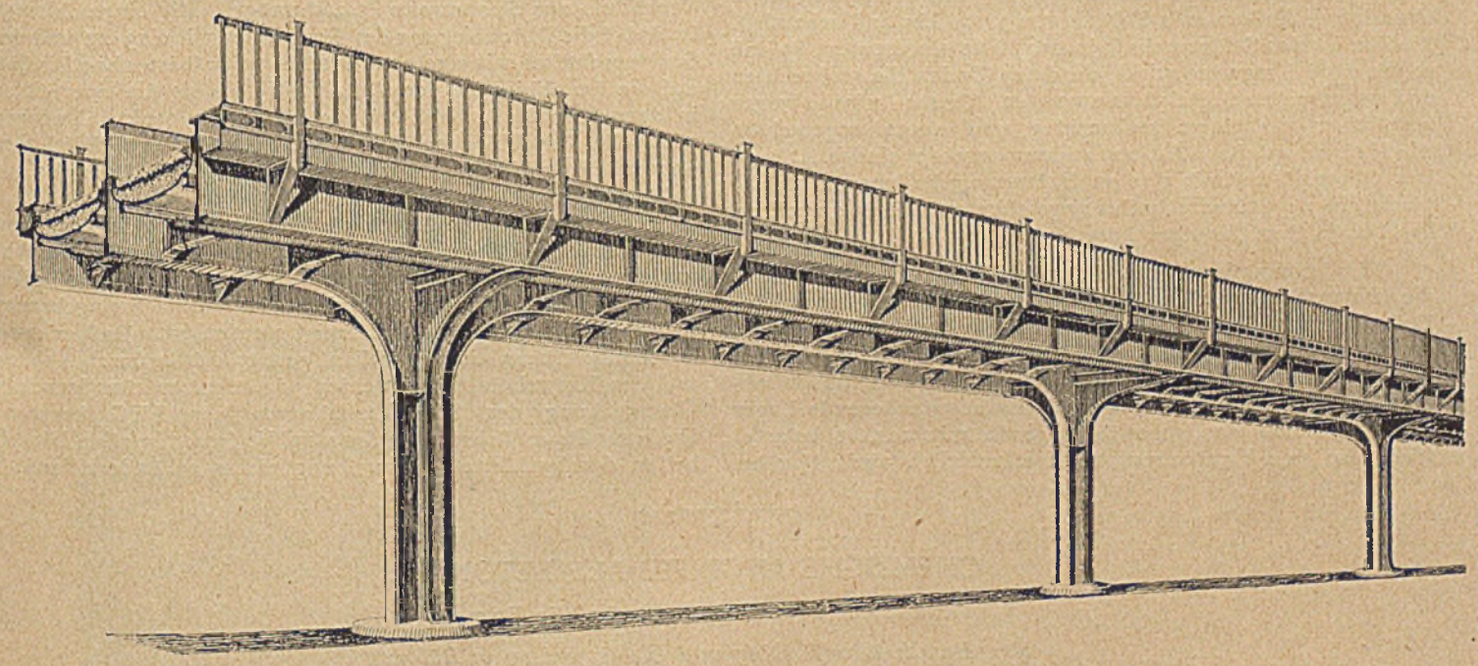


Abb. 24. Einstielviadukt der A E G - Schnellbahn nach perspektivischer Darstellung des Verfassers.

Die einstieligen Stützen haben in der Richtung quer zur Brückenachse durch besondere Kragarme den Auflagerdruck der äußeren Kragträger aufzunehmen. Der Stützenschaft ist kreuzförmig (s. Abb. 5) gebildet, so daß dieser Kragarm mit seinem Untergurt in den Quergurt der Stütze durch Anschlußbögen von 1,30 m Krümmungshalbmesser übergeht. Die Verbindungskrümmungen in der Quer- und Längsrichtung sind den Anforderungen des Straßenverkehrs entsprechend gewählt (s. Abb. 8). Den Berechnungseinzelheiten bei diesem Bogen liegt auch die Annahme eines Fachwerknetzes zugrunde. Der Stützenschaft wird durch das Zusammenwirken von Normaldruck N, von Biegungsmomenten in der Fahr-

richtung (M_y) und von Quermomenten (M_x) beansprucht, für die zwei Fälle unterschieden sind, nämlich a) Eigengewicht, volle Verkehrslast auf beiden Gleisen mit gleichgerichteten Brems- bzw. Anfahrkräften und Winddruck sowie Erwärmung (das ergibt H_{max}, also auch M_{ymax} und die gleichzeitig möglichen ungünstigsten M_x und N), ferner b) Eigengewicht, volle Verkehrslast mit Bremskraft und Winddruck auf einem Gleis sowie Abkühlung (das ergibt $M_{x_{max}}$ und die gleichzeitig möglichen ungünstigsten M_y und N). Die Hauptlasten allein kommen für die Stützenberechnung nicht in Betracht. Die einseitig für den Fall b) an der Stütze angreifende Bremskraft wird infolge der Steifigkeit der Fahrbahn die Stütze nicht auf Torsion beanspruchen, sondern ersetzt durch ein in Höhe der Bremskraft wirkendes Kräftepaar, deren Kräfte rechtwinklig zur Brückenachse an den benachbarten Stützen angreifen. Wie bereits erwähnt und in Abb. 4 und 5 näher dargestellt, sind die Stützen in der Längsrichtung aus Stegen von 1 m Breite und 22 mm Stärke, welche mit Winkeln und Kopfplatten begurtet sind, und in der Querrichtung aus beiderseitig an vorgenannten Steg mit 4 Winkeleisen angeschlossenen Stegen von je 400.13 gebildet, welche auch mit Kopfplatten und Winkeln gesäumt sind. Die größten Spannungen treten in den äußersten Ecken der sich rechtwinklig gegenüberstehenden Kopfplatten auf. Diese sind für die Stützenquerschnitte von Meter zu Meter über den Stützenfüßen bis über den Beginn der Ausrundungen für die Fälle a) und b) unter oben erwähnten Lastangriffen listenmäßig berechnet.

Der Stützenfuß (s. Abb. 6 u. 7) ist aus früher erwähnten Gründen als Balken auf 2 Stützen von 3,7 m Abstand behandelt. An ihm ist der Stützenschaft in der Mitte eingespannt, so daß er wie zwei Kragarme wirkt, an deren Enden die senkrechten und wagerechten Stützkräfte angreifen. Dieser Aufgabe wegen besteht er aus einem senkrechten und einem wagerechten Blechträger, welche in ⊥-Form zusammengebaut sind (s. Abb. 7). Der Obergurt ist mit 1,20 m Krümmungshalbmesser an die Querstege des Stützenschaftes angeschlossen und entsprechend den obigen Ausführungen berechnet.

Wie bereits eingangs erwähnt, ist für den Einstielviadukt die Berechnung der Standsicherheit von besonderer Bedeutung und diese deshalb für den Normalbetrieb (Fall A) und für den Ausnahmefall (Fall B) durchgeführt. Der geringste Auflagerdruck entsteht bei Benutzung des dem Winde abgekehrten Gleises, wobei das an der Windseite liegende Lager mit 28,4 t und das gegenüberliegende mit 101,6 t belastet wird, also eine Verankerung nicht erforderlich wird. Nur bei 1,5fachem Werte der kippenden Kräfte und für die Annahme, daß die Baustoffe außer Eisen nur 0,9 des üblichen Eigengewichts haben und daß Oberbau und Bettung eines Gleises beseitigt sind, tritt eine negative Reaktion von 19,2 t auf, wofür die Sicherung durch eine Verankerung in Wirkung treten soll. Die beiden Fundamente sind Betonblöcke von je 2,0 m normaler Tiefe, 2,4 m Breite in der Quer- und 3,4 m in der Längsrichtung und haben je 36 t Gewicht. Die Lagerkörper aus Stahlguß (s. Abb. 4 u. 7) liegen auf ihnen mit einer 20 cm betragenden Exzentrizität nach innen. Es ist angenommen, daß die quer zum Viadukt angreifenden Kräfte nur auf das stärker belastete Fundament wirken. Von den verschiedensten Belastungsfällen ist der ungünstigste der Fundamentberechnung zugrunde gelegt und nachgewiesen, daß die Mittelkraft, welche natürlich nach beiden Richtungen exzentrisch durch die Bausohle gehen kann, innerhalb des rhombischen Kerns bleibt und 4,35 kg/cm² größte Pressung an der nächstgelegenen Ecke im Baugrund erzeugt. Im Fall B trifft die Mittelkraft die Sohle außerhalb des Kerns, jedoch noch innerhalb des „Außenkerns", womit nach K. Pohl (Eisenbau 1918, S. 214) der geometrische Ort aller Laststellungen bezeichnet ist, bei denen die Nullinie durch die Querschnittsmitte geht. Dann ist die größte Bodenpressung an der Sohlenecke 7,8 kg/cm², entspricht also den eingangs erwähnten Baubedingungen.

Endlich möge auch noch erwähnt werden, daß die Durchbiegung des äußeren Hauptträgers infolge Verkehrslast festgestellt, und zwar zu 1,51 cm insgesamt ermittelt ist, also das Verhältnis zur Spannweite $^1/_{1100}$ beträgt. Mit eingeschlossen ist dabei die Durchbiegung des Kragarmes mit 0,13 cm und des Stützenschaftes mit 0,19 cm. Die Bremskraft ist ohne Einfluß auf die Durchbiegung der Trägermitte, da sie die eine Stütze in demselben Maße hebt, wie sie die andere senkt. Dagegen wird die Durchbiegung der Trägermitte infolge Wind um 0,47 cm, also auf 1,98 cm, das Durchbiegungsverhältnis also auf $^1/_{533}$ gesteigert.

Aus vorstehenden Angaben dürfte wohl klar hervorgehen, daß der Einstielviadukt in konstruktiver Hinsicht allen Ansprüchen des Verkehrs gerecht wird und nur deshalb von allen zuständigen Aufsichts- und Betriebsbehörden nach eingehender Prüfung zur Ausführung genehmigt worden ist. Daß er auch in schönheitlicher Hinsicht vollauf genügt, dürfte durch Abb. 24 und den Hinweis bestätigt werden, daß der zur künstlerischen Überwachung der Schnellbahnbauten der AEG berufene Professor Peter Behrens an der vom Verfasser in allen Einzelheiten durchgeführten Formgebung nichts zu ändern fand.

CHEMISCHE ANGRIFFE AUF BETON.

Mitteilung der Emschergenossenschaft in Essen[1]).

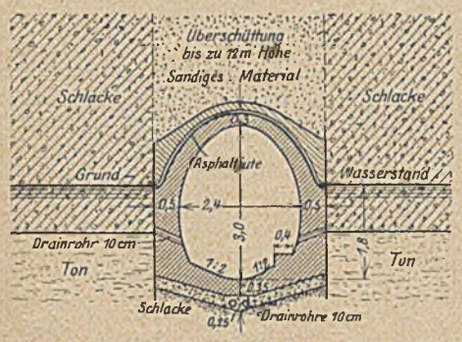
Von Baudirektor Helbing und Oberingenieur v. Bülow.

Seit vielen Jahren beschäftigen sich Wissenschaft und Praxis mit der Frage nach den Ursachen von Betonzerstörungen, die namentlich bei Tiefbauten beobachtet worden sind, und suchen nach Mitteln, sie zu vermeiden. Zu denen, die bei der Verwendung von Portlandzementen unangenehme Erfahrungen machen mußten, gehört auch die Emschergenossenschaft in Essen, die zahlreiche, zum Teil recht große Betonbauten im rheinisch-westfälischen Industriegebiet ausgeführt und noch künftig zur Erfüllung der ihr gesetzlich übertragenen Aufgaben auszuführen hat, als da sind: der Bau von großen Kläranlagen, Kanälen, die Befestigung der Bachläufe und offenen Abwasserkanäle im Niederschlagsgebiet der Emscher mit Betonschalen u. dgl.

Im Jahre 1919 berichtete die Emschergenossenschaft zum erstenmal über ihre Erfahrungen im Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 87, Seite 525, in dem Aufsatz: „Über Zerstörungen von Betonbauwerken durch Sickerwässer" (von Baudirektor Helbing und Dr. Bach). Der Aufsatz behandelt den 1500 m langen, begehbaren sogen. „Hörder Kanal", durch den die Emscher innerhalb der Hermannshütte des Hörder Vereins in Hörde fließt. Dieser Bau ist im Frühjahr 1911 ausgeführt, zum Teil im Tunnelbau, zum Teil in offener Ausgrabung. Die Art der Ausführung ist aus den Abb. 1 und 2 ersichtlich. Außer diesen schon eingehend besprochenen Zerstörungen traten solche besonders unangenehm bei einem großen Abwasserkanal in Herne auf, der als Tunnel unter dem Güterbahnhof durchgeführt ist, und dessen Überschüttung aus Haldenmassen besteht. Weitere Zerstörungen zeigten sich im Durchlaß des Landwehrbaches unter dem Rhein-Herne-Kanal, und zwar auf dem Teil, der von Haldenmassen überschüttet ist.

[1]) Der Aufsatz ist eine Erweiterung des auf der 27. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 26. April 1924 in Berlin gehaltenen Vortrages.

Die Ursachen dieser Betonzerstörungen sind in allen Fällen in der Zufuhr schwefelsaurer Salze in das Innere des Betons zu suchen; sie machen sich vor allem dort bemerkbar, wo die betreffenden Bauwerke nicht von gewachsenem Boden, sondern von angeschütteten Massen, insbesondere Schlakken und Zechenhalden überdeckt sind. Diese Halden enthalten vielfach schwefelhaltige Stoffe, die durch langsame Oxydation Schwefelsäure bzw. deren Salze bilden. So gibt es Zechenhalden im Industriegebiete, die geradezu als Schwefelsäurefabriken wirken, so große Mengen Schwefelsäure werden in ihnen durch Oxydation bei Gegenwart von Luft und Feuchtigkeit erzeugt. Vereinzelt kommt es vor, daß aus derartigen Halden stark schwefelwasserstoffhaltige Quellen hervortreten. Eine solche sprudelt z. B. in einer gleichmäßigen Stärke von 10 l/sec. schon seit mehreren Jahren am Fuße der großen Halde am Schwelgernbruch bei Hamborn hervor und gefährdet die in ihm errichteten Betonbauwerke.



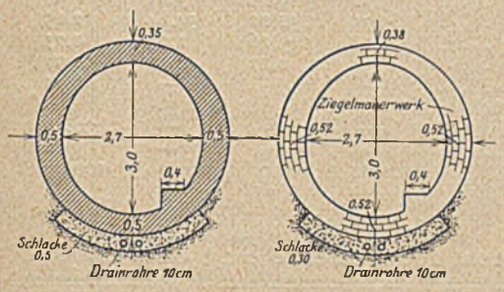


Abb. 1. Hörder Tunnel. Bauausführung bei offener Aufgrabung.

Abb. 2. Hörder Tunnel. Bauausführung im Tunnelbau.

Außer den Zerstörungen an geschlossenen Kanälen zeigten sich auch an den mit Betonsohlschalen und Seitenplatten

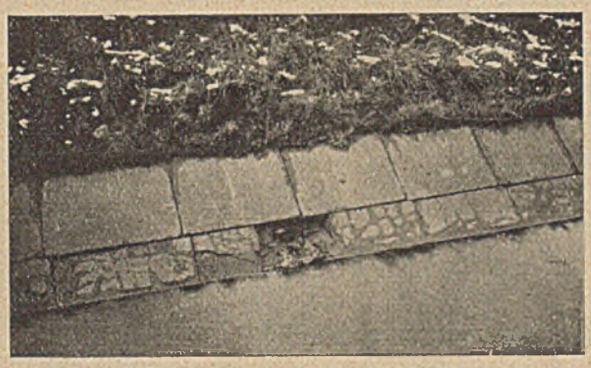


Abb. 3. Zerstörung an der Betonauskleidung.

ausgekleideten Bachläufen und Abwasserkanälen starke Zerstörungen (vgl. Abb. 3).

Im Bergbaugebiet müssen Asphaltierungen oder schützende Umkleidungen mit wasserdichten Stoffen wirkungslos bleiben, da die schädlichen Grund- und Sickerwässer in die durch Bodensenkungen entstehenden Spalten und Risse im Beton eindringen und dort neue Angriffstellen finden. Man konnte nur versuchen, ob sich die Gefahr der chemischen Zerstörung von Beton durch Verwendung von Traß als Zusatz zum Bindemittel sowie Hochofenzement statt Portlandzement mildern oder gänzlich beheben ließ. Die im Jahre 1919 vorliegenden Erfahrungen waren noch zu neu und unvollständig, um sich für das eine oder andere Bindemittel und Verwendung von bestimmten Mengen Traß als Zuschlag entscheiden zu können.

Von vornherein war es klar, daß man, wenn überhaupt, so nur durch umfangreiche und sorgfältige Versuche dem gesteckten Ziele, durch eine geeignete Zusammensetzung des Betons bzw. des für die Betonierung zu verwendenden Bindemittels, die Einwirkung schädlicher Grund- und Haldenwässer auf Beton auszuschalten, näher kommen könne.

Einige Monate nach Einleiten dieser Versuche, zu deren Durchführung sich Herr Professor Dr.-Ing. Probst, der Vorstand der bautechnischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Karlsruhe, bereit erklärte, entschloß sich auch die Badische Anilin- und Sodafabrik, die an ihren zahlreichen Betonbauwerken Schädigungen durch Flüssigkeiten und Gase zum Teil ganz anderer Art zu verzeichnen hatte, Versuche auszuführen, wie diese Schädigungen zu beseitigen seien. Bei ihrem Versuchsprogramm schloß sie sich eng an die für die Versuche der Emschergenossenschaft gewählte Systematik an. Herr Professor Dr.-Ing. Probst, der auch bei der Durchführung der Versuche der Badischen Anilin- und Sodafabrik mitarbeitete, wirkte so als Bindeglied, wodurch sich ein nützlicher Austausch der Gedanken und Erfahrungen ergab. Der Deutsche Betonverein, der bei der Beratung des Versuchsprogramms für die Emschergenossenschaft ebenfalls mitgewirkt hat, gewährte in dankenswerter Weise einen Zuschuß zu den Kosten.

Vor Inangriffnahme der Versuche wurde festgestellt, was auf dem fraglichen Gebiete bereits vorgearbeitet worden ist. Die Emschergenossenschaft selbst hatte noch vor dem Kriege umfangreiche Versuche zusammen mit dem Laboratorium des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten (dem damaligen Leiter Dr. Framm) angesetzt, und zwar so, daß eine große Anzahl Mörtel- und Betonwürfel verschiedener Mischungen in einen an schwefelsauren Salzen besonders reichen, offenen Abwasserkanal eingelegt wurden. Der Ausbruch des Krieges verhinderte leider die weitere Beobachtung dieses Versuchsmaterials. Obgleich die zahlreichen Probekörper an eisernen Stangen und Ketten befestigt im Kanal lagerten, wurden sie doch sämtlich mitsamt dem Eisenmaterial gestohlen. Die umfassenden Untersuchungen, die der Moorausschuß des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton über das Verhalten von Betonkörpern in verschiedenen Mooren durchgeführt und über die Herr Professor Dr.-Ing. Gary auf der XXV. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins im Jahre 1922 berichtet hat, gaben wertvolle Anregungen; ferner das einschlägige, auch ausländische Schrifttum. So ergaben sich leitende Gesichtspunkte für die zweckmäßige Anstellung der Versuche. Die Ergebnisse der genannten und anderer Versuche stellten noch keine restlose Lösung dar, weil im Baugebiet der Emschergenossenschaft zum Teil wesentlich andere Verhältnisse vorliegen. Man entschloß sich daher zu neuen Versuchen. In ähnlicher Richtung bewegen sich die Versuche des technischen Untersuchungsamtes der Tiefbaudeputation der Stadt Berlin-Charlottenburg[2]), über deren Aufbau und vor allen Dingen über deren Ergebnisse noch nichts Abschließendes bekannt war.

Bei der Aufstellung des Versuchsprogramms waren folgende Gesichtspunkte maßgebend: Für die Versuche sollten nur Baustoffe verwandt werden, die für die hiesige Gegend in Frage kommen, d. i. Portlandzemente des nahe gelegenen Beckumer Erzeugungsgebietes, Hochofenzemente des Industriegebietes und Traß des rheinischen Vorkommens. Hinsichtlich der schädlichen Stoffe konnte man sich auf die Prüfung der schwefelsauren Salze, und zwar des Magnesiumsulfates beschränken, da mit diesem hauptsächlich in Sicker- und Grundwässern, Haldenauslaugungen usw. zu kämpfen ist. Da nun in diesen aggressiven Flüssigkeiten die Sulfate in ziemlich verdünnter Lösung vorkommen (Gehalte an SO_3 über 2 g im Liter sind selten), so konnten sich die der unmittelbaren Praxis gewidmeten Versuche auf diese beschränken. Zur Prüfung wurde deshalb eine 2½ prozentige Magnesiumsulfatlösung gewählt. Wenngleich diese schon sehr hohe Kon-

[2]) Hermann, Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, Heft 1/2.

zentration im Emschergebiet in den in Betracht kommenden Flüssigkeiten nicht vorkommt, so war doch zu berücksichtigen, daß unter Umständen durch Anreicherung infolge Verdunstung starke Lösungen von Sulfaten sich ergeben können.

Es sollten sowohl Mörtel- wie auch Betonkörper geprüft werden, und zwar sowohl auf die Veränderung der Zug-, Druck- und Biegefestigkeiten als auch auf ihre spezifisch chemischen Veränderungen. Als technische Hilfsmittel hierzu sollten im Verlauf der Versuche die Veränderungen der chemischen Zusammensetzung der Flüssigkeiten, in die die verschiedenen Probekörper eingelagert werden sollten, laufend beobachtet und die chemische Untersuchung durch Messung der Leitfähigkeitsveränderungen der Lagerungsflüssigkeiten ergänzt werden. Auch sollten die modernen optischen Hilfsmittel der Gesteinsforschung den Versuchen nutzbar gemacht werden. Gleichzeitig sollten auch verschiedene Mischungsverhältnisse, insbesondere solche von Portlandzement und Traß hinsichtlich der Festigkeit nach verschiedenen Zeiten erprobt werden. Das so schließlich festgesetzte umfangreiche Versuchsprogramm, das unter Leitung des Herrn Professors Dr.-Ing. Probst in der bautechnischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Karlsruhe zur Durchführung gelangte, stellte nach Umfang und Vielseitigkeit eine Neuheit dar. Nicht weniger als 1800 Festigkeitsproben aller Art und 250 chemische Vollanalysen wurden in Karlsruhe, eine Reihe von Zugfestigkeitsproben von Mörtelkörpern außerdem in unserem eigenen Laboratorium unter Leitung des Oberchemikers Dr. H. Bach in Essen ausgeführt. Wenn diese Versuche auch noch nicht eine direkte Antwort auf die Frage: „Wie soll das Bindemittel bzw. der Beton zusammengesetzt sein, um den Angriffen sulfathaltiger Wässer standzuhalten?" geliefert haben, so ist doch in mancher Hinsicht Klarheit geschaffen und der Boden für weitere Arbeit auf diesem schwierigen Gebiete vorbereitet worden.

Als Versuchskörper wurden sowohl Beton- als auch Mörtelkörper benutzt. Es wurden zwei gleiche Serien hergestellt, bestehend aus Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge und Prismen von 10.10 cm Querschnitt und 30 cm Länge, außerdem Mörtelkörper. Die Betonprismen sollten zur Bestimmung der Biegungsfestigkeit; die bei der Prüfung abfallenden Enden der Prismen und die Würfel von 20 cm Kantenlänge sollten für die Druckfestigkeitsprüfung dienen. Die eine Serie wurde in Leitungswasser, die andere, und zwar zum Teil ganz, zum Teil zur Hälfte in eine 2½prozentige Magnesiumsulfatlösung eingetaucht.

Als Bindemittel wurde ein Portlandzement (P) und zwei Hochofenzemente (H_1 und H_2) benutzt. Der Portlandzement erhielt Zusätze von Traß (Tr) in zwei Mischungsverhältnissen, und zwar 1 Zement: 0,3 Traß und 1 Zement: 0,7 Traß.

Die verschiedenen Mischungsverhältnisse der Betonkörper nach Gewichtsteilen waren folgende:

a) Portlandzement	b) Hochofenzement
I. 1 P + 0,3 Tr : 2,6 S : 5 K	VI. 1 H_1 : 2 S : 4 K
II. 1 P + 0,3 Tr : 3,9 S : 7 K	VII. 1 H_2 : 2 S : 4 K
III. 1 P + 0,3 Tr : 5,2 S : 10 K	VIII. 1 H_1 : 3 S : 4 K
IV. 1 P + 0,7 Tr : 3,4 S : 7 K	IX. 1 H_2 : 3 S : 4 K
V. 1 P + 0,7 Tr : 5,1 S : 10 K	X. 1 H_1 : 4 S : 8 K
	XI. 1 H_2 : 4 S : 8 K

die der Mörtelkörper

a) Portlandzement	b) Hochofenzement
I. 1 P + 0,3 Tr : 2,6 S	VI. 1 H_1 : 2 S
II. 1 P + 0,3 Tr : 3,9 S	VII. 1 H_2 : 2 S
III. 1 P + 0,3 Tr : 5,2 S	VIII. 1 H_1 : 3 S
IV. 1 P + 0,7 Tr : 3,4 S	IX. 1 H_2 : 3 S
V. 1 P + 0,7 Tr : 5,1 S	X. 1 H_1 : 4 S
	XI. 1 H_2 : 4 S

Die chemischen Analysen und die Normenfestigkeiten der Zemente und des Trasses sind aus den beiden folgenden Tabellen[3]) 1 und 2 zu ersehen:

Tabelle 1.

Chemische Analysen der Zemente und des Trasses.

	Portland-Zement vH	Hochof.-Zement 1 vH	Hochof.-Zement 2 vH	Traß (Rhein.) vH
Feuchtigkeit	0,60	0,33	0,25	2,86
CO_2	1,09	0,55	0,81	—
SO_3	1,89	1,33	1,11	0,16
Sulfidschwefel	—	1,30	1,72	—
SiO_2	21,74	29,31	29,66	33,72
Fe_2O_3	3,04	2,68	1,97	} 16,25
Al_2O_3	5,51	9,65	7,41	
CaO	65,75	51,02	54,84	1,15
MgO	1,18	3,26	1,93	0,73
Rest	—	0,17	0,30	1,97
Hydratwasser	—	—	—	6,75
Unaufgeschlossener Rückstand	—	—	—	30,79
Mn_3O_4	—	—	—	5,62
	100,80	100,00	100,00	100,00

Tabelle 2.

Normenfestigkeiten der Zemente und des Trasses.

	Druckfestigkeit kg/cm² nach		Zugfestigkeit kg/cm² nach	
	7 Tagen	28 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
Portlandzement	201	326	22	36
Hochofenzement 1	196	342	20	25
Hochofenzement 2	116	221	17	25
Traß	26	96	4	17

Auffällig ist die hohe Normen-Druckfestigkeit des Hochofenzementes 1 (H_1) nach 28 Tagen gegenüber der des Hochofenzementes 2 (H_2) um so mehr, als die Normenzugfestigkeit nach 28 Tagen bei beiden gleich groß ist.

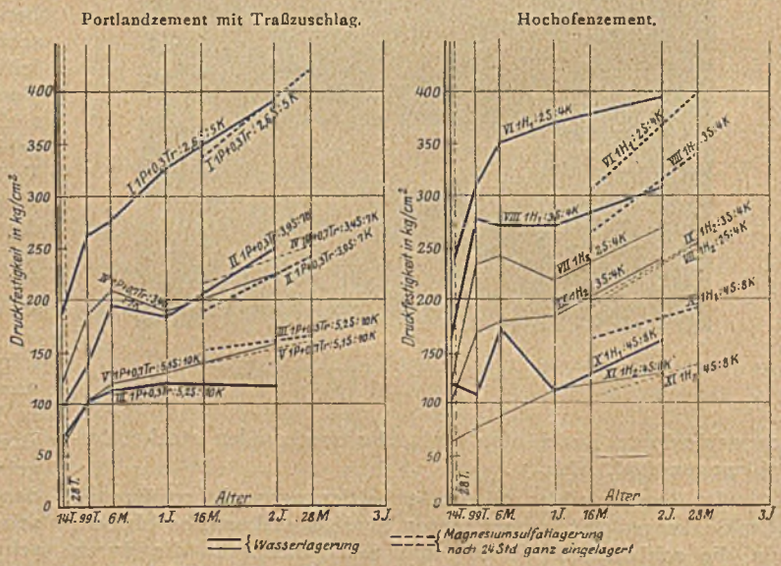


Abb. 4 a. Abb. 4 b.
Druckfestigkeiten der Betonkörper 10×10×10.

In den folgenden beiden Tabellen Nr. 3 und Nr. 4 sind die Druck- und Biegungszugfestigkeiten der Betonkörper bei

[3]) Entnommen aus Zimmermann, „Über die Einwirkung von Magnesiumsulfatlösung auf Mörtel und Beton". Mitteilungen aus den Arbeiten des Institutes für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Tabelle 3. Druckfestigkeit
der Betonkörper bei Lagerung in Leitungswasser und $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung.

Festigkeitsuntersuchungen nach	Portlandzementtraßbeton														Hochofenzementbeton													
	1 P + 0,3 Tr							1 P + 0,7 Tr							1 H_1							1 H_2						
	14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28
	Tagen		Monaten					Tagen		Monaten					Tagen		Monaten					Tagen		Monaten				
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr: 2,6 S: 5,0 K							1 P + 0,7 Tr: 3,4 S: 7 K							1 H_1: 2 S: 4 K							1 H_2: 2 S: 4 K						
bei Wasserlagerung Würfel 10 · 10 · 10	187	262	276	326		392		118	186	210	189		225		227	310	350	370		395		118	234	242	218		269	
bei Wasserlagerung „ 20 · 20 · 20	(166)		(413)	(416)		(416)		(132)		(237)	(243)		(247)		(253)		(393)	(337)		(446)		(101)		(174)	(197)		(239)	
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 1 Tag, ganz eingetaucht					337		423					216		253					305		401					192		254
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 1 Tag, halb eingetaucht, eingetauchtes Ende							409							231							388							267
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 1 Tag, halb eingetaucht, freies Ende							425							229							388							265
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 14 Tagen, ganz eingetaucht					320		400					172		253					283		350					254		230
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 14 Tagen, halb eingetaucht, eingetauchtes Ende							387							221							356							292
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 14 Tagen, halb eingetaucht, freies Ende							386							211							388							294
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr: 3,9 S: 7 K							1 P + 0,7 Tr: 5,1 S: 10 K							1 H_1: 3 S: 4 K							1 H_2: 3 S: 4 K						
bei Wasserlagerung Würfel 10 · 10 · 10	98	139	195	184		250		61	104	120	130		158		166	277	271	271		308		101	169	179	183		240	
bei Wasserlagerung „ 20 · 20 · 20	(75)		(196)	(226)		(247)		(63)		(143)	(151)		(213)		(188)		(329)	(323)		(348)		(105)		(197)	(218)		(225)	
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 1 Tag, ganz eingetaucht					189		242					138		161					264		342					197		255
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 1 Tag, halb eingetaucht, eingetauchtes Ende							234							171							344							272
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 1 Tag, halb eingetaucht, freies Ende							209							159							342							279
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 14 Tagen, ganz eingetaucht					199		235					117		144					236		307					228		251
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 14 Tagen, halb eingetaucht, eingetauchtes Ende							218							147							326							264
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 14 Tagen, halb eingetaucht, freies Ende							230							138							274							261
Mischungsverhältnis	1 P + 0,3 Tr: 5,2 S: 10 K														1 H_1: 4 S: 8 K							1 H_2: 4 S: 8 K						
bei Wasserlagerung Würfel 10 · 10 · 10	67	102	113	120		117									118	108	171	111		160		63	76	87	112		128	
bei Wasserlagerung „ 20 · 20 · 20	(47)		(76)	(124)		(145)									(81)		(158)	(170)		(176)		(67)		(116)	(104)		(144)	
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 1 Tag, ganz eingetaucht					152		166												161		192					105		137
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 1 Tag, halb eingetaucht, eingetauchtes Ende							164														179							145
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 1 Tag, halb eingetaucht, freies Ende							111														104							146
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 14 Tagen, ganz eingetaucht					120		163												138		172					108		143
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 14 Tagen, halb eingetaucht, eingetauchtes Ende							174														146							132
eingetaucht in $2^1/_2$ vH M_gSO_4-Lösung, nach 14 Tagen, halb eingetaucht, freies Ende							×														×							130

Zeichenerklärung: × Wegen zu starker Zerstörung der Körper konnten einwandfreie Druckfestigkeitsuntersuchungen nicht mehr gemacht werden.

Tabelle 4. Biegungszugfestigkeitsergebnisse an 30×10×10-Betonkörpern bei Lagerung in Leitungswasser und in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung.

Festigkeitsuntersuchungen nach:			Portlandzementtraßbeton																						Hochofenzementbeton																							
			1 P + 0,3 Tr						1 P + 0,7 Tr																H_1												H_2											
			14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28	14	99	6	12	16	24	28
			Tagen		Monaten					Tagen		Monaten					Tagen		Monaten					Tagen		Monaten					Tagen		Monaten					Tagen		Monaten					Tagen		Monaten				
Mischungsverhältnis			1 P + 0,3 Tr : 2,6 S : 5,0 K							1 P + 0,7 Tr : 3,4 S : 7,0 K															1 H_1 : 2 S : 4 K												1 H_2 : 2 S : 4 K											
bei Wasserlagerung			42,4	46,8	49,0	53,6		55,0		22,5	32,4	40,0	37,9		39,9		36,3	40,0	42,9	42,6		45,1		23,8	40,0	38,5	40,4		43,9																			
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung	nach 1 Tag	ganz				67,0		63,7					53,7		63,1					52,6		60,5						43,6		43,9																			
		halb						64,1							60,5							57,5								55,9																			
	nach 14 Tagen	ganz				56,1		66,4					53,9		56,8					47,9		49,9						54,8		45,3																			
		halb						66,1							52,9							48,8								52,0																			
Mischungsverhältnis			1 P + 0,3 Tr : 3,9 S : 7,0 K							1 P + 0,7 Tr : 5,1 S : 10 K															1 H_1 : 3 S : 4 K												1 H_2 : 3 S : 4 K											
bei Wasserlagerung			19,5	30,2	35,3	40,2		43,1		12,2	28,8	35,0	35,4		35,9		28,8	41,2	45,6	44,8		48,3		23,9	35,4	37,9	37,0		43,7																			
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung	nach 1 Tag	ganz				50,8		49,0					49,6		52,1					54,7		54,8						51,2		52,5																			
		halb						41,6							46,6							57,0								51,9																			
	nach 14 Tagen	ganz				48,4		46,0					43,7		38,6					46,7		53,0						48,0		54,3																			
		halb						47,3							40,8							53,9								52,8																			
Mischungsverhältnis			1 P + 0,3 Tr : 5,2 S : 10 K																					1 H_1 + 4 S : 8 K													1 H_2 + 4 S : 8 K											
bei Wasserlagerung			14,8	25,6	27,1	22,9		30,4																17,4	27,8	32,4	25,5		31,9		14,4	21,6	22,1	25,5		26,6													
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung	nach 1 Tag	ganz				44,6		38,1																				42,7		45,0				33,4		34,3													
		halb						31,5																						33,2						29,9													
	nach 14 Tagen	ganz				39,3		38,4																				38,4		39,9				31,4		39,5													
		halb						X																						31,0						32,4													

Zeichenerklärung: X Wegen zu starker Zerstörung der Körper konnten einwandfreie Biegungsfestigkeitsuntersuchungen nicht mehr gemacht werden.

Lagerung sowohl in Leitungswasser als auch in einer 2½ prozentigen Magnesiumsulfatlösung zusammengestellt. Die Ergebnisse sind außerdem auf Abb. 4 und 5 graphisch dargestellt.

Da nur die aus den Betonprismen 10·10·30 cm gewonnenen Probebetonwürfel von 10 cm Kantenlänge in der Magnesiumsulfatlösung halb bzw. ganz eingetaucht und nach 16 und 28 Monaten auf Festigkeit untersucht wurden,

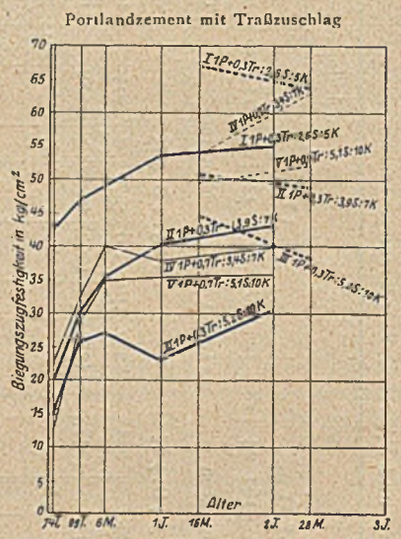


Abb. 5a.

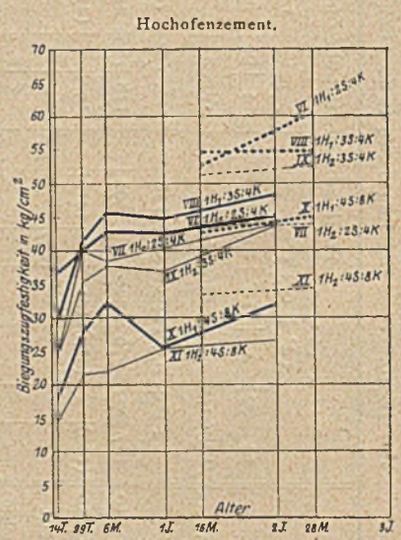


Abb. 5b.

Biegungszugfestigkeiten der Betonprismen 30×10×10.

so sind für die Druckfestigkeitsuntersuchungen bei Wasserlagerung auch nur die Ergebnisse der ebenfalls aus den Betonprismen gewonnenen Betonwürfel von 10 cm Kantenlänge zum Vergleich herangezogen worden. Die entsprechenden Festigkeitszahlen der in Leitungswasser gelagerten Probewürfel von 20 cm Kantenlänge sind in der Tabelle ebenfalls aufgeführt, aber in Klammern gesetzt worden. Im allgemeinen liegen die

Festigkeitswerte der Probewürfel von 20 cm Kantenlänge etwas höher als die der Probewürfel von 10 cm Kantenlänge.

In der graphischen Darstellung der Druckfestigkeitsentwicklung (Abb. 4 u. 5) sind die Kurven der Portlandzementmischungen mit 0,3 Traßzuschlag und die Hochofenzementmischungen mit Hochofenzement 1 (H_1) dick, die Kurven der Portlandzementmischungen mit 0,7 Traßzuschlag und die Hochofenzementmischungen mit Hochofenzement 2 (H_2) dünn ausgezogen. Dabei sind die Kurven für Wasserlagerung voll, die für Magnesiumsulfatlagerung gestrichelt gezeichnet.

Da die Festigkeit der Portlandzementmischung I (1 P + 0,3 Tr : 2,6 S : 5 K) nach zwei Jahren und die der Hochofenzementmischung VI (H_1 : 2 S : 4 K) nahezu gleich groß ist (392 bzw. 395 kg/cm²) bietet dieser Umstand Gelegenheit zu einem Vergleich der Festigkeitsentwicklungen der beiden Mischungen zu verschiedenen Zeiten. Es soll zunächst die Entwicklung der Festigkeit bei Wasserlagerung besprochen werden.

Man findet die schon bekannte Tatsache bestätigt, daß die Festigkeiten bei Mischungen von Portlandzement mit Traß-

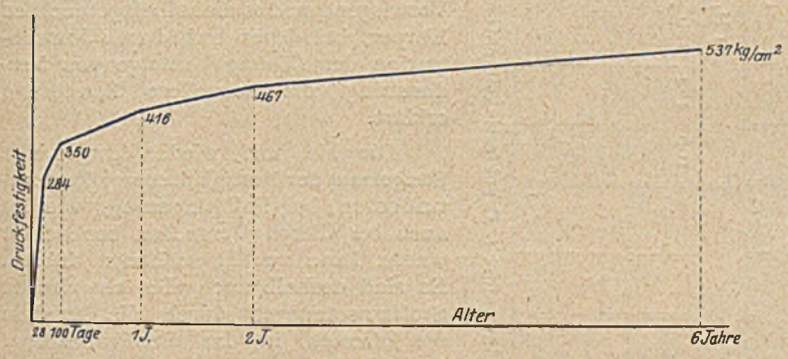


Abb. 6. Zunahme der Druckfestigkeit des Betons im Laufe der Zeit. Maschinenmischung 1 : 2,5 : 5 mit 5,7 Gewichtsprozent Wasser.

zusatz langsamer zunehmen als bei Mischungen mit Portlandzement ohne Traß und bei solchen mit Hochofenzement.

Wenn man auch bedauern muß, daß mit Rücksicht auf die hohen Kosten parallele Versuchsreihen von Betonkörpern ohne Traßzusatz unterblieben sind, so bieten doch die Angaben in der Literatur die Gelegenheit zu einem Analogieschluß. Mörsch[4]) berichtet über die mit dem Alter zunehmende Festigkeit des Betons an Proben, die anläßlich des Baues der Donaubrücke bei Mundakingen gemacht worden sind. Er bringt dann die folgende Abb. 6 über die Zunahme der Druckfestigkeit des Betons.

Setzt man die Festigkeit

	nach 2 Jahren	= 100 vH	= (467 kg/cm²)
so ist die Festigkeit	„ 1 Jahr	= 89 „	= (416 „)
„ „ „ „	„ 99 Tagen	= 75 „	= (350 „)
„ „ „ „	„ 28 „	= 61 „	= (284 „)

Setzt man die Festigkeit für Beton aus Hochofenzement 1 bei einem Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 nach 2 Jahren (395 kg/cm²) wieder = 100 vH, so würden, wenn die obigen Prozentsätze zugrunde gelegt würden, die Festigkeiten betragen müssen:

Nach 2 Jahren	395 kg/cm²	. 100 vH	= 395 kg/cm²
„ 1 Jahr	395 „	. 89 „	= 352 „
„ 99 Tagen	395 „	. 75 „	= 296 „
„ 28 „	395 „	. 61 „	= 240 „

Die beobachteten Festigkeiten sind nun tatsächlich folgende:

Nach 2 Jahren	395 kg/cm²	= 100 vH
„ 1 Jahr	370 „	= 94 „
„ 99 Tagen	310 „	= 78,5 „
„ 28 „	240 „	= 61 „

[4]) Mörsch, Der Eisenbeton, seine Theorie und Anwendung, 1912, S. 39.

Die Festigkeiten nach 99 Tagen und 1 Jahr sind also etwas größer als die nach den aus Portlandzementbetonuntersuchungen gefundenen Werte.

In der Abb. 4 macht sich die Verzögerung der Festigkeitszunahme bei Zusatz von Traß deutlich bemerkbar. So sind

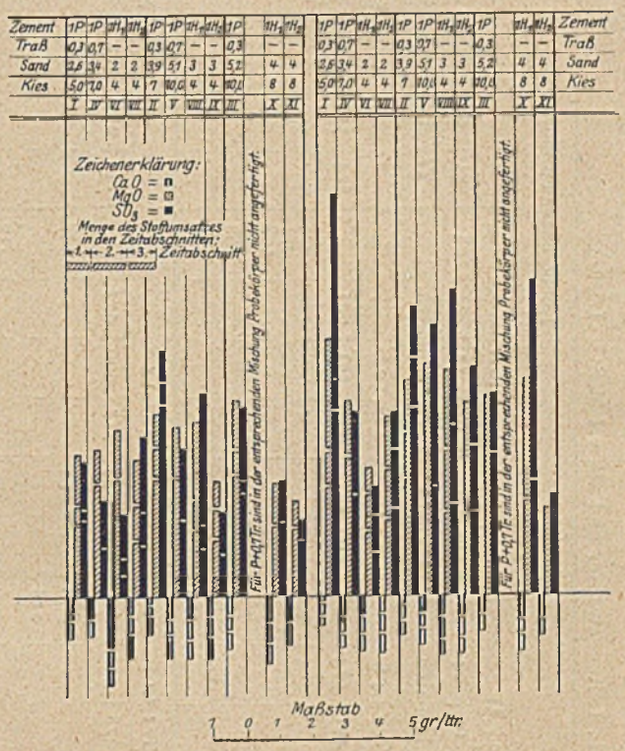


Abb. 7. Chemische Umsetzung der Betonkörper nach 6, 16 und 28 Monaten bei Magnesiumsulfatlagerung.

z. B. für das Mischungsverhältnis 1 P + 0,3 Tr : 2,6 S : 5 K die Festigkeiten:

Nach 2 Jahren	392 kg/cm²	= 100 vH
„ 1 Jahr	349 „	= 83 „
„ 99 Tagen	294 „	= 67 „
„ 28 „	200 „	= 51 „

Aus den Ergebnissen der Druckfestigkeiten der Normenprüfung nach 28 Tagen (s. Seite 78) kann geschlossen werden, daß ein Portlandzementprobewürfel ohne Traßzusatz etwa die gleichen Festigkeiten gebracht haben würde wie der Würfel mit Hochofenzement 1 (H_1).

Übrigens ist ja die Frage der Festigkeitsentwicklung bei Betonkörpern mit und ohne Traßzusatz genügend geklärt. Bei den hier zu besprechenden Untersuchungen stand im Vordergrunde die Frage der Sulfatbeständigkeit von Portlandzementtraßbeton bei verschieden großen Traßzuschlägen und verschiedenem Mischungsverhältnis mit Sand und Kies und die Frage der Sulfatbeständigkeit von Hochofenzementen. Aber auch bei der Durchführung dieser Untersuchungen mußte man sich mit Rücksicht auf die hohen Kosten für die Probekörper und den Umfang der dadurch notwendigen Untersuchungen große Beschränkung auferlegen. Es liegen daher nur Festigkeitsuntersuchungen von Probekörpern, die ganz in Magnesiumsulfat eingetaucht wurden, bei einem Alter von 16 und 28 Monaten vor. Die halbeingetauchten Körper wurden nur im Alter von 28 Monaten untersucht.

Die Festigkeitsergebnisse für die meisten der in Magnesiumsulfat gelagerten Körper sind überraschend günstig, und zwar sowohl bei denen mit Traßzusatz als auch bei denen mit Hochofenzement, so daß man versucht sein könnte, aus diesen Ergebnissen günstige Schlüsse auf die Sulfatbeständigkeit zu ziehen.

Tabelle 5. Druckfestigkeiten der Mörtelkörper von 50 cm² Druckfläche bei Lagerung in Leitungswasser und 2½ vH $MgSO_4$-Lösung.

Festigkeitsuntersuchungen nach			Portlandzementmörtel																Hochofenzementmörtel											
			1 P + 0,3 Tr						1 P + 0,7 Tr										H_1						H_2					
			14	99	6	12	24	28	14	99	6	12	24	28	14	99	6	12	24	28	14	99	6	12	24	28	14	99	6	12	24	28
			Tagen		Monaten				Tagen		Monaten				Tagen		Monaten				Tagen		Monaten				Tagen		Monaten			
Mischungsverhältnis			1 P + 0,3 Tr : 2,6 S						1 P + 0,7 Tr : 3,4 S						1 H_1 : 2 S						1 H_2 . 2 S					
bei Wasserlagerung			402	573	567	512	672		261	371	423	441	584		499	471	667	571	741		324	359	483	481	658							660
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung	nach 1 Tag	ganz						582						502						719												578
		halb						617						521						598												685
	nach 14 Tagen	ganz						616						551						768												609
		halb						619						518						581												
Mischungsverhältnis			1 P + 0,3 Tr : 3,9 S						1 P + 0,7 Tr : 5,1 S						1 H_1 : 3 S						1 H_2 : 3 S					
bei Wasserlagerung			165	268	293	288	394		128	227	262	278	332		267	335	355	400	473		145	255	282	277	369							372
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung	nach 1 Tag	ganz						364						393						436												X
		halb						324						258						X												346
	nach 14 Tagen	ganz						347						306						418												X
		halb						X						X						X												
Mischungsverhältnis			1 P + 0,3 Tr : 5,2 S												1 H_1 : 4 S						1 H_2 : 4 S					
bei Wasserlagerung			84	143	202	203	242								106	172	186	182	215		74	135	149	173	196							178
eingetaucht in 2½ vH $MgSO_4$-Lösung	nach 1 Tag	ganz						178												218												227
		halb						X												X												174
	nach 14 Tagen	ganz						X												225												154
		halb						X												X												

Zeichenerklärung: X Wegen zu starker Zerstörung der Körper konnten einwandfreie Druckfestigkeitsuntersuchungen nicht mehr gemacht werden.

Die Untersuchungen über Biegungszugfestigkeiten zeigen bei Magnesiumsulfatlagerung an sich noch hohe Festigkeiten im Alter von 16 und 28 Monaten, aber bei Anwendung von Portlandzement mit Traßzusatz schon häufiger mit dem Alter abnehmende Festigkeiten, bei Verwendung von Hochofenzement allerdings keine Abnahme.

Während bei den Untersuchungen an Betonkörpern sowohl bei Druck- wie bei Biegungszugprüfungen nur ganz vereinzelt Probekörper nach einem Alter von 28 Monaten so zerstört waren, daß sie nicht mehr geprüft werden konnten, zeigt sich diese Erscheinung bei den Mörtelkörpern und den 8-Körpern (vgl. Tabelle Nr. 5 und Nr. 6) schon viel häufiger, und zwar um so mehr, je magerer die Mischung ist. Vorwiegend sind es die halbeingetauchten Körper, bei denen sich durch Konzentration der Lösung infolge von Verdunstung die schnellere Zerstörung erklärt.

Die hin und wieder festgestellte Steigerung der Festigkeiten von Zementtraßbeton bei Sulfatlagerung, wie sie auch bei diesen Versuchen beobachtet wurde, kann zu Trugschlüssen führen. Es sind deshalb auch die chemischen Stoffumsetzungen durch die Analyse des Wassers, in das die Probekörper eingetaucht wurden, bestimmt worden. In der Lösung wurde die Zunahme an Kieselsäure, Tonerde, Eisenoxyd und Kalk und die Abnahme von Magnesiumoxyd und Schwefelsäure bestimmt.

In der Abb. 7 ist auf der linken Seite der Stoffumsatz der ganz eingetauchten, auf der rechten der halbeingetauchten Betonkörper während des Zeitraumes von 0—6 Monaten, von 10—16 Monaten und 16—28 Monaten dargestellt. Als Vergleichsmaßstab für den Stoffumsatz ist der Zuwachs bzw. die Abnahme von Kalk, Magnesium und Schwefel der Flüssigkeit, in die die verschiedenen Probekörper eingelagert waren, in g/Liter gewählt worden. Eine Addierung der Umsatzmengen ist nicht ohne weiteres statthaft, da am Ende des Zeitraumes von 6—10 Monaten Wasseranalysen nicht gemacht worden sind. Einzelne Analysen konnten wegen Beschädigung der Gefäße nicht ausgeführt werden. Infolgedessen ist zum Teil nur der Stoffumsatz zweier Zeitabschnitte dargestellt worden. Man erkennt aus den Auftragungen die erheblich stärkere Schwefel- und Magnesiumaufnahme der halb eingetauchten gegenüber den ganz eingetauchten Körpern. Während sich also aus den Festigkeitsversuchen allein eine Festigkeitsabnahme der in Sulfatlösung ganz eingetauchten Körper nicht nachweisen läßt, so haben doch die chemischen Untersuchungen erwiesen, daß die Zerstörung der Probekörper

Tabelle 6. Zugfestigkeit an 8 Körpern (5 cm² Querschnitt) aus Mörtel bei Lagerung in Leitungswasser und 2½ vH M_gSO_4-Lösung.

Festigkeitsuntersuchungen nach:			Portlandzementtraßmörtel																Hochofenzementmörtel											
			1 P + 0,3 Tr						1 P + 0,7 Tr										H_1						H_2					
			14	99	6	12	24	28	14	99	6	12	24	28	14	99	6	12	24	28	14	99	6	12	24	28	14	99	6	12	24	28
			Tagen		Monaten				Tagen		Monaten				Tagen		Monaten				Tagen		Monaten				Tagen		Monaten			
Mischungsverhältnis			1 P + 0,3 Tr : 2,6 S						1 P + 0,7 Tr : 3,4 S						1 H₁ : 2 S						1 H₂ : 2 S					
bei Wasserlagerung			34,9	45,2	43,6	38,5	45,4		29,2	36,8	40,9	43,0	44,9		41,3	41,3	48,3	49,7	50,5		34,6	44,5	45,6	44,0	52,1						53,8
eingetaucht in 2½ vH M_gSO_4-Lösung	nach 1 Tag	ganz						25,4						18,7						48,6											49,3
		halb						34,1						X						48,2											50,1
	nach 14 Tagen	ganz						27,8						35,7						47,9											49,2
		halb						29,1						43,5						47,0											
Mischungsverhältnis			1 P + 0,3 Tr : 3,9 S						1 P + 0,7 Tr : 5,1 S						1 H₁ : 3 S						1 H₂ : 3 S					
bei Wasserlagerung			20,8	29,1	30,7	32,2	32,9		14,8	26,7	26,9	30,9	30,3		27,3	30,7	30,8	29,4	43,2		19,7	30,3	29,4	31,2	32,0						36,4
eingetaucht in 2½ vH M_gSO_4-Lösung	nach 1 Tag	ganz						(12,3)						23,0						21,9											26,4
		halb						(13,8)						X						X											30,9
	nach 14 Tagen	ganz						(11,2)						X						24,9											(35,6)
		halb						X						X						(29,1)											
Mischungsverhältnis			1 P + 0,3 Tr : 5,2 S												1 H₁ : 4 S						1 H₂ : 4 S					
bei Wasserlagerung			13,0	21,5	21,6	23,3	23,9								14,2	18,2	22,1	23,3	23,5		11,7	17,7	20,6	21,2	23,6						13,1
eingetaucht in 2½ vH M_gSO_4-Lösung	nach 1 Tag	ganz						(8,6)												(12,4)											(16,0)
		halb						X												(14,4)											(8,5)
	nach 14 Tagen	ganz						X												(11,9)											(17,0)
		halb						X												(12,5)											

Zeichenerklärung: X Wegen zu starker Zerstörung der Körper konnten einwandfreie Zugfestigkeitsuntersuchungen nicht mehr angestellt werden.
( ) Die Werte sind der Durchschnitt aus weniger als 4 Körpern, da bei den restlichen die Zerstörung schon zu weit fortgeschritten war.

schon frühzeitig beginnt. Dr. Zimmermann[5]) sagt in seinem Bericht:

„Weder Traß-Portlandzement in den Mischungen der Versuchsdurchführung noch auch Hochofenzementbeton vermochten länger als etwa 20 Monate dem Angriff einer 2½ prozentigen Magnesiumsulfatlösung zu widerstehen, ohne Zerstörungserscheinungen aufzuweisen."

Das ist gewiß ein lehrreiches Ergebnis. Es zeigt, daß in Wirklichkeit keine der geprüften Mischungen, wenn sie ohne sonstige Schutzmaßnahmen angewendet wird, dem Angriff einer 2½ prozentigen Magnesiumsulfatlösung zu widerstehen vermag. Indes stellt die zu den Versuchen verwendete 2½ prozentige Magnesiumsulfatlösung eine extreme Konzentration der schädlichen Stoffe dar, wie sie nur selten vorkommen wird.

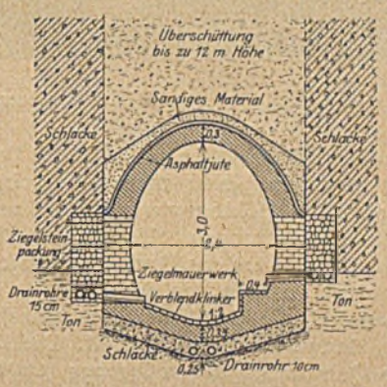


Abb. 8. Der Hörder Tunnel nach der Wiederherstellung.

Jedenfalls sind Mischungen von Portlandzement und Traß und Hochofenzement widerstandsfähiger gegen Einwirkung der Sulfate als reine Portlandzemente. Ist die angreifende Lösung arm an Sulfaten, so dürfte vielfach ein sachgemäß ausgeführter Beton aus Portlandzement-Traß oder aus gutem Hochofenzement auch ohne weitere Schutzmittel standhalten. Da aber, wenn einmal schädliche Salze aus nicht genau bekannten Quellen in Sickerwässern vorhanden sind, nicht übersehen werden kann, wie stark die Konzentration im Laufe der Zeit werden wird, so müssen neben der geeigneten Mischung auch bautechnische Vorkehrungen, die anschließend besprochen werden sollen, zum Schutze des Bauwerkes getroffen werden.

[5]) Zimmermann: „Über die Einwirkung von Magnesiumsulfat-Lösung auf Mörtel und Beton". (Mitteilungen aus den Arbeiten des Institutes für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe.)

Die Emschergenossenschaft konnte selbstverständlich nicht das Ergebnis dieser Versuche abwarten, sondern mußte bei der starken Gefährdung ihrer Bauwerke Mittel und Wege zur Abhilfe bzw. Vorbeugung suchen. Die Wege, die hierbei beschritten wurden, haben sich überall bewährt. Da diese Maßnahmen den Praktiker interessieren werden, soll näher darauf eingegangen werden. Der Gefahrenträger ist bei den Bauwerken der Emschergenossenschaft das Wasser, das entweder als Sicker- oder Grundwasser an den Beton der Bauwerke herantritt. Vorausgeschickt muß werden, daß an stark-

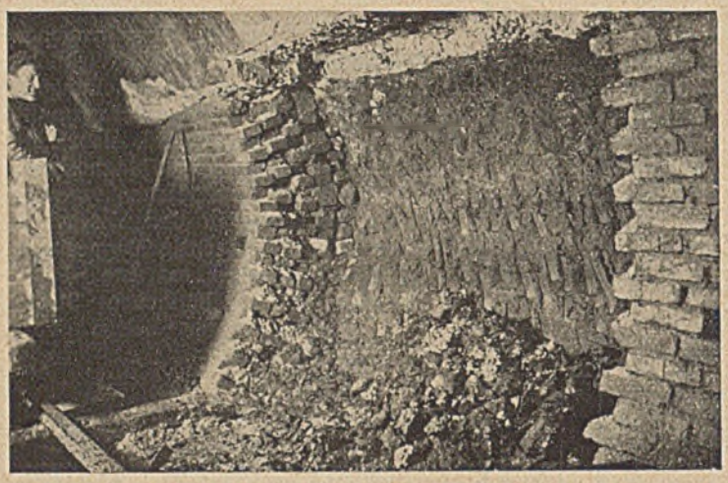


Abb. 9a. Der Hörder Tunnel während der Wiederherstellung.

Abb. 9b. Der Hörder Tunnel nach der Wiederherstellung.

wandigen Bauwerken, wie z. B. an Brückenfundamenten u. dgl. Zerstörungen bisher nicht beobachtet wurden, sondern vorwiegend an Hohlbauwerken, wie Tunneln, Durchlässen und an Betonauskleidungen offener Bachläufe. Das sicherste und beste Mittel, um das Grund- oder Sickerwasser von dem Betonbauwerk fernzuhalten, ist eine gute Längsdrainage hinter dem Bauwerk, die Gefälle zu den einzelnen Querdrainagen durch das Bauwerk hindurch erhält. Die Erfahrung hat gelehrt, daß die Querdrainagen groß genug (etwa 10 bis 20 cm im Durchmesser) sein müssen, da sie sich sonst leicht zusetzen. Die großen Querdrainageöffnungen sind auch deshalb praktisch, weil sie bei Unterhaltungs- und Ausbesserungsarbeiten am Kanal als Rüstholzlöcher benutzt werden können. Durch filterartige Steinpackungen auf der Außenseite des Bauwerkes muß vermieden werden, daß das Erdreich der Hinterfüllung durch diese Drainagen hindurch ausgespült wird. Ist dem gefährlichen Wasser ein bequemes Abfließen ermöglicht, so kommt der Beton gar nicht erst in Gefahr, vom Grund- oder Sickerwasser erreicht und durchflossen zu werden. Schwieriger ist die nachträgliche Entwässerung bei bereits fertigen Betonkanälen. Wie man sich bei dem im Anfang bereits erwähnten, sogenannten Hörder Tunnel geholfen hat, ist aus den folgenden beiden Abb. 8 und 9 zu ersehen.

Der mürbe Beton wurde beseitigt und durch Ziegelmauerwerk ersetzt. Hinter dem Mauerwerk sind vorher starke Steinpackungen mit Drainagen eingebaut, durch die das andrängende Wasser abgezogen und durch starke Querdrainagen durch das Mauerwerk hindurch zur Emscher abgeleitet wurden (vgl. Abb. 8 u. 9). Das Bauwerk ist jetzt seit 5 Jahren wieder in Betrieb, ohne daß sich irgend welche neue Zerstörungen gezeigt hätten.

Ein wegen der dabei angewandten Mittel besonders interessanter Fall einer nachträglich angebrachten Entwässerung ist der folgende: Im Jahre 1912 wurde von der Emschergenossenschaft unter dem Güterbahnhof in Herne ein Tunnel für den Westbach, einem Nebenbach der Emscher, mit Schildvortrieb errichtet. Im Jahre 1917 zeigten sich an der inneren Laibung des Tunnels Zerstörungserscheinungen, geschwürähnliche Beulen, die unzweifelhaft auf Gipstreiben zurückzuführen waren und die schnell zunahmen. Beim Beklopfen der Wände mit dem Hammer klang der Beton dumpf. Die nur kleinen, beim Bau bereits eingelegten Entwässerungsrohre (vgl. Abb. 10) hatten sich völlig verstopft, so daß das Grundwasser, wie niedergebrachte Grundwasserstandrohre erwiesen, stark gestiegen war. Die Schüttung des Bahndammes besteht aus Sand, Kesselasche und Haldenmassen in 4—5 m Höhe. Es kam nun darauf an, durch eine umfangreiche Drainage den Grundwasserstand in der Umgebung des Tunnels soweit zu senken, daß das Wasser nicht mehr seinen Weg durch den

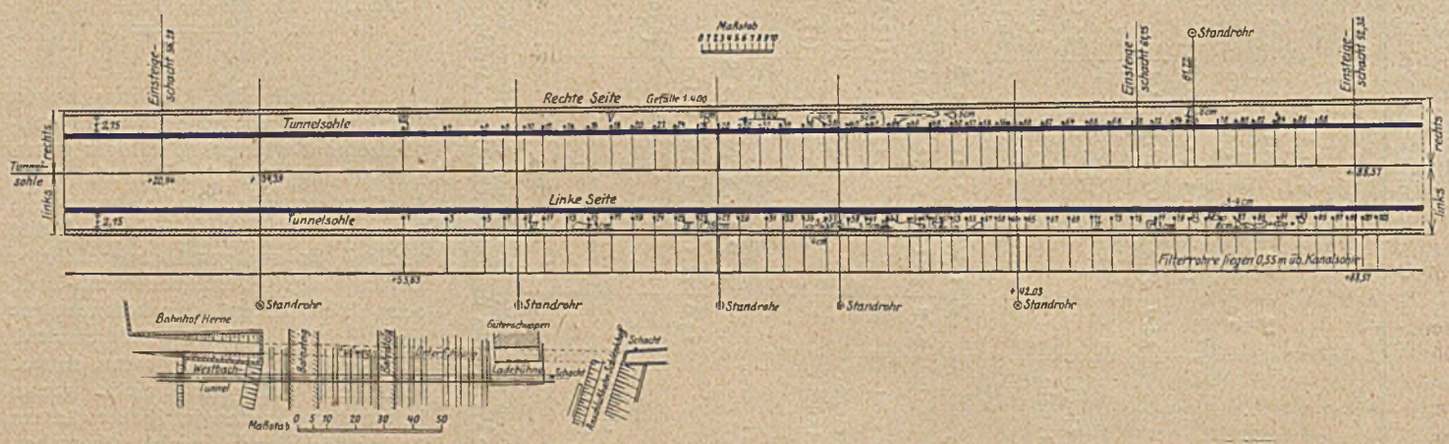


Abb. 10. Westbachtunnel bei Herne.

Beton hindurch zu nehmen brauchte. Durch die vom Ingenieur Staschen der Emschergenossenschaft erfundenen, auf Abb. 11 dargestellten neuartigen Entwässerungsrollen, sogenannten „Drainage-Torpedos", die nach Durchstemmen des Bau-

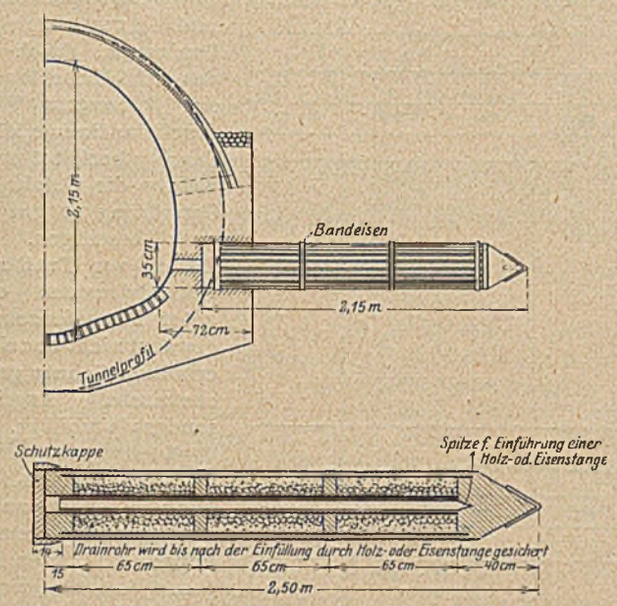


Abb. 11a. Der Staschensche „Drainage-Torpedo".

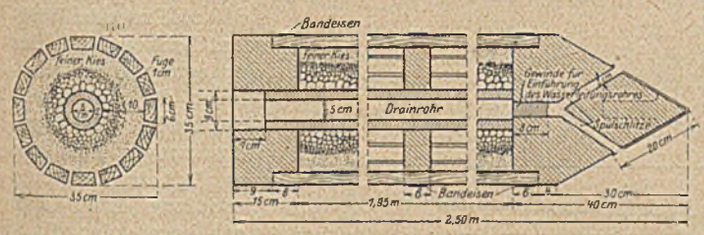


Abb. 11b. Der Staschensche „Drainage-Torpedo".

werkes von innen durch Pressen mit Handspülbetrieb in Abständen von 3 m durch die Betonwand hindurchgetrieben wurden, gelang es in überraschend schneller Weise, den Grundwasserstand zu senken und, wie die Erfahrung inzwischen gelehrt hat, das Bauwerk vor weiterer Zerstörung zu schützen. Die nächste Abb. 12 zeigt, wie der Grundwasserstand in der Nähe des Bauwerkes in der gewünschten Weise absank. Die Zerstörungen im Inneren scheinen völlig zum Stillstand gekommen zu sein, ja man muß annehmen, daß die unterbrochene Erhärtung jetzt wieder zunimmt, denn der Klang des mit dem Hammer angeschlagenen Betons ist wieder heller geworden.

Wesentlich widerstandsfähiger als Beton gegen angreifende Wässer hat sich Ziegelmauerwerk aus gut gebrannten Klinkern gezeigt. Die Emschergenossenschaft hat deshalb überall da, wo besonders aggressive Wässer zu befürchten waren, ihre Tunnelbauten und an solchen Stellen auch die Bachauskleidungen der offenen Bachläufe in Ziegelmauerwerk ausgeführt. So ist z. B. der Hauptsammelkanal von Hamborn-Marxloh im Schwelgernbruch, der, wie schon erwähnt, in einem mit schwefelsauren Salzen durchsetzten Grundwasser errichtet werden mußte, in Ziegelmauerwerk ausgeführt worden.

In besonderen Fällen kann man Zerstörungen an den Betonbauwerken zum mindesten dadurch aufhalten, daß man das Bauwerk unter Wasser setzt, also daß man z. B. aus einem Durchlaß einen Dücker macht. Dadurch verhindert man, daß das hinter dem Bauwerk höher stehende Grundwasser durch den Beton hindurch abzufließen sucht. Gleichzeitig vermeidet man durch den Luftabschluß die sonst beobachtete Konzentrationserhöhung der aggressiven Wässer an der Innenlaibung. Abb. 13 zeigt ein solches Beispiel, wo ein gefährdeter Durchlaß in ganz einfacher Weise unter Wasser gesetzt werden kann. Die Abbildung stellt den Landwehrbachdurchlaß unter dem Rhein-Herne-Kanal bei Herne dar. Der mit Halden überschüttete Teil ist durch schwefelsaure Salze angegriffen und zerstört, während der Tunnelabschnitt unter dem Schiffahrtskanal, der mit Lehmpackung abgedichtet ist, keinerlei Zerstörungen zeigt. Durch Einsetzen der Dammbalken in die in allen Kanaldückern vorhandenen Dammfalze am Auslauf des Durchlasses wird aus dem Durchlaß ein Dücker.

Die Emschergenossenschaft ist bei ihren Betonbauten nicht nur wegen einzelner ungünstiger Erfahrungen, die sie durch Zerstörung ihrer Betonbauwerke hat machen müssen, zur äußersten Vorsicht gezwungen, sondern der Umstand, daß das Gebiet ihrer Tätigkeit im Bergbaugebiet liegt, zwingt sie, ganz besondere Vorsichtsmaßregeln zum Schutze ihrer Bauwerke und bei der Auswahl der für diese zu verwendenden Bindemittel zu treffen. So genügt es für die Bauten der Emschergenossenschaft nicht, daß man sie etwa mit besonderen Asphalt- und wasserdichten Abdeckungen abdichtet oder mit Anstrichen, wie z. B. Inertol, das sich an sich und überall dort, wo das Bauwerk Bodensenkungen nicht ausgesetzt war, gut bewährt hat, versieht. Man muß vielmehr nach wie vor besonderen Wert auf die Erforschung der Frage legen, wie der Beton selber durch geeignete Wahl der Zuschläge und der zu verwendenden Zemente Eigenschaften erhält, die ihn vor dem Angriff sulfathaltiger Wässer schützen; denn alle Anstrichmittel nützen auf die Dauer nicht, wenn die Bauwerke infolge der Bodensenkungen Risse erhalten, in die die Sicker- und Grundwässer eindringen und von dort aus ihr Zerstörungswerk beginnen können. Dabei ist noch zu berücksichtigen, daß die Bauwerke infolge der Bodensenkungen nicht nur Setzrisse erhalten, sondern auch durch Pressungen und Zerrungen in erhöhtem Maße mechanischen Zerstörungen ausgesetzt sind.

Die Erforschung der Frage, wie der Beton selber durch geeignete Wahl der Zuschläge oder besondere Zemente Eigenschaften erhält, die ihn vor dem Angriff sulfathaltiger Wässer schützen, ist so wichtig, daß die Emschergenossenschaft beabsichtigt, die Versuchstätigkeit auf dem Gebiet des Betonschutzes gegen chemische Angriffe fortzusetzen. Die Aussicht auf Erfolg weiterer Versuche ist vielleicht insofern günstig, als gerade in der letzten Zeit neue Bindemittel bekannt geworden sind, die wahrscheinlich die Lösung der Frage des Betonschutzes erleichtern werden. Ich erwähne nur die Schmelzzemente, den Si-Stoffzuschlag und mancherlei aufgearbeitete Trasse wie Linkkalk, Puzzolanzement nach dem Fredl'schen Verfahren u. a. m.

Bei den Durchlässen setzte die Zerstörung meist oberhalb des gewöhnlichen Kanalwasserstandes an der inneren Laibung des Kanals ein, so daß man annehmen kann, daß das schädliche Grund- bzw. Haldenwasser durch Verdunstung stark konzentriert war. Ferner hat die Erfahrung gelehrt, daß die Bauwerke erst nach einer Reihe von Jahren, meist erst nach 6—7 Jahren, Zerstörungserscheinungen zeigten, so daß entweder angenommen werden kann, daß die schädlichen Wässer nur von geringer Konzentration waren, oder aber, daß das Bauwerk nach seiner Fertigstellung erst nach Verlauf einiger Tage oder sogar erst nach Wochen dem Einfluß schädlicher Wässer ausgesetzt wurde. Die Versuchskörper wurden dagegen schon 24 Stunden nach ihrer Herstellung in die 2½prozentige Magnesiumsulfatlösung eingelegt. Wahrscheinlich ist hieraus ihre schnellere Zerstörung zu erklären. Ganz allgemein haben die Versuche ergeben, daß es, um zu einem einwandfreien Ergebnis über die Nützlichkeit eines bestimmten Zuschlages zu kommen, jahrelanger Untersuchungen bedarf und nicht etwa kurzer Zeitspannen von nur ein oder zwei Jahren. Die Beobachtungen der chemischen Umsetzung, die hier wohl zum ersten Male durchgeführt wurden, haben ferner ergeben, daß weder mit Traß-Portlandzement noch Hochofenzement ein Beton hergestellt werden kann, der bei

einer so konzentrierten Lösung, wie bei den Versuchen, auf die Dauer gegen Zerstörungen durch sulfathaltige Wässer geschützt ist. In Gegenden, wo Bergbau umgeht, wird es daher notwendig sein, wenn Zerstörungen durch aggressive Wässer zu befürchten sind, die Betonbauwerke mit breiten Trennfugen zu versehen, damit sie bei Bodensenkungen nachgeben können, und diese Fugen mit einem breiten Ring zu überdecken. Außerdem empfiehlt es sich, das Bauwerk auf der Außenseite zu verputzen und durch wasserdichte Abdeckungen und Anstriche sorgfältigst zu schützen. Steinhinterpackungen und ferner ausgiebige Drainagen, durch die das schädliche Wasser auf kürzestem Wege durch das Bauwerk hindurch abgeleitet wird, werden die Gefahr der Zerstörung so gut wie ganz beseitigen. Ein Zusatz von Traß zum Portlandzement oder guter Hochofenzement gewährt nicht nur einen erhöhten Schutz gegen chemische Angriffe, sondern verbilligt, wie noch nachgewiesen wird, auch den Bau. In Bergbaugebieten, wo außerdem noch mit Bodensenkungen und ihren Folgen, Vorflutstörungen und starken Rissen gerechnet werden muß, spielt die Frage der Wirtschaftlichkeit bei der Festlegung der Abmessungen der Bauwerke eine Rolle. Die Vorflutstörungen bedingen von Zeit zu Zeit eine Vertiefung bzw. eine Aufhöhung der Bauwerke. Die Bauwerke müssen daher größere Abmessungen erhalten oder von vornherein tiefer gegründet werden. Es kann daher in gewissen Fällen wirtschaftlicher sein, die Bauwerke nur nach dem Bedürfnis der nächsten zehn Jahre zu bemessen und dann einen Neubau vorzunehmen. Dabei hat man den Vorteil, die Abmessungen des Bauwerkes der allmählichen Entwicklung des Gebietes anzupassen. Bei einer so kurzen Lebensdauer von zehn Jahren, mit der z. B. bei städtischen Kanalbauten im Bergbaugebiet häufig gerechnet werden muß, brauchen auch geringere Ansprüche an die Widerstandsfähigkeit der Betonbauwerke gegen aggressive Wässer gestellt werden. Auch hier ist ein geeigneter Zuschlag von

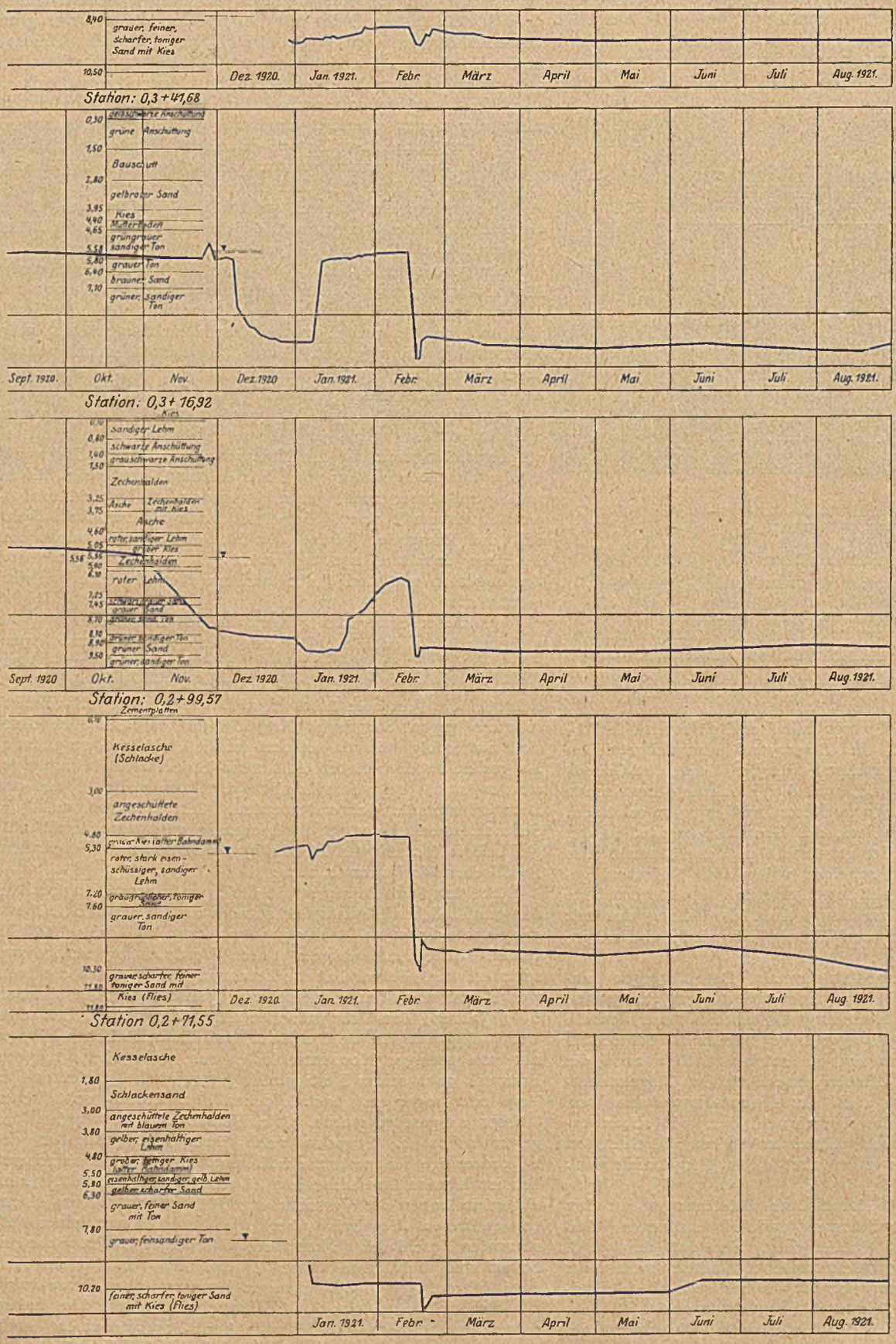


Abb. 12. Grundwasserstand beim Westbachtunnel in Herne vor und nach der Absenkung.

Traß zum Portlandzement oder ein guter Hochofenzement als erhöhter Schutz und aus wirtschaftlichen Gründen sehr zu empfehlen.

Um richtig entwerfen zu können, ist es auf jeden Fall notwendig, den Baugrund und das Grundwasser einer eingehen-

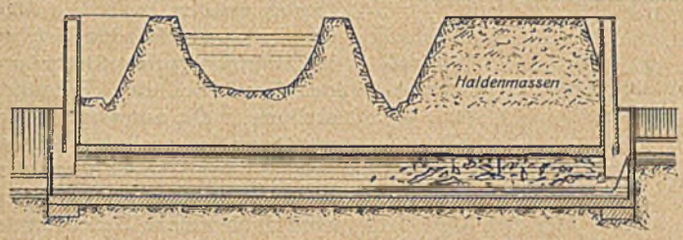


Abb. 13. Der Landwehrbachdurchlaß unter dem Rhein-Herne-Kanal

den chemischen Untersuchung zu unterziehen, namentlich dort, wo man nicht in gewachsenem Boden, sondern in Anschüttungen baut. Schon eine solche Untersuchung kann viele spätere Schwierigkeiten vermeiden, weil sich daraus ergibt, in welchen Fällen von Beton Abstand zu nehmen ist. Die Erfahrung hat gelehrt, daß es jedenfalls im Bergbaugebiet unbedingt notwendig ist, sowohl den Untergrund als auch das Grundwasser und die Sickerwässer zu untersuchen, denn die Zerstörungserscheinungen haben sich nicht nur etwa in der Nähe von Halden gezeigt, sondern auch in Gegenden, wo weit und breit keine Halden zu sehen sind, von früheren Zeiten her aber schädliche Anschüttungen vorhanden sind.

Wenn die Versuche auch das erhoffte Ergebnis bisher nicht gehabt haben, vielmehr erwiesen haben, daß auch der Traßzusatz oder die Verwendung von Hochofenzement nur in beschränktem Sinne wirksam ist, so haben sie doch durch die bei den Untersuchungen angewandten neueren Methoden und die dabei gemachten Erfahrungen mehr Klarheit auf dem Verwendungsgebiet der Portland- und Hochofenzemente und des Trasses gebracht. Die angestellten Versuche haben aber auch Aufschlüsse in wirtschaftlicher Beziehung gebracht, besonders bezüglich der Verwendung von Traß als Zuschlag zu Portlandzementbeton und der Verwendung von Hochofenzementen. Der Traß hat nicht nur günstige hydraulische Eigenschaften und schützt in gewissem Umfange Beton aus Portlandzement gegen Angriff sulfathaltiger Wässer, sondern er spielt auch in wirtschaftlicher Beziehung bei der Herstellung von Beton eine Rolle. Die vorliegenden Versuchsergebnisse bieten eine wertvolle Ergänzung zu Laboratoriumsuntersuchungen der Emschergenossenschaft über wirtschaftliche Betonmischungen[6]). Wenn Traß auch selbst kein Bindemittel ist, so wirkt er doch in Verbindung mit Zement in gewissem Maße festigkeitserhöhend. Da man Traß aus anderen Gründen, z. B. um den überschüssigen Kalk an Zement zu binden, häufig verwenden wird, so kann man, ohne die gewünschte Festigkeit herabzusetzen, an Zement sparen.

Aus der Tabelle Nr. 7 ersieht man, daß z. B. die Betonmischungen lfd. Nr. 2 und 3; 7 und 8; 9, 10 und 11; 12 und 13; 15, 16 und 17; 19 und 20 insofern gleichwertig sind, als sie nach 100 Tagen nahezu gleich große Festigkeiten haben (vgl. Spalte 15). In Spalte 16 sind die entsprechenden, heute gültigen Materialeinheitspreise für 1 cbm Beton (Baustelle Duisburg) angegeben. Die Preise stellen nur den Materialwert dar, da die Kosten der Herstellung, die bei allen Mischungen ungefähr dieselben sind, den Vergleich nicht beeinflussen. Für Traß ist der Preis einschließlich Papiersäcke ab Werk Kruft zugrunde gelegt. Dazu ist die Fracht von Kruft bis Duisburg hinzugerechnet worden. Tabelle Nr. 8 enthält die Preisermittlung. Wenn der Traß unverpackt bezogen würde, würden die Einheitspreise für Beton sich noch ermäßigen.

Im großen und ganzen fällt der Einheitspreis mit der Abnahme der Festigkeit (nach 100 Tagen) (vgl. Abb. 14).

[6]) Helbing, „Die Durchführung des Emschergenossenschaftsgesetzes". Techn. Gemeindeblatt 1907, Nr. 13.

Tabelle 7.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Lfde. Nr.	Mischungsverhältnis nach Raumteilen				Mischungsverhältnis nach Gewichtsteilen									Druckfestigkeit nach 100 Tagen	Materialpreis Beton	Lfde. Nr.
	Z	Tr	S	K	1 P	1 H_1	1 H_2	1 P : 0,3 Tr	1 P : 0,38 Tr	1 P : 0,52 Tr	1 P : 0,6 Tr	1 P : 0,7 Tr	1 P : 0,75 Tr	kg/m²	M/m³	
1	1		1,75	3,5										310	18,25	1
2	1		1,75	3,5	1:2:4	1:2:4								280	20,50	2
3	1		2,6	3,5		1:3:4								277	16,65	3
4	1	0,4	2,15	4,15				1:0,3:2,6:5						262	20,40	4
5	1		1,75	3,5			1:2:4							234	18,25	5
6	1	0,7	3	7										210	15,70	6
7	1	0,5	3,5	6					1:0,38:3,9:6,8					190	15,85	7
8	1	0,94	2,95	5,8						1:0,52:3,4:7,9				186	18,50	8
9	1	0,8	4	8										170	14,50	9
10	1		2,6	3,5			1:3:4							169	16,65	10
11	1	1	5	8,5							1:0,6:4,5:9			165	14,10	11
12	1		3	6									1:0,75:5,6:9,6	143	14,05	12
13	1	0,4	3,4	5,8	1:3,35:6,7							1:0,7:3,4:7		139	15,70	13
14	1	1	6	9				1:0,3:3,9:7						122	13,30	14
15	1		3,5	7		1:4:8							1:0,75:6,8:10	108	11,70	15
16	1	0,94	4,45	8,3										104	14,40	16
17	1	0,4	4,5	8,3								1:0,7:5,1:10		102	12,70	17
18	1		4	8	1:4,5:9									88	11,80	18
19	1	0,7	7	14										80	10,25	19
20	1		3,5	7			1:4:8							76	11,70	20
21	1	1	10	17						1:0,52:7,9:15,8			1:0,75:11,2:19,2	65	9,70	21

Tabelle 8.

Es ist gerechnet mit der Frachtbasis Duisburg und
Portlandzement = 445 M/10 t; Traß (gesackt)*) = 224 M + 66 M Fracht,
Hochofenzement = 380 „ (Werk Kruft) = 290 M/10 t,
Kies = 3 M/m³; Sand = 5,4 M/m³.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Lfde. Nr. der Tabelle 7	Mischungsverhältnis nach Raumteilen				Baustoffbedarf für 1 m³ gestampften Beton				Preise der Anteile in Mark				Materialpreis für 1 m³ Beton
					Zement	Traß	Sand	Kies					
	P	Tr	S	K	kg	kg	lit	lit	P	Tr	S	K	M/m³
2	1		1,75	3,5	345		450	900	15,35		2,43	2,70	20,50
4	1	0,4	2,15	4,15	286	86	460	890	12,75	2,50	2,50	2,67	20,40
6	1	0,7	3	7	180	93	400	950	8,0	2,70	2,16	2,85	15,70
7	1	0,5	3,5	6	192	72	500	850	8,50	2,08	2,70	2,55	15,85
8	1	0,94	2,95	6	206	146	445	905	9,15	4,22	2,40	2,73	18,50
9	1	0,8	4	8	152	90	450	900	6,75	2,61	2,43	2,70	14,50
11	1	1	5	8,5	134	100	500	850	5,95	2,90	2,70	2,55	14,10
12	1		3	6	200		450	900	8,90		2,43	2,70	14,05
13	1	0,4	3,4	5,8	197	58	500	850	8,75	1,68	2,70	2,65	15,70
14	1	1	6	9	120	90	540	810	5,35	2,60	2,93	2,43	13,30
16	1	0,94	4,45	8,3	142	100	470	880	6,30	2,90	2,54	2,64	14,40
17	1	0,4	4,5	8,3	142	42	475	875	6,30	1,22	2,56	2,63	12,70
18	1		4	8	150		450	900	6,68		2,43	2,70	11,80
19	1	0,7	7	14	86	45	450	900	3,84	1,30	2,43	2,70	10,25
21	1	1	10	17	67	50	500	850	2,98	1,45	2,70	2,55	9,70
	H_1		S	K	kg		lit	lit	H_1		S	K	M/m³
1	1		1,75	3,5	345		450	900	13,10		2,43	2,70	18,25
3	1		2,6	3,5	295		575	775	11,20		3,10	2,33	16,65
15	1		3,5	7	172		450	900	6,55		2,43	2,70	11,70
	H_2		S	K	kg		lit	lit	H_2		S	K	M/m³
5	1		1,75	3,5	345		450	900	13,10		2,43	2,70	18,25
10	1		2,6	3,5	295		575	775	11,20		3,10	2,33	16,65
20	1		3,5	7	172		450	900	6,55		2,43	2,70	11,70

*) Traß unverpackt kostet 180 M/10 t ab Werk Kruft. Die Genauigkeit der Berechnung ist die des Rechenschiebers.

Nur die Mischungen aus Portlandzement ohne Traßzusatz, aus Hochofenzement 2 (H_2) und alle Mischungen aus Portlandzement mit 0,3 und 0,7 bis 0,75 Traßzusatz (nach Gewichtsteilen) sind teurer als Mischungen aus Portlandzement mit 0,4 bis 0,6 Traßzusatz. Verhältnismäßig am billigsten sind Mischungen aus Hochofenzement 1 (H_1) besonders bei satten Mischungen. Bei zunehmender Magerung (1 H_1 : 4 S : 8 K) ist ein Unterschied gegenüber Mischungen aus Portlandzement mit 0,5 Traßzusatz nicht mehr festzustellen. Die gegenseitigen Beziehungen sind aus Abb. 14 ersichtlich. Auf ihr sind die Festigkeiten in kg/cm², die Einheitspreise, die Zement- und Traßmenge für 1 m³ fertigen Beton dargestellt worden. Da die Festigkeiten nahezu stetig abnehmen, so konnte auch eine Kurve der günstigsten Einheitspreise gezeichnet und aus ihr die günstigsten Mischungen gefunden werden.

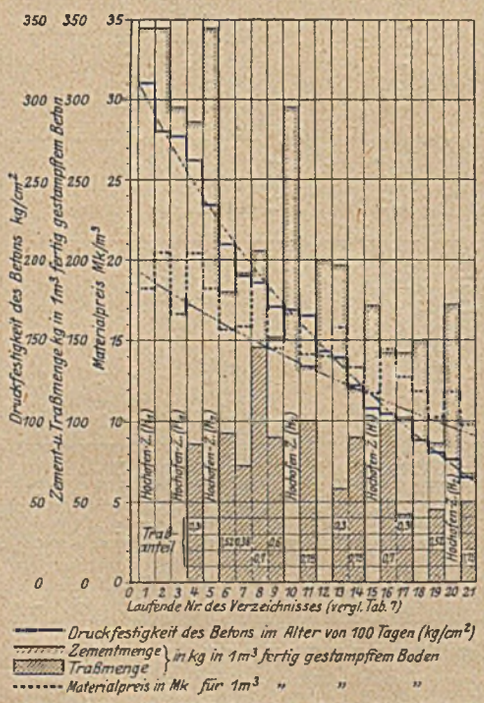


Abb. 14. Ermittlung wirtschaftlicher Betonmischungen.

Im vorstehenden ist gezeigt worden, welche Bedeutung der Traß bei der Betonherstellung, nicht nur wegen seiner günstigen Eigenschaften für den Schutz von Betonbauwerken gegen chemische Angriffe, sondern auch welche Bedeutung er in wirtschaftlicher Beziehung dadurch hat, daß man bei Verwendung von Traß an Zement sparen kann. Auf der anderen Seite hat es sich aber gezeigt, daß bestimmte Hochofenzementsorten einen mindestens ebensoguten Schutz gegen sulfathaltige Wässer bieten, und daß sie sogar Zementtraßbeton bei bestimmten Mischungsverhältnissen wirtschaftlich überlegen sind. Die große Ausbreitung der Betonbauweise hat dazu geführt, die zu verwendenden Baustoffe immer mehr zu verbessern, die Festigkeiten durch Verwendung hochwertiger Zemente und durch Herstellung des absolut dichtesten Gefüges durch geeignete Korngrößenzusammensetzung von Sand und Kies wesentlich zu erhöhen. Die Erfindung des Schmelzzementes hat ganz neue Perspektiven nicht nur für eine schnellere und damit wirtschaftlichere Bauweise, sondern auch für seine Verwendung von Beton bei Bauwerken, die durch aggressive Grundwässer, Abwässer u. dgl. gefährdet sind, eröffnet. Die sogenannten „hochwertigen" Zemente nähern sich nur in der Festigkeit den Schmelz-(Tonerde-)Zementen, in bezug auf Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einwirkungen können sie aber keineswegs den Schmelzzementen an die Seite gestellt werden, da „hochwertige" Zemente chemisch betrachtet nichts anderes sind als die bisherigen Portlandzemente und daher ebensowenig widerstandsfähig gegen chemische Angriffe sind. Diese, bei Vergleich mit Schmelzzementen vorhandenen Unvollkommenheiten des Portlandzementes bezüglich seiner geringen Widerstandsfähigkeit gegen chemische Angriffe auszugleichen, dazu ist Traß nach den bisherigen Versuchen nur im beschränkten Maße geeignet. Es scheint aber nach neueren Forschungen nicht ausgeschlossen, die Wirkung des Trasses verstärken zu können.

Es ist bekannt, daß die Wirkung des Traßzusatzes zum Portlandzement auf der Reaktion mit dem beim Abbindeprozeß frei werdenden Kalk beruht, wodurch das Mörtelgefüge verdichtet und derjenige Stoffbestandteil, der bei chemischen Angriffen eine besonders verhängnisvolle Rolle spielt, nämlich der freie Kalk, unschädlich gemacht wird. Die Aufmerksamkeit der Betonbaukreise ist daher in zunehmendem Maße auf diesen wertvollen Bindemittelhilfsstoff gerichtet. In seinen verschiedenen Traßlagerstätten besitzt Deutschland, namentlich das Rheinland, einen wertvollen Baustoff, dessen Verwendungsmöglichkeiten gewiß noch nicht erschöpft sind. Diese Möglichkeiten zu finden, dürfte für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Portlandzement, der in seinen Eigenschaften dem Tonerdezementbeton nahekommt, wünschenswert sein.

Wie bei jedem Naturgestein, so ist auch beim Traß anzunehmen, daß seine Zusammensetzung in verschiedenen Lagen und Bänken verschieden ist, und daß er vermutlich auch lagenweise mehr oder weniger wirksame Bestandteile enthält. Auch das örtliche Vorkommen bedingt verschiedene Zusammensetzungen. Bekanntlich ist die Begriffserklärung für Traß[7]: „Feingemahlener, vulkanischen Auswurfsmassen entstammender Tuffstein, sofern das Steinmehl nach Mischung mit Kalkhydrat ein an der Luft und unter Wasser erhärtendes Bindemittel ergibt". Er soll ferner nach den „Grundsätzen" nicht unter 7 vH Hydratwasser enthalten und auf einem Sieb von 900 Maschen auf 1 cm² nicht mehr als 20 vH Rückstand aufweisen. Die Zugfestigkeit eines Mörtelkörpers aus 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Kalkteig (Normenkalk) und 1 Raumteil Sand (Normensand) soll nach 28 Tagen Erhärtung — 3 Tage in feuchter Luft, 25 Tage in Wasser — mindestens 14 kg/cm² betragen, die Druckfestigkeit mindestens 70 kg/cm².

Der Gehalt des Trasses an „aufschließbarer" Kieselsäure hat ihn zu einem außerordentlichen wertvollen Zuschlag zu Zement oder Kalk werden lassen; man kann bekanntlich einen nur an der Luft erhärtenden Mörtel durch Zusatz von Traß „hydraulisch", d. h. unter Wasser erhärtend machen. Wenn festgestellt werden könnte, welcher Anteil der Kieselsäure hierbei der wirksame wäre, so würde man durch Ausscheidung der mehr oder weniger unwirksamen Bestandteile den Traß „hochwertiger" machen können. Diese „Hochwertigkeit" würde sich vielleicht noch steigern lassen durch den Grad der Mahlfeinheit und durch die Auswahl von Traßgestein mit besonders hohem Gehalt an Hydratwasser (chemisch gebundenes), da nach den „Traßnormen" anzunehmen ist, daß sowohl die Mahlfeinheit als auch der höhere Gehalt an Hydratwasser für die Güte des Trasses mit entscheidend ist.

In den letzten Jahren sind, wie wir sahen, zahlreiche Versuche angestellt worden, um ein möglichst günstiges Anteilsverhältnis zwischen Zement und Traß bei den verschiedenen Mischungsverhältnissen des Betons zu finden mit dem Ziel, Betonzerstörungen durch sulfathaltige Wässer unmöglich zu machen. Es genügt aber offenbar nicht, um Traß wirklich zweckentsprechend zu verwenden, allein ein günstiges Anteilverhältnis für Traß durch Versuche zu bestimmen und den Traß auf seine Normenmäßigkeit zu untersuchen, man muß den jeweils zur Verwendung bestimmten Traß und zugleich auch den Zement, mit dem er gemischt werden soll, auf ihre besonderen chemischen Zusammensetzungen und Eigenschaften prüfen.

Vorschläge zur Erforschung des Trasses für seine Verwendung im Bauwesen hat nun vor kurzem Dr. H. Bach[8], Oberchemiker der Emschergenossenschaft, gemacht. Er kommt zu dem Ergebnis, daß die Normenprüfung für die Bewertung des Trasses nicht ausreicht und schlägt statt dessen eine chemisch-physikalische Prüfung vor, die sich auf die Mahlfeinheit, den Hydratwassergehalt, Zeolithkieselsäure, Tonerde und Eisenoxyd-, Kalk- und Magnesiumgehalt erstrecken müßte. Er hat durch verschiedene Verfahren die wertvollen Bestandteile im Traß nachzuweisen versucht und gibt an, wie sich dies ohne die lange Zeit in Anspruch nehmenden Festigkeitsprüfungen nach der „Normenprüfung" schnell feststellen läßt.

Wenn künftig der auf der Baustelle angelieferte Traß auf seine wertvollen Bestandteile und bezüglich seiner Eigenschaft als hydraulischer Zuschlag geprüft ist, wird man ihn nicht wie bisher nach Raum- und Gewichtsteilen dem Betongemisch zusetzen, sondern man wird auf Grund der chemischen Untersuchung sagen können, welche Menge des angelieferten Trasses dem Portlandzement zugesetzt werden muß, um den Traß beim Abbinden möglichst vollständig mit dem Bindemittel in Reaktion zu bringen.

Die Mischungsanweisung würde demnach künftig z. B. so lauten:

„Zu einem Gewichtsteil Zement mit einem Gehalt von x vH Kalkhydrat sind z Gewichtsteile Hydraulefaktoren, von denen wenigstens $^2/_3$ zeolythische Kieselsäure sein muß, zuzusetzen. Da der untersuchte Traß einen Gehalt von y vH Hydraulefaktoren mit t vH zeolythischer Kieselsäure aufweist, so sind zur Herstellung der Grundmischung w-Gewichtsteile Traß nötig."

Die praktische Durchführung dieser Untersuchungen wird gewiß zunächst manche Schwierigkeiten bereiten. Wenn es aber gelingt, schon im Traßbruch die an wirksamen Bestandteilen reichen Lagen festzustellen, so wird man wesentlich geringere Mengen Traß zu befördern brauchen. Man wird dann auf Grund der chemisch-physikalischen Untersuchung einen Portlandzement-Traß-Beton herstellen können, der fester und gegen chemische Angriffe widerstandsfähiger sein wird. Denn jeder überschüssige Traßzusatz, und solcher mit nur wenig wirksamen Bestandteilen, der beim Abbinden keine Verbindungen eingeht, wird sich ähnlich wie ein Überschuß an ganz feinem Sand im Betongefüge geltend machen, wirkt also nicht nur verteuernd, sondern auch festigkeitsvermindernd.

Es bleibt nun noch übrig, das von Bach vorgeschlagene Untersuchungsverfahren oder ein anderes praktisch anzuwenden und durch vergleichende Festigkeits- und sonstige Untersuchungen zu prüfen. Die Verbreitung und Verwendungsmöglichkeit des Trasses wird selbst dann, wenn künftig das mindere vom hochwertigeren Traßmaterial im Steinbruch getrennt werden müßte, nur noch wachsen, besonders dann, wenn sich die Festigkeitsentwicklung, die bisher bei Traßzusatz langsamer erfolgte, und die Widerstandsfähigkeit gegen sulfathaltige Wässer bei Portlandzementbeton durch geeignete bemessene Traßbeigabe günstiger gestalten läßt.

Dann würde man dem Ziel, dem bisher in vielen Beziehungen überlegenen Schmelzzementbeton einen vielleicht ähnlich festen und widerstandsfähigen Beton aus hochwertigem Zement und hochwertigem Traß an die Seite zu stellen, mindestens nahekommen.

DIE BEDEUTUNG DER HOCHWERTIGEN ZEMENTE FÜR DIE PRAXIS.

Von Robert Otzen, Geh. Reg.-Rat und Professor, Technische Hochschule Hannover.

(Ergebnisse von Versuchen mit dem Spezialzement der Wickingschen Portlandzement- und Wasserkalkwerke in Lengerich i. W.)

Das Jahr 1924 wird in der Geschichte der deutschen Beton- und Eisenbetonbauindustrie eine bedeutsame Rolle spielen. Die Grundlagen der Bildung des Betongefüges, die Versteinerungsvorgänge des mit Wasser angemachten Zementes, haben nach Jahrzehnten einer stetigen und zielbewußt geleiteten Periode eines gewissen Beharrungszustandes eine einschneidende Veränderung erfahren. Die Portlandzemente und in ihrem Gefolge die Eisenportland- und Hochofenzemente galten in der Praxis für die Betonfertigung als „Zement" schlechtweg. Die umsichtige, auf wissenschaftlicher Methodik fußende Eigenkontrolle der syndikatmäßig geführten Werke und das in den Betonvorschriften von 1916 ausgesprochene starke Vertrauensvotum der Behörden führten zu einer Art Monopol-

[7]) „Grundsätze für die Prüfung von Traß". Druckschrift Nr. 70 des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik (angenommen auf der Hauptversammlung des Deutschen Verbandes am 27. Januar 1922 in Berlin).

[8]) „Zur Bewertung und Verwendung des Trasses", Mitteilung der Emschergenossenschaft, Essen. Tonindustriezeitung 1924, Nr. 68, 70, 72, 74 und 75.

stellung. Die wirtschaftliche Auswertung dieser Sachlage brachte aber auch Gefahren, was bei aller Anerkennung der hohen Leistungen der deutschen Zementindustrie nicht verschwiegen werden kann. Der Verbraucher erhielt nur Gewährleistung für die „Normeneigenschaften", die aber verglichen mit den Durchschnittswerten der Gesamtproduktion nur geringen Anforderungen gerecht werden.

Die Druckfestigkeiten z. B. sind

Normen		Durchschnitt der Portlandzemente 1921	
Wf 7	Wf 28	Wf 7	Wf 28
120 kg/cm²	250 kg/cm²	234 kg/cm²	399 kg/cm²

Oft wurden für die gleiche Baustelle Zemente geliefert, deren Festigkeiten stark schwankten, z. B. in einem vom Verfasser untersuchten Falle Fabrikate mit min. 252 kg/cm², max. 553 kg/cm² Festigkeit. In Wirklichkeit waren also sog. hochwertige Zemente schon seit langem auf dem Markt, sie liefen aber alle unter der Flagge „normaler Portlandzement". Hier hatte sich ein volkswirtschaftlicher Schaden entwickelt, der seinen Ursprung in der wirtschaftlichen Ausnutzung einer Monopolstellung hatte.

Der neue Impuls, den das Jahr 1924 brachte, liegt nicht allein in dem Bekanntwerden ausländischer Zementarten mit hohen Endfestigkeiten. Das rekordmäßige Hochtreiben einer Eigenschaft — der Druckfestigkeit, die von der Durchschnittspraxis meist ganz allein bewertet wird, — ist eine Einseitigkeit, die bekämpft werden muß. Die Anregung zu einer fast fieberhaften Arbeit in Laboratorien und Betrieben gab die hohe Anfangsfestigkeit. Als stärkste Triebkraft im Wettbewerb wirkte die Leistungsfähigkeit des sog. französischen Schmelzzementes — auch Alzement oder Bauxitzement genannt —, der nach 2 Tagen bereits Festigkeiten aufwies, wie sie Portlandzemente oft erst nach 28 Tagen erreichten. Hier eröffneten sich für die wirtschaftlichen Probleme der Baupraxis und der Zementwaren-Industrie infolge der frühen Entschalungsmöglichkeiten ungeahnte Aussichten.

Die Berichte über die neuen Zemente und die Abhandlungen über Wert und Unwert sind zahlreich. Ein kurzer Auszug der wichtigsten Arbeiten möge hier folgen.

Literaturverzeichnis.

I. Beton und Eisen 1924.

Heft 2, S. 22—23: F. v. Emperger, „Vergleichsversuche mit hochwertigen Zementen".
Heft 6, S. 61—63 u. 8, S. 89—92: G. Rüth, „Versuche über die Verwertung hochwertigen Portlandzements in der Praxis".
Heft 10, S. 129—130: Betr. Wickingschen hochwertigen Zement.
Heft 10, S. 131: Betr. Hochwertige Zemente in Schweden.
Heft 12, S. 165—166: Betr. Hochwertige österreichische Portlandzemente.
Heft 16, S. 213—217: G. Rüth, „Weitere Versuche und praktische Bauausführungen mit hochwertigem Portlandzement".
Heft 18, S. 251: Betr. Einjährige Erfahrungen mit Schmelzzement bei der Boston-Hochbahngesellschaft.
Heft 20, S. 276: Schreiben des Verkehrsministers an die Ressortbehörden betr. aufmerksame Beachtung der Verwendung hochwertigen Zements und Berichterstattung darüber.
Heft 21, S. 281—283: K. Bonn, „Versuche mit hochwertigen Zementen".
Heft 21, S. 288—289: Hochwertige deutsche und ausländische Portlandzemente, nach Artikel von Dr. Karl Biehl in Tonind.-Zeitung 1924 betr. Schweizer Holderbankzement und drei deutsche hochwertige Portlandzemente.
Heft 23, S. 322: Kleinlogel, „Erfahrungen mit hochwertigem Zement für Pfähle".

II. Der Bauingenieur 1924.

Heft 5, S. 110—116: A. Hummel, „Über Volumenveränderungen, die Festigkeit und die Wasserdichtigkeit von Beton bei Verwendung von Portlandzement und dem hochwertigen Tonerde-Zement".
Heft 7, S. 179—180: L. Zimmermann, „Die französischen Zemente mit hohem Tonerdegehalt".
Heft 7, S. 193—199: G. Rüth, „Versuche über die Verwertung hochwertigen Portlandzementes in der Praxis".
Heft 14, S. 438—442: W. Petry, „Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit der Verwendung hochwertiger Zemente mit besonderer Berücksichtigung des Schmelzzements".
Heft 20, S. 679: Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 19. 8. 24 — W. I. T. 3. 137 — betr. die Verwendung von hochwertigem Zement.
Heft 21, S. 717: Betr. Einwirkung des Frostes auf Tonerdezement, Bericht nach Engineering News-Record 1924, Vol. 92, Nr. 23, S. 983.
Heft 23, S. 786—788: G. Rüth, „Weitere Versuche und praktische Bauausführungen mit hochwertigem Portlandzement".

III. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924.

Heft 23, S. 187—189: Dr. S., Bericht in „Teknisk Ukeblad" 1923, Nr. 16—19 über Vortrag am 2. 2. 23 betr. „Ciment fondu" (sogen. Schmelzzement).
Heft 38, S. 330: Betr. Verwendung hochwertigen Zements.

IV. Die Bautechnik 1923.

Heft 46, S. 457: „Zemente mit hohem Aluminiumgehalt".

V. Wochenschrift „Zement" 1924.

Heft 4, 5, S. 27 u. 39: Dr. Grün, „Hochwertige Zemente".
Heft 12, S. 111: Dr. Haegermann, „Hochwertiger Portlandzement".
Heft 16—19, S. 160: Gehler, „Hochwertige Zemente".
Heft 24, S. 274: Dr. Zimmermann, „Tonerdereicher Elektrozement".
Heft 26, S. 301: Dr. H. Müller, „Hochwertiger Zement und Betonfestigkeiten".
Heft 28, S. 331: Wernekke, „Schmelzzement bei niedrigen Wärmegraden".
Heft 30, S. 349: Dr. Strebel, „Hochwertiger Zement und Betonfestigkeit".
Heft 33, S. 385: Dr. Biehl, „Hochwertiger Zement und Betonfestigkeiten".
Heft 33, 34, S. 386 u. 399: W. Dyckerhoff, „Zur Petrographie der tonerdigen Schmelzzemente".
Heft 35, 47, S. 415 u. 591: Dr. Gaßner, „Mitteilungen über die französischen Tonerdezemente".
Heft 38, S. 461: „Erlaß, betr. die Verwendung von hochwertigem Zement".
Heft 40, S. 481: Dr. Dahlke, „Hochwertiger Zement und Betonfestigkeit".
Heft 44, S. 544: „Zemente mit hohen Anfangsfestigkeiten".
Heft 45, S. 555: Dr. Haegermann, „Über den gegenwärtigen Stand der hochwertigen Portlandzemente in Deutschland".

Das natürliche Ergebnis dieser Vorgänge war eine starke Nachfrage nach diesen „hochwertigen Zementen", unter denen zunächst in erster Linie solche mit hoher Anfangsfestigkeit verstanden werden. Als wichtigste Forderungen der Baupraxis sind aufzustellen:

1. die baldige klare Definierung der Zemente — d. h. eine Spezialisierung des Baustoffes Zement, der im Stande der jetzigen Fertigungsmethoden kein Einheitsbegriff mehr ist und ebenso wie Eisen und Stahl — oder wie etwa die gebrannten Steine — eine große Zahl von Varianten hat;
2. die Durchführung von praktisch verwertbaren Versuchen, die Bauherren und Unternehmern das Vertrauen zu den neuen Bindemitteln stärkt.

Im Sinne der zweiten Forderung sind die Arbeiten eingeleitet, über deren erste Ergebnisse hierunter kurz berichtet werden soll. Dabei ist der Grundsatz verfolgt, durch Paralleluntersuchungen von normalem Handelszement und dem mir zur Verfügung gestellten Wickingschen Spezialzement der Baupraxis ein anschauliches Bild der Leistungsfähigkeit des neuen Bindemittels zu liefern.

I. Versuchsprogramm.

Das Programm zerfällt in zwei Teile.

A. Vorversuche an kleineren Probekörpern, deren Behandlung in den üblichen Prüfungsmaschinen möglich ist.

B. Hauptversuche an großen Bauobjekten.

Um weitere Vergleichswerte zu gewinnen, sind Abmessungen und Herstellungsweise der Probekörper soweit als möglich

den Anordnungen der Rüthschen Versuche (Zeitschrift Beton und Eisen 1924, Heft 6, 8 u. 16) angepaßt. Die Ausführung erfolgte baustellengemäß, damit die Schlußfolgerungen nicht dem Vorwurf ausgesetzt werden können, daß laboratoriumstechnische Sorgfalt und Versuchserfahrung die Ergebnisse in günstigem Sinne färben. Aus dem umfangreichen Material sind hier nur die wesentlichen Endergebnisse kurz zusammengestellt.

I. Vorversuche.

Der Aufbau der Versuchsreihen geht aus von einer Wiederholung der von Rüth, veröffentlichten Versuche mit dem Zwecke, zunächst einen Vergleichsmaßstab zu gewinnen. Dieser Plan ist erweitert durch Ausführung von Parallelversuchen mit üblichem Handelszement und verschiedenen Kiessorten.

Als Probekörper sind für die Betonprüfung verwendet: Würfel 20/20 cm, Platten nach Abb. 1, Balken ohne und mit Aufbiegungen nach Abb. 2.

Zum Vergleich sind herangezogen:

Zemente: Handelszement (H.Z.) — Spezialzement Wicking (W.Z.) —

Kies: Normalkies (N.K.) — Spezialkies (S.K.)

Beton: Handelszement und Normalkies (H.Z. + N.K.)
Wickingzement und Normalkies (W.Z. + N.K.)
Wickingzement und Spezialkies (W.Z. + S.K.).

Rohstoffe.

a) Zemente.

H.Z. = Handelszement. Normenprüfung bestanden. Wf. 7 = 164,9; Wf. 28 = 284,4 kg/cm² (kombinierte Lagerung).

W.Z. = Spezialzement. Normenprüfung bestanden. Wf. 7 = 450,4; Wf. 28 = 623,6 kg/cm² (kombinierte Lagerung). Im Schaubild 3 sind die Festigkeitskurven eingetragen. Die Prüfung des Spezialzementes (Probe A) begann nach 4 wöchentlicher Lagerung.

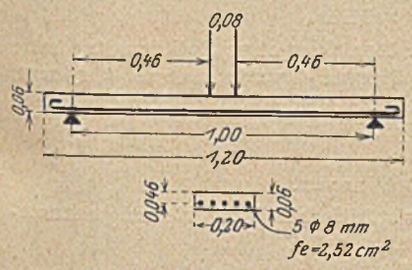


Abb. 1. Versuchsplatte.

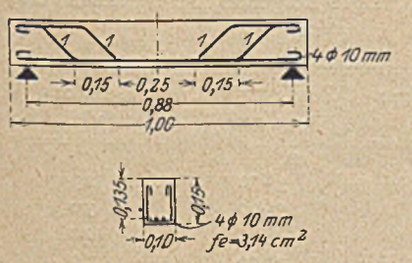


Abb. 2. Versuchsbalken.

b) Kies.

N.K. = Normalkies ist reiner Leinesand.

S.K. = Spezialkies ist ein Gemenge von $^2/_3$ Basaltsplitt, gewaschen, + $^1/_3$ scharfem reinen Leinesand.

Diese Zusammensetzung ergab in leicht eingerütteltem Zustand das Maximalraumgewicht von 1,745 und den Minimalhohlraum von 15,1 vH.

c) Wasser.

Verwendet wurde Leitungswasser mit der durchschnittlichen Temperatur von 14° C.

d) Eisen.

Normales Handelsflußeisen.

Herstellung der Beton-Probekörper.

Mischungsverhältnis 1 : 5,5 in Rtl., Wasserzusatz rd. 14 vH Rtl., Konsistenz weich, baustellengerecht, Konstistenzziffer nach Maßgabe des amerikanischen Slumptest-Verfahrens rd. 140.

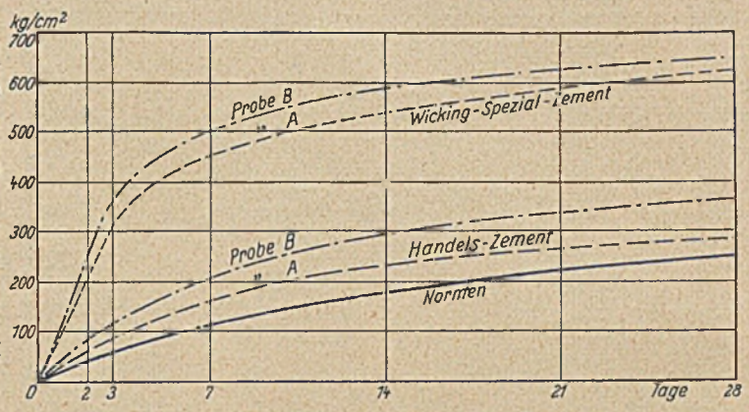


Abb. 3. Zementfestigkeiten.

Benutzt wurden hölzerne gehobelte Formen. Die Einfüllung erfolgte ohne Verdichtung mit regelmäßigem, leichtem Abklopfen der Wandungen. Entschalung nach 24 Stunden. Lagerung unter feuchten Tüchern in einem Keller-Lagerraum, der eine konstante Temperatur von 14—15° C hat.

Die Versuche.

Die Platten und Balken wurden in einer Pohlmeyer-Biegemaschine bis zum Bruch belastet. Dieser Auszug enthält nur die Bruchlasten und die daraus folgenden Betondruck- und Schubspannungen, die in Zahlentafel 1 übersichtlich zusammengestellt sind. Dabei sind von den Parallelversuchen bei Handelszement-Beton die höchsten, bei Wickingzement-Beton die niedrigsten Werte eingetragen.

Die Zerstörung erfolgte bei den Platten und den Balken mit Aufbiegungen durch Überwinden der Druckfestigkeit, bei den Balken ohne Aufbiegungen durch Überwindung der Zugfestigkeit. (Hauptzugspannung-Schrägrisse.)

Zahlentafel 1. Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.

Probekörper	Alter	2 Tage			7 Tage		
	Zement	H.Z.	W. Z.	W. Z.	H.Z.	W. Z.	W. Z.
	Kies	N. K.	N. K.	S.K.	N. K.	N. K.	S.K.
Würfel 20/20	Druckfestigkeit kg/cm²	21,0	53,7	68,3	35,2	123,5	148,5
Platten Abb. 1	Bruchlast kg	80	380	470	250	1440	1060
	Betondruckspannung kg/cm² .	18,5	90,0	111,5	59,2	342,0	250,0
Balken ohne Aufbiegungen Abb. 2	Bruchlast kg	300	1300	1980	740	3200	2560
	Betondruckspannung kg/cm² .	14,5	62,8	95,6	35,8	154,8	123,8
	Schubspannung kg/cm²	1,37	5,42	9,02	3,38	14,6	11,68
Balken mit Aufbiegungen Abb. 2	Bruchlast kg	470	2600	2700	1160	5900	6100
	Betondruckspannung kg/cm² .	22,7	125,7	130,5	56,0	285,0	296,4
	Schubspannung kg/cm²	2,15	11,8	12,3	5,28	26,9	27,8

Zusammenfassung.

Um eine anschauliche Übersicht der Versuchsergebnisse zu ermöglichen, sind in Schaubild, Abb. 4 die Werte zeichnerisch aufgetragen. In Heft 16 der Zeitschrift „Beton und Eisen" gibt Professor Rüth die Kurven der Bruchbelastungen der von ihm untersuchten Kontrollbalken.

Der Querschnitt (Abb. 5) ist etwas abweichend von dem der hier untersuchten Balken. Zahlentafel 2 enthält die Vergleichswerte. Der Abstand der Eiseneinlagen ist für beide Querschnitte gleich zu 1,5 cm angenommen.

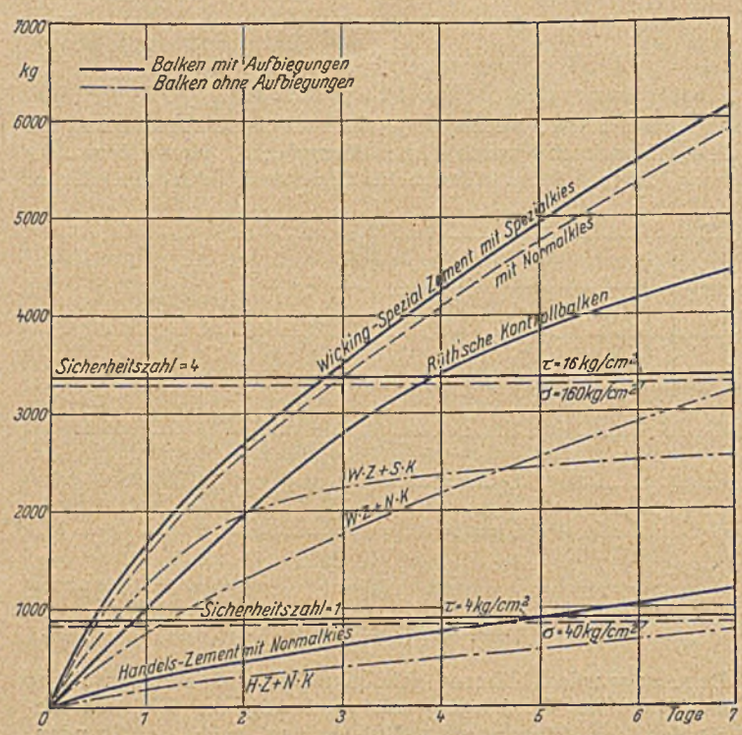


Abb. 4. Vergleichswerte.

Zahlentafel 2. Vergleichswerte.

Werte	Rüthsche Kontrollbalken	Versuchsbalken
Betonquerschnitt	15,12 cm	10,15 cm
Eiseneinlagen	5,65 cm²	3,14 cm²
Lage der Nullinie	6,62 cm	7,53 cm
Trägheitsmoment J	2728 cm⁴	3090 cm⁴
Widerstandsmoment W	412 cm³	410 cm³
Moment Mc	42,5 P/2 cmkg	40 P/2 cmkg
Betondruckspannung	0,052 P kg/cm²	0,049 P kg/cm²
P für σ = 40 kg/cm²	770 kg	818 kg
Betonschubspannung	P/220 kg/cm²	P/210 kg/cm²
P für τ = 4 kg/cm²	880 kg	840 kg

Die Werte liegen so nahe beieinander, daß bei Beachtung der gemachten Annahmen ein Vergleich der Ergebnisse möglich ist.

Die Zahlen der Rüthschen Veröffentlichung für die

Serie IV A. Mischung 1 : 5; Konsistenzziffer K = 148 (weich)
Serie III A. „ 1 : 6; „ K = 148 „

sind in Zahlentafel 3 gegeben und für den Vergleich mit der Versuchsmischung 1 : 5,5 gemittelt.

Zahlentafel 3.
Bruchlasten der Rüthschen Kontrollbalken.

Mischung	3 Tage kg	5 Tage kg	7 Tage kg
1 : 5	3440	4450	4980
1 : 6	2150	3220	3860
1 : 5,5	2795	3835	4420

Das Schaubild 5 zeigt, daß die volle Bauwerksbeanspruchung von 40 kg/cm² bereits am zweiten Tage bei den mit Aufbiegungen bewehrten Balken durch die tatsächlichen Spannungen weit überschritten ist. Der Unterschied zwischen dem Ergebnis der vorliegenden und der Rüthschen Versuche erklärt sich aus der Verschiedenheit der Rohstoffe und der Querschnittsform.

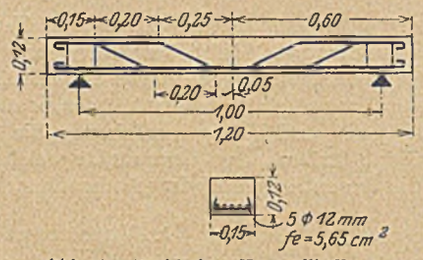


Abb. 5. Rüth'scher Kontrollbalken.

II. Die Hauptversuche.

Als Probekörper sind Rippenbalkendecken gewählt mit den Abmessungen der Abb. 6, die der Bauart der von Rüth untersuchten Decke genau entsprechen.

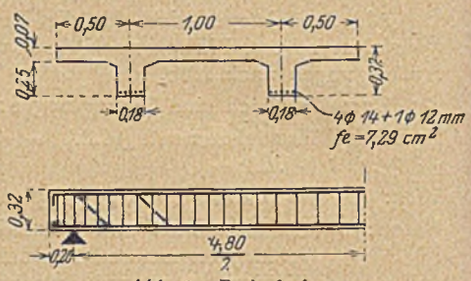


Abb. 6. Probedecke.

Rohstoffe.

a) Zement.

H.Z. = Handelszement (Probe B). Normenprüfung bestanden. Wf. 7 = 208,5; Wf. 28 = 358,1 kg/cm², kombinierte Lagerung.
W.Z. = Spezialzement Wicking (Probe B). Normenprüfung bestanden.
Wf. 2 = 253,4; Wf. 3 = 367,0; Wf. 7 = 502,0; Wf. 14 = 590,5; Wf. 28 = 652,2 kg/cm² (kombinierte Lagerung). (s. Abb. 3.)

b) Kies.

Der Kies (gewaschener Leinekies ohne Splittzusatz) hatte folgende Körnung (Gewtl.): 66,1 vH < 7 mm; 20,6 vH < 15 mm; 10,3 vH > 15 mm Wassergehalt 3 vH. Raumgewicht des Kieses leicht eingerüttelt: r = 1,650.

c) Wasser.

Das Wasser wurde der städtischen Wasserleitung entnommen. Durchschnittstemperatur 15° C.

d) Eisen.

Das Handelsflußeisen zeigte folgende Festigkeiten und Dehnungen:

Eisen Ø mm	Streckgrenze kg/cm²	Zugfestigkeit kg/cm²	Dehnung vH
14	3280	3870	29
14	3280	3900	30
12	3760	4520	22
6	3910	4810	19

Betonierung.

Mischungsverhältnis 1 : 5,5 in Rtl. = 312 kg Zement auf 1 m³ Beton. Wasserzusatz rd. 14 vH Rtl. Konsistenz weich, baustellengerecht, Konsistenzziffer nach Maßgabe des amerikanischen Slumptest-Verfahrens = 140.

Einfüllen ohne Verdichtung, Verteilung der Betonmasse durch Stochern und einmaliges Abklopfen der Schalungen. Die ungehobelte Schalung wurde zur Erzielung einer glatten Außenhaut mit Papier belegt, um die Beobachtung der Rißbildung zu erleichtern. Sie wurde nicht genäßt. Die Absaugungswirkung der Schalung war nach Durchfeuchtung des Papiers der

einer guten angenäßten Schalung gleich, was durch einen Vorversuch festgestellt wurde. Abb. 7 zeigt die beiden Decken vor und nach der Betonierung. Die Temperatur ist durch Termographen während der Versuchsdauer gemessen. Mittel 6,5° C. Der Versuchsraum (Halle mit 10 m Höhe) ist sehr feucht.

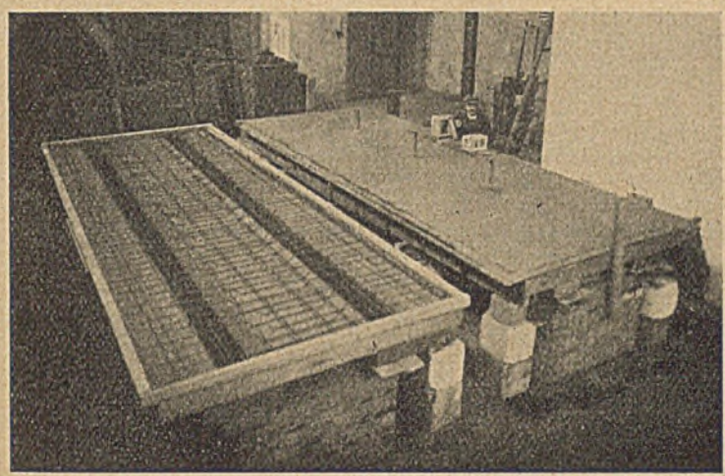


Abb. 7. Betonierung der Decken.

Durchschnittliche Luftfeuchtigkeit 94 vH. Es lagen also die Witterungsverhältnisse eines kühlen und feuchten Herbsttages vor.

Versuchsanordnung (Wicking-Spezial-Zement).

Die Entschalung erfolgte so, daß genau nach 48 Stunden jede Stützung beseitigt war. Die Versuchsanordnung ist in Abb. 8 und 9 dargestellt. Als Belastungsmaterial wurden Mauerziegel gewählt, um ein allmähliches Anwachsen der

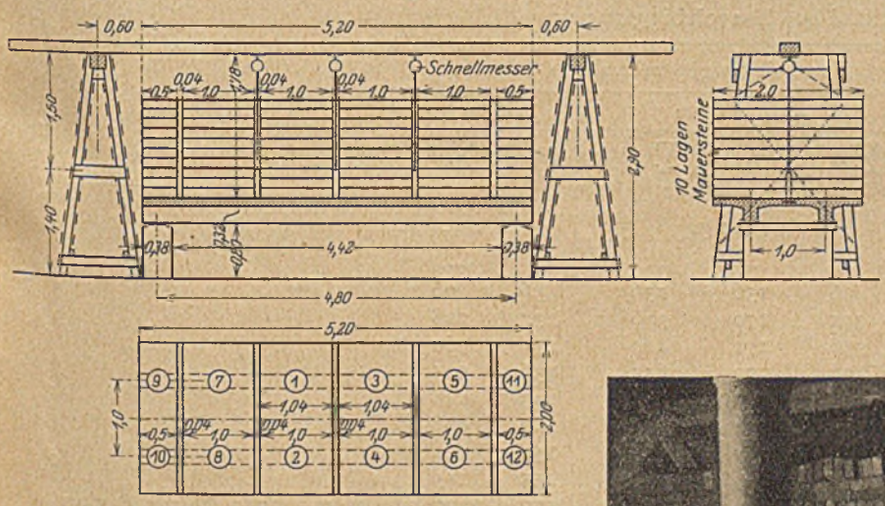


Abb. 8. Versuchsanordnung.

Last und gleiche Lastverteilung zu erzielen. Die Aufsichtsfläche war in 12 Felder geteilt mit Querfugen von je 4 cm (Abbildung 8). Auf 1 m² wurden hochkant 56 Steine in 4 Reihen zu 14 Steinen gesetzt. Die Steine hatten außer den Querfugen genügend Spielraum unter sich (100 — 14 · 6,5 = 9 cm). Das Durchschnittsgewicht eines Steines betrug 3,25 kg. Also war das Gewicht einer Hochkantschicht: $56 \cdot 3{,}25 \cdot \frac{100}{104} = 175$ kg/m². Auf jeden m² Grundfläche wurden dann 15 l Sand mit 25 kg Gewicht ausgebreitet. Damit beträgt das Einheitsgewicht jeder Laststufe 200 kg/m². Auf der Sandschicht ließ sich die nächste Steinschicht gut aufpacken.

Die Messung der Durchbiegungen erfolgte in der Mitte und beiderseits in 1,04 m Abstand in den Querfugen mit der

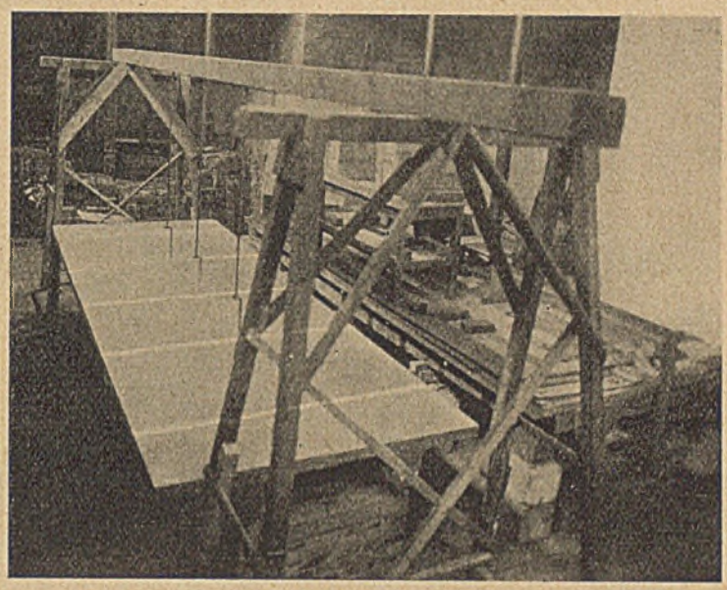


Abb. 9. Versuchsanordnung.

Einheit $\frac{1}{1000}$ cm. Aufbringen einer Laststufe einschl. Ablesen, Photographieren usw. erforderte rd. 30 min, so daß 9 Laststufen p = 1800 kg/m² innerhalb von 4½ Stunden aufgebracht waren.

Versuchsergebnis (Wicking-Spezial-Zement).

Der hauptsächliche wirtschaftliche Vorteil des hochwertigen Zementes liegt in der Möglichkeit früher Ausschalung, solange noch die für die Eigenschaften der Normalzemente zugeschnittenen Querschnittsformen der Eisenbetonkonstruktionen die Bauweise beherrschen. Der Versuch von Rüth hatte nachgewiesen, daß die gewählte Decke von normalem Querschnitt bei Verwendung hochwertigen Zementes am zweiten Tage bereits

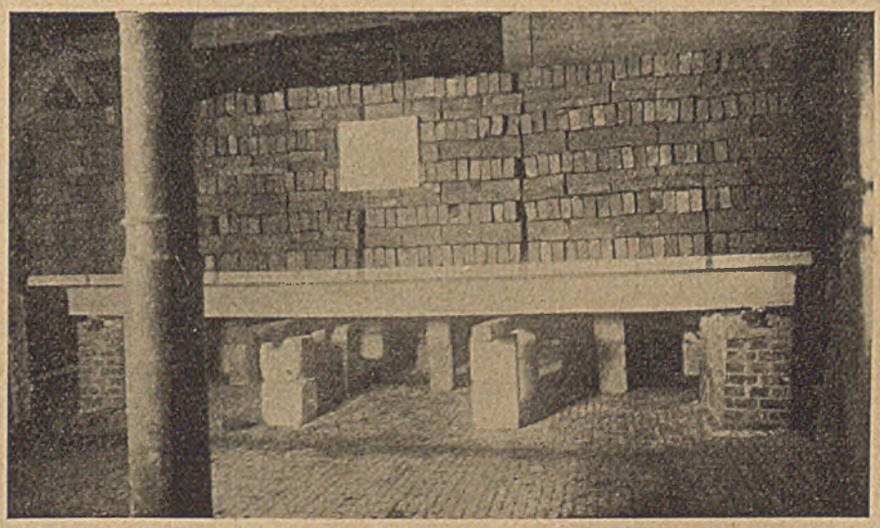


Abb. 10. Belastung 1800 kg/m² nach 2 Tagen.

die dreifache Nutzlast (p = 1500 kg/m²) und am dritten Tage die vierfache Nutzlast (p = 2000 kg/m²) zu tragen imstande war.

Zunächst galt es also diese Erfahrung zu erweitern. Daher wurde die Wicking-Spezial-Zementdecke, die am 29. 11.

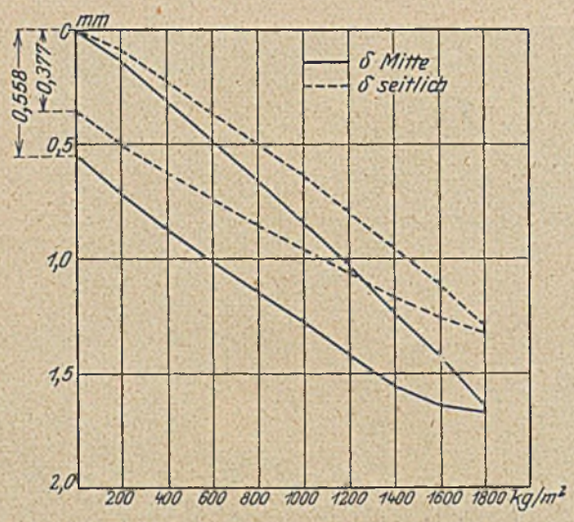


Abb. 11. Durchbiegungen. (Wicking-Zement-Decke)

24 von 8 bis 11 Uhr morgens betoniert war, am 1. 12. 24 um 11 Uhr vorm. beginnend in Stufen von 200 kg/m² in ununterbrochenem Fortschritt solange belastet, bis die Formänderungen von dem gesetzmäßigen Verlauf abwichen. Abb. 10 zeigt die Belastungsstufe p = 1800 kg/m². Die Ergebnisse der Messungen sind in Zahlentafel 4 zusammengestellt und im Schaubild (Abb. 11) veranschaulicht.

Bei p = 1950 kg/m², also nahe an der Grenze der vierfachen Nutzlast, zeigten die Apparate den Eintritt der Streckgrenze der Eiseneinlagen an. Der Beton hatte in diesem Augenblick ein Alter von 53 Stunden. Die rechnerische Eisenspannung beträgt bei dieser Belastung σ_e = 3300 kg/cm². Nach den Ergebnissen der Eisenprüfung (s. unter II, d) mußte die Grenze der Tragfähigkeit hier erwartet werden. Daher wurde die Belastung sofort auf die letzte Laststufe p = 1800 kg/m² vermindert. Der Einfluß der Überschreitung der Streckgrenze hörte damit wieder auf.

Am 2. 12. 24, vormittags 11 Uhr, also im Alter von 72 Stunden, wurde die Last wiederum erhöht. Sie konnte auf die volle vierfache Nutzlast (p = 2000 kg/m²) gebracht werden, ohne daß das am Tage vorher eingetretene Fließen sich bemerkbar machte. Die Zerstörung der Decke durch weitere Belastung herbeizuführen, wäre zwecklos gewesen, da sie keinen Maßstab für die Leistungsfähigkeit des Betons ergeben hätte, sondern als Folge der Überschreitung der Eisenstreckgrenze, die nahezu erreicht war, eintreten mußte. Sie wurde auch unterlassen, weil mit der Platte der Rippendecke noch die weiter unten beschriebenen Ergänzungsversuche durchgeführt werden sollten. Daher wurde in der gleichen Laststufenfolge die Entlastung vorgenommen. Die Rückbildung der Formänderungen ist in Zahlentafel 4 und Schaubild (Abb. 11) dargestellt. Das Endergebnis ist eine bleibende Formänderung von 34,2 vH der größten beobachteten Gesamtdurchbiegung. Die Vorschriften von 1916 § 12 fordern bei einer Probebelastung von anderthalbfacher Nutzlast (p = 750 kg/m²) die Innehaltung von 25 vH.

Die Erfahrungen, die bei den Rüthschen Versuchen gemacht sind, finden also auch bei Verwendung des Wicking-Spezial-Zementes nicht nur ihre volle Bestätigung, sondern noch die Erweiterung, daß bereits im Alter von 52 Stunden die 3,6 fache Nutzlast getragen wurde. Die Durchbiegung nahm während 20 stündiger Dauer dieser Belastung bis zur 72. Stunde nur um 30/1000 cm zu.

Zahlentafel 4. Durchbiegungen.

Stufe Nr.	Lasten Einheit kg/m²	Lasten Gesamt kg	Alter Tage	Alter Stunden	Alter Minuten	Durchbiegungen in cm/1000 links Δ	links ∑Δ	Mitte Δ	Mitte ∑Δ	rechts Δ	rechts ∑Δ	Bemerkungen
						Belastung.						
0	0	0	2	0	0	—	—	—	—	—	—	
1	200	1 920	2	0	15	96	96	136	136	96	96	
2	400	3 840	2	0	35	126	222	170	306	132	228	
3	600	5 760	2	1	05	134	356	174	480	139	367	
4	800	7 680	2	1	25	140	496	173	653	138	505	
5	1000	9 600	2	1	50	148	644	181	834	143	648	
6	1200	11 520	2	3	00	147	791	194	1028	160	808	Erste Risse in Balkenmitte
7	1400	13 440	2	3	15	174	965	207	1235	152	960	
8	1600	15 360	2	3	45	159	1124	199	1434	155	1115	
9	1800	17 280	2	4	25	174	1298	216	1650	177	1292	Bei p = 1950 kg/m² Beginn
10	2000	19 200	3	1	20	711	2009	866	2516	714	2006	des Fließens
						Entlastung.						
10	2000	19 200	3	4	25	—	2009	—	2516	—	2006	
9	1800	17 280	3	4	40	— 40	1969	— 34	2482	— 35	1971	
8	1600	15 360	3	4	55	— 70	1899	— 12	2470	— 72	1899	
7	1400	13 440	3	5	10	— 87	1812	— 110	2360	— 83	1816	
6	1200	11 520	3	5	25	— 106	1706	— 130	2230	— 97	1719	
5	1000	9 600	3	5	35	— 124	1582	— 146	2084	— 118	1601	
4	800	7 680	3	5	45	— 97	1485	— 124	1960	— 102	1499	
3	600	5 760	3	5	55	— 115	1370	— 138	1822	— 117	1382	
2	400	3 840	3	6	05	— 110	1260	— 140	1682	— 111	1271	
1	200	1 920	3	6	10	— 115	1145	— 150	1532	— 122	1149	
0	0	0	3	6	20	— 87	1058	— 145	1387	— 110	1039	
			3	21	40	— 42	1016	— 27	1360	— 20	1019	

Kritik des Ergebnisses.

Die den Eisenbetonbau beherrschende Querschnittform des Plattenbalkens ist bei dem Rüthschen Versuch zur Ausführung gekommen, obgleich sie für die Beurteilung der Druckfestigkeit des Betons aus hochwertigem Zement keine günstige Grundlage bietet. Wenn sie auch für die hier besprochenen Versuche gewählt ist, so war der Wunsch, einen unmittelbaren Vergleichsmaßstab zu haben, dafür maßgeblich. Die Tatsache, daß eine Decke mit 4,80 m Spannweite aus Beton mit Spezialzement bereits nach 2 Tagen mit 3,6 facher Nutzlast beansprucht werden kann, ohne in ihren Deformationen die gesetzmäßigen Grenzen zu überschreiten, ist für die Praxis von großer Bedeutung. Folgendes ist aber zu beachten: Bei der üblichen Berechnungsweise mit $n = 15$ ohne Rücksicht auf die Betonzugspannungen ergeben sich die in Zahlentafel 5 zusammengestellten Werte.

Zahlentafel 5. Spannungen und Durchbiegungen.

Belastung kg/m²	vielfaches der Nutzlast	Spannungen kg/cm²		Durchbiegungen mm	
		Betondruck	Eisen	theoretisch	gemessen
500	1	24	1160	8,33	3,94
1000	2	40	1900	9,87	8,34
1200	2,4	46,4	2196	11,41	10,28
1400	2,8	52,8	2492	12,95	12,35
1600	3,2	59,2	2788	14,49	14,34
1800	3,6	65,6	3084	16,03	16,50
2000	4,0	72,0	3380	17,57	25,16

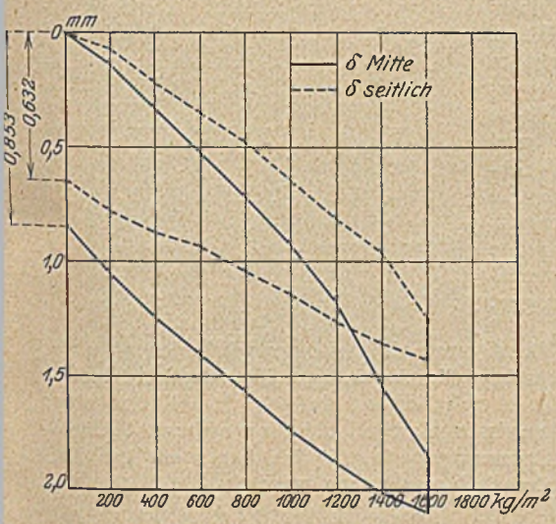


Abb. 12. Durchbiegung (H. Zen.)

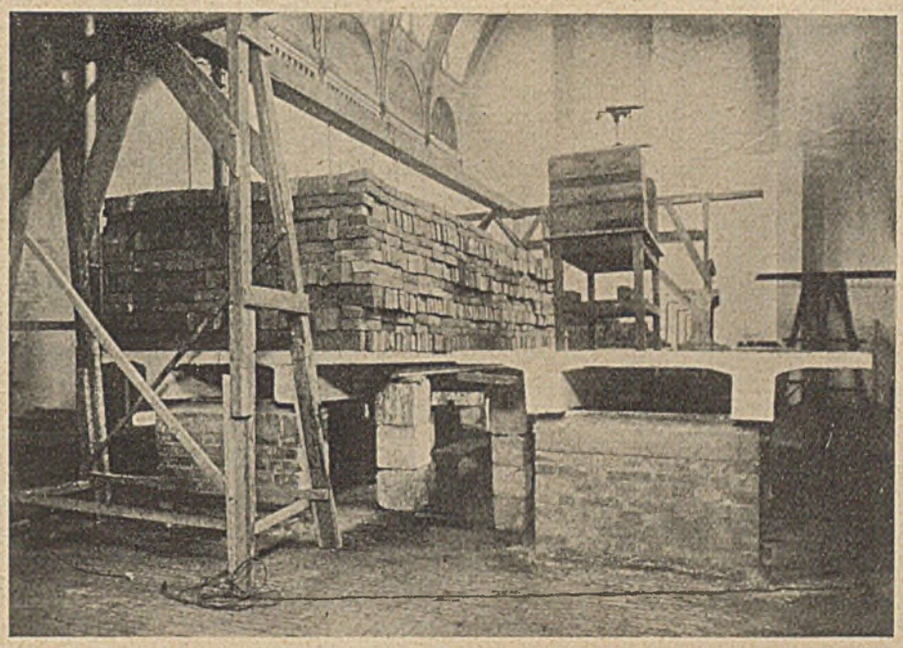


Abb. 13. Handelszement-Decke.

Zahlentafel 6. Durchbiegungen.

Stufe Nr.	Lasten Einheit kg/cm²	Lasten Gesamt kg	Alter Tage	Alter Stunden	Alter Minuten	Durchbiegungen in cm/1000 links Δ	links ∑Δ	Mitte Δ	Mitte ∑Δ	rechts Δ	rechts ∑Δ	Bemerkungen
						Belastung.						
0	0	0	7	0	—	—	—	—	—	—	—	
1	200	1 920	7	0	30	86	86	137	137	96	96	
2	400	3 840	7	0	45	142	228	189	326	130	226	
3	600	5 760	7	1	15	122	350	207	533	152	378	
4	800	7 680	7	1	30	105	455	178	711	138	516	
5	1000	9 600	7	1	45	163	618	224	935	162	678	Erste Zugrisse
6	1200	11 520	7	2	45	165	783	256	1191	186	864	in Balkenmitte
7	1400	13 440	7	3	15	163	946	271	1562	193	1057	Schrägrisse in der Nähe
8	1600	15 360	7	3	45	245	1191	400	1862	272	1329	der Auflager
						Entlastung.						
8	1600	15 360	7	7	—	136	1327	238	2100	178	1507	
7	1400	13 440	7	7	—	— 46	1281	— 64	2036	— 48	1459	
6	1200	11 520	7	7	15	— 89	1192	— 140	1896	— 109	1350	
5	1000	9 600	7	7	45	— 99	1093	— 152	1744	— 101	1249	
4	800	7 680	7	8	15	— 120	973	— 169	1575	— 117	1132	
3	600	5 760	7	8	45	— 112	861	— 170	1405	— 121	1011	
2	400	3 840	7	9	15	— 79	782	— 158	1247	— 26	985	
1	200	1 920	8	1	—	— 104	678	— 186	1061	— 111	874	
0	0	0	8	1	45	— 153	525	— 208	853	— 134	740	

Die Würfelfestigkeit des Deckenbetons, plastisch eingefüllt in Holzform, betrug nach 48 Stunden 90,5 kg/cm² (bei Rüth 70 kg/cm²). Diese Festigkeit konnte aber auch bei vierfacher Nutzlast garnicht ausgenutzt werden, weil die Streckgrenze der Eisen dabei erreicht, wenn nicht überschritten wird. Eine Vermehrung der Eisenbewehrung hätte das Verhältnis verschoben, hätte aber den Zweck des Versuches gestört, der auf die Untersuchung rein praktischer Ausführungsformen gerichtet war. Jedem Fachmann ist bekannt, daß die Ausnutzung der Betonfestigkeit im Plattenbalken nicht „wirtschaftlich" ist. Der Wert des Versuches liegt also in der Tatsache, daß nach 48 Stunden eine Plattenbalkenkonstruktion aus Beton mit hochwertigem Zement bei ordnungsgemäßer Eisenbewehrung und Ausführung die 3,6 fache Nutzlast trägt, also ohne Bedenken ausgeschalt werden kann.

Werden die in Zahlentafel 5 angegebenen Werte der Betondruckspannung beachtet, so liegt der Gedanke nahe, daß auch eine Plattenbalkendecke aus Handelszementbeton erhebliche Belastungen in jungem Alter tragen wird.

Nun ist der Begriff „Handelszement" heute ein sehr schwankender. Die Normen, die nach 7 Tagen 120 kg/cm² Druckfestigkeit vorschreiben, werden meist überschritten. Während es bei den Vorversuchen noch gelang, einen Handelszement (Probe A, Abb. 3) mit Wf. 7 = 164 kg/cm² zu erhalten, hatte bei der Wahl für die Hauptversuche der geringwertigste Zement Wf. 7 = 208 kg/cm². Probewürfel in Mischung 1 : 5,5, weich in Holzform gefüllt, zeigten nach 7 Tagen eine Durchschnittsfestigkeit von 41 kg/cm². Danach konnte erwartet werden, daß eine Versuchsrippenplattendecke aus Handelszementbeton, in gleicher Ausführung wie oben beschrieben, etwa eine Biegungsdruckfestigkeit in Plattenquerschnitt von rd. 1,7.41 = 70 kg/cm² haben würde.

Versuchsergebnis — (Handels-Zement).

Der Versuch wurde in der gleichen Weise, wie oben beschrieben, aber nach 7tägiger Erhärtung durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Zahlentafel 6 zusammengestellt. Schaubild (Abb. 12) veranschaulicht den Verlauf der Formänderungen. Abb. 13 zeigt den Versuch selbst.

Da bei der Steigerung der Belastung über 1600 kg/m² starke Vergrößerung der Formänderung eintrat, wurde es bei dieser Belastung belassen. Nach $3^1/_4$ Stunden war die Formänderung um 238 cm/1000 gewachsen, der Beginn der Zerstörung setzte also ein. Daher wurde nunmehr entlastet. Die rechnerischen Spannungen waren $\sigma_b = 59{,}2$; $\sigma_e = 2788$ kg/cm². Die bleibende Durchbiegung ergab sich zu 40,2 vH in der Mitte und 44,7 vH seitlich.

III. Ergänzungsversuche.

Der Plattenbalkenquerschnitt der Rüthschen Probedecke konnte, wie oben dargetan wurde, keine Ausnutzung der Betondruckfestigkeit bringen. Die verhältnismäßig hohe Tragfähigkeit der Handelszementdecke im Alter von 7 Tagen gegenüber der Leistung der Spezialzementdecke ist dadurch erklärt. Der Vergleich gibt somit kein ausreichend anschauliches Bild. Deshalb sind Ergänzungsversuche mit dem überkragenden Deckenteil ausgeführt. Die Anordnung ist aus dem Lichtbild Abb. 14 ersichtlich. Durch Einstemmen von Schlitzen wurden Kragstücke von 1 m Breite hergestellt, die mit 9 Eisen Durchmesser 6 mm bewehrt sind. Die Abmessungen sind in Abb. 15 dargestellt. In der Zahlentafel 7 sind die Versuchsergebnisse eingetragen.

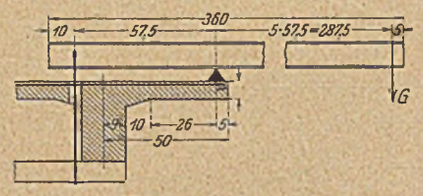


Abb. 15. Versuchsanordnung.

Schaubild Abb. 16 veranschaulicht den Verlauf der Durchbiegungen. Die starken Knicke in den Kurven der Spezialzementdecke erklären sich daraus, daß die Rißbildung ohne Entstehen von Haarrissen ziemlich plötzlich auftrat. Zahlentafel 8 gibt die Spannungswerte, die bei den wichtigen Belastungsgrößen rechnerisch vorhanden waren.

Zahlentafel 7. Durchbiegungen.

Last kg	Spezialzement-Beton: Durchbiegung cm/1000 Δ	Spezialzement-Beton: Durchbiegung cm/1000 ∑Δ	Spezialzement-Beton: Bemerkung	Spezialzement-Beton: Durchbiegung cm/1000 Δ	Spezialzement-Beton: Durchbiegung cm/1000 ∑Δ	Spezialzement-Beton: Bemerkung	Handelszement-Beton: Durchbiegung cm/1000 Δ	Handelszement-Beton: Durchbiegung cm/1000 ∑Δ	Handelszement-Beton: Bemerkung	Handelszement-Beton: Durchbiegung cm/1000 Δ	Handelszement-Beton: Durchbiegung cm/1000 ∑Δ	Handelszement-Beton: Bemerkung
Geschirr 420	19	19		58	58	Alter 9 Tage	79	79		56	56	Alter 11 Tage
540	10	29		7	65		31	110		32	88	
660	7	36		12	77		231	341	Riß	84	172	Riß
780	6	42		11	88		312	653	Bruch	180	352	
900	10	52		14	102					297	649	
1020	9	61		13	115					483	1132	Bruch
1140	10	71		13	128							
1260	113	184	Riß	16	144							
1380	24	208		16	160							
1500	18	226		165	325	Riß						
1620	56	282		54	379							
1740	126	408	Bruch	70	449							
1860				98	547							
1980				205	752	Bruch						
	Sp. Z. I		Sp. II	Sp. Z. II.			H. Z. I			H. Z. II		

Zahlentafel 8. Spannungswerte.

Last	M	Stadium I n = 10				Stadium II b n = 15			Bemerkungen
kg	cm kg	σ_{bd}	σ_{bz}	σ_e	τ	σ_b	σ_e	τ	
420	10 920	13,1	12,6	117	0,9				
660	17 160	20,6	19,8	184	1,5	38,6	1315	1,3	Riß beim H.Z. I u. II
780	20 280	24,3	23,4	218	1,7	45,6	1555	1,5	Bruch beim H.Z. I
1020	26 520	31,8	30,6	285	2,3	51,6	2035	2,0	Bruch beim H.Z. I
1260	32 760	39,3	37,7	352	2,8	73,6	2515	2,5	Riß beim Sp. Z. I
1500	39 000	46,8	44,9	419	3,3	87,6	2995	2,9	Riß beim Sp. Z. II
1740						101,6	3475	3,4	Bruch beim Sp. Z. I
1980						115,6	3955	3,9	Bruch beim Sp. Z. II

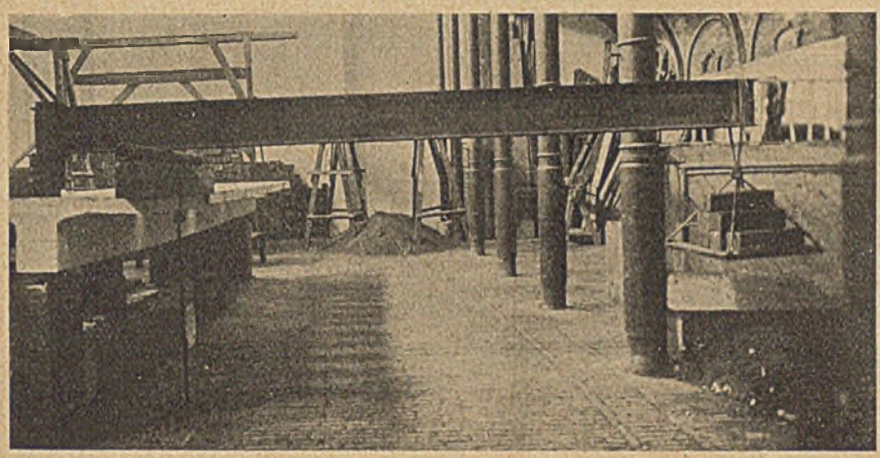


Abb. 14. Ergänzungsversuch.

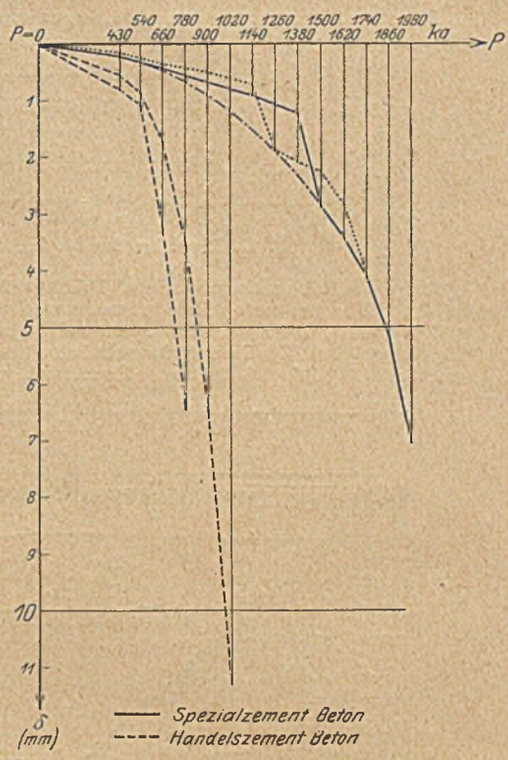


Abb. 16.
Durchbiegungen (Ergänzungsversuch).

Die Rißbildung erfolgte
beim Handelszementbeton bei einer Betonzugspannung von 19,8 kg/cm²,
beim Spezialzementbeton bei einer Betonzugspannung von 37,7 bzw. 44,9 im Mittel 41,3 kg/cm².

Der Bruch erfolgte
beim Handelszementbeton bei einer Betondruckspannung von 45,6 bzw. 59,6 im Mittel 52,6 kg/cm²,
beim Spezialzementbeton bei einer Betondruckspannung von 101,6 bzw. 115,6 im Mittel 108,6 kg/cm².

Beim H.Z.-Beton war beim Bruch die Eisenspannung nur 1555 bzw. 2035 im Mittel 1795 kg/cm², die Ursache war also die Überwindung der Druckfestigkeit.

Beim Sp.Z.-Beton hatte die Eisenspannung beim Bruch bereits 3475 bzw. 3955, im Mittel 3715 kg/cm², damit also die Streckgrenze erreicht. Die Druckfestigkeit des Betons war also noch nicht erschöpft. Weitere Aufklärung werden Versuche mit hochwertigem Eisen bringen.

Schlußwort.

Die Baupraxis braucht notwendig die Kenntnis von Versuchen, die nicht nur an laboratoriums-technisch behandelten kleinen Probekörpern, sondern auch an großen Bauobjekten angestellt sind, die die Vorgänge auf der Baustelle gut wiedergeben. Andererseits gehört zur Gewinnung einwandfreier Werte mehr an Versuchserfahrung, Einrichtungen und geschulten Hilfskräften, als auf einer Baustelle meist verfügbar sind.

Nachdem die Rüthschen Versuche bekannt geworden sind, mußte auf diesem Wege zunächst weiter gearbeitet werden, damit wirklich vergleichbare, Erfahrung und Vertrauen vertiefende Ergebnisse erzielt und der Fachwelt zugänglich gemacht werden konnten. Die mit dem Wicking-Spezial-Zement durchgeführten Arbeiten haben zunächst rein tatsächlich den Beweis erbracht, daß eine erhebliche Abkürzung der Entschalungsfristen berechtigt und im Sinne wirtschaftlichen Bauens geboten ist.

Die Erkenntnis ist damit zwar gefördert, aber noch nicht auf das richtige Ziel eingestellt. Wenn die Baupraxis ein hochwertiges Bindemittel zur Verfügung hat, so darf sie sich nicht zufriedengeben mit einer einseitigen Steigerung von Maßnahmen, die auf der Leistungsfähigkeit von Normalzementen aufgebaut sind. Umfangreiche Versuche, die die volle wirtschaftliche Ausnutzung der hochwertigen Zemente erforschen und ihnen die richtige Verwendungsform erschließen sollen, sind im Gange, worüber weitere Veröffentlichungen folgen werden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wiederaufbau der französischen Eisenbahnen. Brückenbauten der Nordbahn.

Daß bei dem Wiederaufbau der französischen Eisenbahnen die neuesten Verbesserungen und Gedanken zur Anwendung kommen sollen, liegt nahe und es ist daher begreiflich, daß den dortigen Arbeiten manches Interesse zukommt. Die französische Nordbahn ist durch den Weltkrieg ganz besonders in Mitleidenschaft gezogen worden. Nach einem Bericht des Zivilingenieurs von Matern, den wir der Teknisk Tidskrift 1924, Väg-och Vattenbyggnadskonst 6, entnehmen, waren dort 819 Eisenbahnbrücken mit zusammen 14 100 m Länge und 141 Wegbrücken mit 4082 m Länge, Durchlässe nicht eingerechnet, wiederherzustellen. Daß man bei einer solchen Masse gleichartiger Kunstbauarbeiten Regelpläne durchzuführen suchte, ist begreiflich und man hat von solchen Regelplänen auch möglichst viel Gebrauch gemacht.

Man hat die Brücken in 3 Klassen eingeteilt:

A. Brücken aus Eisen mit Spannweiten < 28 m.
B. Brücken aus Eisen mit Spannweiten > 28 m.
C. Brücken aus Beton.

Die erste Klasse mit 4 Unterabteilungen sind Blechbalkenbrücken teils aus Walzträgern, teils aus genieteten Blechbalken. Da bei der

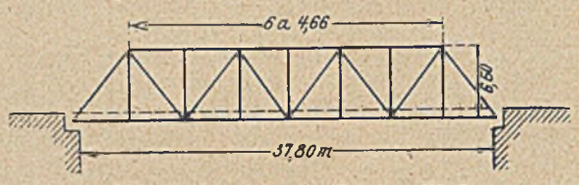


Abb. 1. Regelplan für Brücken Kl. B.

Nordbahn im allgemeinen geringe Brückenhöhen vorhanden sind, sind die Gleise bei diesen Regelplänen meist versenkt.

Die zweite, B-Klasse, mit Spannweiten > 28 m, wurde in 14' Fällen ausgeführt. Die Hauptträger sind als Parallelträger in Fachwerk ausgeführt (Abb. 1). Die früher in Frankreich geltende Regel, daß die Höhe der Hauptträger $^1/_{10}$ der Spannweite betragen solle, wurde aufgegeben und man gibt den Brücken eine wesentlich größere Regelhöhe, wodurch man geringeres Eisengewicht erzielt. So wurde z. B. die Brücke über die Lys bei Commines bei 37,8 m freier Spannweite mit 6,5 m Regelhöhe gebaut. Alle diese Brücken der Klasse A und B sind nach den französischen Bestimmungen vom 8. Januar 1915 für Eisenbahnbrücken berechnet, wonach Eisenbahnbrücken für einen aus 3 Lokomotiven und folgenden Tendern und Wagen bestehenden Zug — alle mit 20 t Achsdruck — berechnet werden sollen.

Die Ausführung nach diesen Regelplänen erwies sich als vorteilhaft. Die Bauarbeit wurde erleichtert und für Eisenwerke und Werkstätten eine Vereinfachung herbeigeführt. Auch die Montage wurde billiger.

Die Holzquerschwellen sind an der Eisenkonstruktion solid befestigt und liegen, soweit den Abbildungen zu entnehmen, an Führungswinkeln, die den Längsträgern aufgenietet sind. Anderweitig ist man wegen der Möglichkeit von Gleisänderungen bekanntlich von diesem Verfahren abgekommen. Die Widerlager wurden oft aus Beton mit Außenverkleidung aus Ziegeln ausgeführt, ausnahmlich der Ecken, die mit Blöcken aus Naturstein oder Beton hergestellt wurden. Die Verkleidung diente zugleich als Verschalung. Diese Widerlager machen einen recht ansprechenden Eindruck. Der oberste Teil der Widerlager wird auf eine recht eigentümliche Weise mit losen Betonplatten ausgebildet, die sich gegen in die Widerlager eingegossene Rundeisen stützen und bis zur Bettungsoberkante hinaufreichen.

Um Entzündung durch herabfallende Kohle oder Asche zu hindern, wird zwischen den Schienen ein Belag aus dünnen Betonplatten angewendet. Bei Eisenbrücken, die über Gleise hinweggehen, werden die Untersichten mit Beton auf Eisendrahtnetz verkleidet. Man erachtet dies als den besten Schutz gegen Rauchgase.

Die dritte Klasse — C— umfaßt alle Brücken in bewehrtem oder unbewehrtem Beton. 244 solcher Brücken wurden neu ausgeführt. Nur 7 sind aus bewehrtem Beton. Die übrigen sind gewölbte Brücken in Beton. Man erkennt daraus, daß sich die französischen Eisenbahngesellschaften gegenüber der Verwendung von bewehrtem Beton für Eisenbahnbrücken abwartend stellen. Man fürchtet einen schädlichen Einfluß der Erschütterungen. Eine Ausnahme bildet die Brücke über die Sambre auf der Hauptstrecke Paris—Köln. Diese Brücke, die eine theoretische Spannweite von 64 m und eine freie Pfeilhöhe von 6,50 m hat, ist von dem französischen Ingenieur Freyssinet entworfen. Die Brücke, die eine der größten der Welt unter schwerem Eisenbahnverkehr sein dürfte, ist ein Zeugnis dafür, was neuzeitliche Technik vermag.

Die neuerbauten Wegbrücken über die Eisenbahnen der „le Nord" sind gewöhnlich als Balkenbrücken aus bewehrtem Beton nach einem Regelplan (Abb. 2) ausgeführt. Es sind darnach über 100 erbaut.

Dr. S.

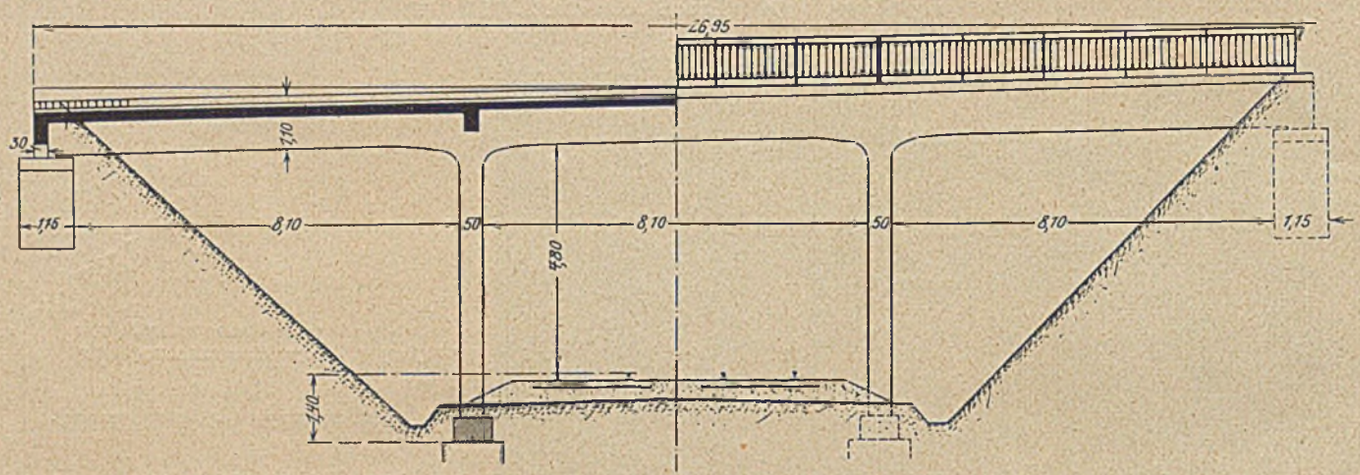


Abb. 2. Regelplan einer Wegbrücke.

5. Holländischer Binnenschiffahrts-Kongreß in Utrecht

am 24. u. 25. September 1924.

Nach De Ingenieur 1924, Nr. 46, S. 916.

Es wurde verhandelt über Havarieverfahren, Hilfs- und Bergelohn, Schiffshypotheken, Schiffspolitik, die Wasserverbindung zwischen Amsterdam—Gouda—Rotterdam, den Rechtscharakter der Binnenschiffahrtsabgaben und Vereinheitlichung der Niederländischen Bestimmungen über den Wasserverkehr. Besonderes technisches Interesse bieten die drei letzten Gegenstände.

Der Wasserverbindungsweg von Amsterdam nach Rotterdam hat, wie die in einem Vorbericht gegebene Statistik zeigt, außerordentliche Wichtigkeit erlangt. 1923 passierten fast 45 000 Schiffe mit 3,8 Mill. m³ Inhalt die Mallegatsschleuse in Gouda, womit der Vorkriegsverkehr, der in den ersten Nachkriegsjahren unterschritten worden war, um 10 vH überholt ist. Vor den Schleusen, der Overtoomschen Schleuse in Amsterdam und der Mallegatsschleuse bei Gouda, hat die Verkehrsstockung unerträgliche Formen angenommen. Die Verhandlungen zwischen dem Reich und den Provinzialbehörden von Rijnland und Amsterdam sind so weit abgeschlossen, daß mit den Arbeiten für die unabweisbare Verbesserung der Schleusenleistungsfähigkeit begonnen werden kann. Für die Schleuse bei Gouda sind auch der Grunderwerb und die sonstigen Vorbereitungen durch die provinziale Wasserbaubehörde bereits erledigt, für die neue Schleuse in dem Nieuwe Meer bei Amsterdam sind jedoch noch erhebliche Schwierigkeiten zu überwinden infolge der Agitation gegen die Platzfrage wegen der Schädigung des Landschaftsbildes und der Störung des Segel- und Rudersportes auf dem Nieuwe Meer.

Hinsichtlich der Frage der zugrunde zu legenden Schiffsabmessungen hat man sich für das 2000 t - Schiff entschieden, welches eine Schleusenbreite von 12 m, eine lichte Weite der Brücke von 14 m, eine Wassertiefe von 3,10 m und eine nutzbare Schleusenlänge von 110 m erfordert. Außer den Schleusenbauten werden noch eine ganze Reihe anderer Arbeiten nötig. In Amsterdam sind in der Fahrstraße nach dem Ij noch sechs Brücken von nur 9,50—12 m Durchfahrtweite, außerhalb noch fünf von weniger als 10 m; die Fahrstraße selbst weist noch bedenkliche Mindertiefen und Unregelmäßigkeiten in der Linienführung auf. Ihr Ausbau für 2000 t-Schiffe wird noch geraume Zeit erfordern.

Neben den Schiffahrtsbelangen soll mit den Verbesserungen in Gouda zugleich die Wasserwirtschaft der Provinz Rijnland gefördert werden durch Erhaltung eines guten Zustandes des Busenwassers von Rijnland. Durch die Mallegatschleuse in Gouda kann zwar bei hohen Ijsselständen Wasser nach Rijnland eingelassen werden, bei niedrigen Ijsselständen fließt jedoch Wasser ab, was sich in den trockenen Jahren 1911 u. 1921 für Gartenbau und Viehzucht sehr nachteilig fühlbar gemacht hat. Es sollen deshalb die neue Schleuse und das Busenschöpfwerk mit den erforderlichen Zuleitungskanälen, im Westen von Gouda erbaut werden. Die Bodenbeschaffenheit ist hier außergewöhnlich ungünstig und muß durch Einbringen erheblicher Sandmengen verbessert werden.

Was die Schiffahrtsabgaben anbelangt, so leidet die Binnenschiffahrt erheblich darunter, sowohl hinsichtlich der Höhe, wie der Art der Erhebung. Die Klagen aus Schiffahrtskreisen sind sehr lebhaft. Nach Ansicht der beiden Vorberichterstatter sind Schiffahrtsabgaben berechtigt als Ausgleich der Aufwendungen, und es ist an allgemeine Abschaffung vorläufig nicht zu denken.

Mit Bezug auf die Wasserverbindung Amsterdam—Rotterdam wurden folgende Entschließungen gefaßt:

1. Da die Wasserstraße Amsterdam—Gouda—Rotterdam nur Schiffen von höchstens 500 t das Schleusen gestattet, ist die Mallegatschleuse in ihren Abmessungen und Leistungsfähigkeit schon sehr lange nicht mehr imstande den berechtigten Ansprüchen der Schiffahrt zu genügen.

2. Die großen Sprünge, mit welchen die Schiffahrt durch die Mallegatschleuse nach dem Kriege in die Höhe gegangen ist, beweisen, daß durchgreifende Maßnahmen unmittelbar nötig sind.

3. Die Notwendigkeit, der Industrie alle mögliche Gelegenheit zur Ausdehnung zu geben, muß gerade in der jetzigen Zeit der Krisis zu den Beschluß führen, den Bau einer großen Schleuse mit Nebenanlagen unverzüglich in Angriff zu nehmen.

4. Die Schleusen in dem „Nieuwe Meer" müssen so gebaut werden, daß künftige Erweiterungsmöglichkeit besteht.

5. Die Schleusen müssen südlich der Eisenbahnbrücke der Ringbahn um Amsterdam gebaut werden, und in genügendem Abstand von dieser.

6. Die Eisenbahnbrücke muß so hoch gelegt werden, daß mindestens 6,50 m Durchfahrtshöhe bei —0,50 m A.P. vorhanden ist und soll in keinem Fall mit der Schleuse verbunden werden.

7. Schon jetzt ist durch die Stadtverwaltung der künftigen Notwendigkeit eines Kanales außerhalb der Ringbahn an dieser entlang zwischen dem Nieuwe Meer und dem westlichen Hafengebiet Rechnung zu tragen wegen der Ausdehnung von Amsterdam in westlicher Richtung.

8. Die Ausführungen der Verbesserungen des Wasserweges Amsterdam—Gouda—Rotterdam sind, besonders hinsichtlich der Schleusen in dem „Nieuwen Meer", höchst dringend; deshalb ist mit dem Bau dieser Schleusen so bald wie möglich zu beginnen.

Hinsichtlich des Rechtscharakters von Binnenschiffahrtsabgaben wurde beschlossen:

Der Binnenschiffahrtskongreß dringt bei der Regierung auf Änderung der gesetzlichen Regelung im Sinne einer Vereinheitlichung. Den Interessenten ist Gelegenheit zu geben, über jede Erhebung ihr Urteil abzugeben. Es ist zu untersuchen, ob die Erhebung auf gesetzlicher Grundlage beruht, und bei der Beurteilung der Bedingungen der Erhebung ist den Schiffahrtsbelangen mehr als bisher Rechnung zu tragen.

Die Stellung des Kongresses zur Vereinheitlichung des niederländischen Reglements über den Wasserverkehr kam in etwa folgender Entschließung zum Ausdruck:

Der Kongreß bezeichnet ein Reglement als wünschenswert, in dem ausschließlich dasjenige geregelt wird, was mit dem Vorkommen von Zusammenstößen zwischen Schiffen zusammenhängt, ferner eine allgemeine Polizeiordnung, worin die Vorschriften gesammelt sind, die nicht oder indirekt mit Zusammenstößen in Verbindung stehen. Busch.

Grundwasserabdichtung aus geschweißter Blechhaut.

Soll eine Grundwasserabdichtung höheren Temperaturen ausgesetzt sein, so scheiden die sonst für sie üblichen Baustoffe (Zement-Asphalt) aus, und es muß eine Metallhaut vorgesehen werden.

Zwar sind für Eisenbeton-Bauformen Berechnungsarten zur Berücksichtigung und Aufnahme der Wärmespannungen, also zur Verhütung der Rißbildung aufgestellt worden; doch ist in diesen der Einfluß der Wärme auf die Scherspannungen nur nebensächlich behandelt; und erfahrungsgemäß bringen gerade die Wärme-Scherspannungen die ärgsten Zerstörungen im Mauerwerk und Eisenbeton hervor. Es leuchtet auch ein, daß z. B. ein Behälter aus Eisenbeton, der mit heißer Flüssigkeit etwa bis auf halbe Höhe gefüllt wird, im Bereich der Wasserlinie außerordentlich hohe Schubspannungen erleiden muß, denn unterhalb der Wasserlinie sucht sich die Wand um ein bestimmtes Maß zu dehnen, während der Wandteil oberhalb in der Ruhelage zu bleiben sucht. Es kommt hinzu, daß die Wärme in den Eisen schneller vorwärts fließt als im Beton, wodurch zusätzliche Scherspannungen von nicht geringer Größe entstehen müssen.

Zur Abdichtung von Bauteilen, die von größerer Hitze betroffen werden können (Schornstein-Grundbauten, Dörrkammern usw.) wird man daher eine Metallhaut vorzusehen haben; hierbei sollte Blei von vornherein ausscheiden, da es chemischen Einflüssen und vor allem den oft unvermeidlichen elektrolytischen Einflüssen gegenüber nicht die genügende Sicherheit gibt; es bleibt daher nur die Eisenblechhaut, die man am besten durch Gebläse-Schweißung zusammensetzt.

Da trotz der glänzenden Durchbildung des Schweißverfahrens gewisse Schwierigkeiten beim Zusammenfügen größerer Flächen auftreten, so seien hier einige Gesichtspunkte aufgeführt, deren Beachtung bei größeren Ausführungen nützlich sein dürfte.

Vor allem ist hier wieder die Rücksicht auf die Wärmescherspannungen zu nennen, und zwar zunächst auf diejenigen, die beim Schweißen der Nähte entstehen; die hierbei auftretenden Wärme-Zwängspannungen lassen sich daran erkennen, daß in den fertig geschweißten Flächen die ursprünglich einigermaßen eben gewesenen Bleche jetzt erhebliche Wellen und Buckel von beträchtlicher Wölbung aufweisen. Eine weitere Folge ist die, daß neben den eigentlichen Nähten feine Risse auftreten können, die zwar nicht durch die ganze Blechstärke hindurchzugehen brauchen, auf alle Fälle aber von schwerem Nachteil sind; endlich kann es vorkommen, daß die fertig geschweißte Naht selbst wieder aufreißt, wenn durch Schweißen von Nähten in unmittelbarer oder auch entfernter Nachbarschaft Zwängspannungen entstehen.

Daß außerordentlich große Spannungen entstehen müssen, erkennt man leicht, wenn man sich den Vorgang des Schweißens vor Augen hält: man hat hierbei zwei Verfahren zu unterscheiden: das Stumpfstoß- und das Bördelstoß-Verfahren; bei ersterem werden die Blechplatten mit stumpfen Stoß nebeneinander ausgelegt und durch Schneidbrenner so zugeschnitten und zurechtgepaßt, daß die Stoßfugen eine möglichst geringe Weite haben; dann werden die einzelnen Platten miteinander in der Weise verschweißt, daß die Naht zunächst nur an 2 oder 3 Einzelstellen „gehoften" (zusammengeschweißt) wird, damit die Platten nicht mehr ausweichen können, wenn jetzt die Naht der ganzen Länge nach verschweißt wird. Ist die Naht an einzelnen Stellen zu weit, so muß von einem als Eisenlot dienenden Blechstreifen das erforderliche Füllmaterial zugegeben werden.

Dies genaue Festlegen des Bleches muß im Zusammenwirken mit der die Naht entlang wandernden Glühhitze sehr erhebliche Zwängspannungen verursachen; da nun in den Blechen noch vom Walzvorgang her Spannungen vorhanden sind, ist zu fordern, daß die Bleche vor dem Verschweißen gerichtet werden, d. h. durch Hämmern oder ähnliche Verfahren von den Anfangsspannungen befreit werden.

Bei dem Bördelverfahren werden die Platten an den Kanten vor dem Verlegen hochgebördelt; beim Nahtschweißen werden dann die hochgebördelten Kanten heruntergeschmolzen und liefern dabei so reichliches Füllmaterial, daß es auf genaues Einhalten der bestimmten Fugenweite nicht derart genau ankommt wie beim Stumpfstoßverfahren; wird an den Heftstellen die Bördelkante anfänglich nicht völlig heruntergebrannt, so bleibt hier eine gewisse Beweglichkeit, die einerseits eine Verringerung der Zwängspannungen bedeutet, anderseits mit einem etwas stärkeren Verziehen der Bleche verbunden ist. Bei großen Flächen dürfte das Bördelverfahren vorzuziehen sein.

Besonders groß werden die Scherspannungen an allen scharfen Kanten und Ecken; es ist daher ratsam, Ausrundungen derselben vorzunehmen und wenn möglich, die Schweißnaht aus den Kanten herauszuverlegen; auch dürfte es unter Umständen vorteilhaft sein, Eckstücke in der Werkstatt in besonders sorgfältiger und starker Ausführung herzustellen und auf der Baustelle einzusetzen.

Die Stärke des Bleches sollte nicht zu gering bemessen werden, keinesfalls unter 2 mm, möglichst 3 mm, bei großen und wichtigen Bauten 4 mm; große zusammengebaute Blechflächen wirken selbst bei einer Stärke von 4 mm waschlappenartig; diese Erscheinung ist wichtig, da sie das Anbringen des Rostschutzes der Blechunterseite erschwert; die sorgfältige Ausführung dieses Schutzes ist aber unbedingt nötig, soll die Blechhaut eine lange Lebensdauer haben. Mit Rücksicht auf die beim Schweißen in den Nähten hervorgerufene Hitze kann der Rostschutz erst nach Beendigung des Schweißens aufgebracht werden; das einfachste und beste Mittel ist wohl das Untergießen mit flüssigem Zementmörtel.

Hier tritt nun die Lappigkeit der Blechhaut störend in Erscheinung, wird nämlich der flüssige Mörtel vor Einbringen des Sohlenbetons unter die Blechhaut gegossen, so hebt sie sich sofort hoch, und benachbarte, bereits fertig untergossene Stellen werden wieder hohl; der Sohlenbeton muß also vor dem Untergießen eingebracht sein, und zum Untergießen sind sowohl im Überbeton wie in der Blechhaut Aussparungen zu lassen.

Es ist dabei nicht ratsam und nicht möglich, von vornherein die Stellen der Aussparungen zu bestimmen und festzulegen; die Untergießungslöcher müssen vielmehr erst nach Beendigung des Schweißens und zwar dort eingebrannt werden, wo die sich bildenden Wellen und Buckel ihre Gipfel haben; der beim Untergießen zu diesen Gipfeln hin drängenden Luft muß die Möglichkeit gegeben werden, zu entweichen. Es ist aber wohl erwägenswert, ob man nicht dem Unterbeton und der Blechhaut von vornherein eine wellige Gestalt geben sollte, um dadurch die Linien bzw. Stellen für die Untergießungslöcher festzulegen.

Es liegt nahe, zum Untergießen Preßzementmörtel vorzuschlagen; es besteht aber hierbei wieder die Gefahr, daß durch örtlichen Überdruck die Blechhaut mitsamt dem Überbeton so angehoben wird, daß andere, fertig untergossene Stellen wieder hohlgelegt werden.

Das Untergießen erfolgt am besten mit Hilfe von Standrohren, die auf das Loch im Blech aufgestellt, unten mit Tonabdichtung an das Blech angeschlossen und oben mit einem Trichter zum Eingießen des Mörtels versehen werden; die Höhe des Standrohres wird man erst mit $^3/_4$ bis $1\frac{1}{2}$ m bemessen können.

Zum Schließen der zum Untergießen oder zum Durchführen von Wasserhaltungsrohren in der Blechhaut belassenen Löcher empfiehlt es sich von vornherein Stutzen von 20 bis 30 cm Höhe aufzuschweißen, die später mit aufzuschweißenden oder aufzuschraubenden Deckeln geschlossen werden; wollte man unter Verzicht auf diese Stutzen das Loch mit einem flach aufgeschweißten Blechlappen schließen, so läuft man die Gefahr, daß die beim Aufschweißen entstehenden Zwängspannungen sich durch irgendwelche nicht mehr zu kontrollierenden Risse in der bereits überbetonierten benachbarten Blechfläche auswirken.

Über das Verhalten des Verbundes von Blech und Beton bei höheren Wärmegraden liegen wohl noch keine Erfahrungen vor; es ist aber wohl damit zu rechnen, daß sich im Lauf der Zeit das sehr viel stärker wärmeleitende Blech vom Beton zu trennen sucht; ein Versuch, diesem Streben durch Gewalt entgegenwirken zu wollen, wäre bei der Größe der auftretenden Kräfte zwecklos; richtiger dürfte es sein, die Innenfläche der Blechhaut mit einer ganz dünnen Zementputzschicht zu versehen und durch irgendeinen auf die Putzschicht aufzubringenden Trennanstrich dafür zu sorgen, daß der eigentliche

Sohlen- und Wandbeton sich nicht haft- oder schubfest mit der Putzschicht verbindet, sondern die Blechhaut nur druckfest einklammert. Handelt es sich um eine größere Fläche, so bietet das Aufschießen des Zementmörtels auf das Blech große Vorteile, da ja aufgeschossener Zementmörtel sich mit dem Blech zu einem fast untrennbaren Ganzen verbindet.

Selbstredend ist es wünschenswert, die Stärke des Innenbetons möglichst groß zu wählen und, wenn angängig, auch eine wärmeundurchlässige Schicht einzubauen, damit die Blechhaut nicht von allzu hohen Wärmegraden getroffen wird. Denn durch das Maß der Dehnung, vor allem aber durch die Verschiedenheit der Dehnung der einzelnen Teilflächen sind die Grenzen bedingt, die der Anwendbarkeit der Blechhautdichtung gezogen sind.

Dr.-Ing. Joachim Schultze.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Leipziger Baumesse vom 1.—11. März 1925.

Die im Rahmen der Leipziger Technischen Messe zweimal im Jahre, im Herbst und Frühjahr stattfindende Baumesse hat schon von jeher die Aufmerksamkeit weitester Kreise auf sich gezogen. Alles, was in dieser wohnungsarmen Zeit mit der Beschaffung von Wohngelegenheiten usw. zusammenhängt, interessiert ja nicht nur den Fachmann, sondern auch den Laien in höchstem Maße. Das bewies schon die vergangene Herbstmesse, auf der die Ausstellungen der Baumesse die größte Beachtung fanden. Es dürfte ja auch bei der Vielgestaltigkeit des Dargebotenen wohl jeder auf seine Kosten gekommen sein und in Zukunft auch kommen und das finden, was ihn besonders angeht.

Die Baumesse hat schon von jeher infolge ihrer wirtschaftlichen Bedeutung eine berechtigte Sonderstellung auf der Technischen Messe eingenommen. Ursprünglich war sie wie manche anderen technischen Ausstellungen im Meßviertel der inneren Stadt untergebracht, sie mußte aber wegen ihrer immer mehr zunehmenden Ausdehnung bald auf eigenes Gelände, und zwar am Völkerschlachtdenkmale, umgelegt werden, wo sich außer in den verschiedenen Hallen auch im Freien die besten Ausstellungsmöglichkeiten boten. Die Baumesse zeigt alles — diesmal in erweitertem Umfange —, was überhaupt mit dem Bau- und Siedlungswesen zusammenhängt, so — es sei an dieser Stelle nochmals kurz erwähnt — Baustoffe, Eisen- und Holzkonstruktionen, Baubedarf, Baubeschläge, Baumaschinen usw., auch vorzügliche Modelle aller Art und Pläne, ferner gelangen Öfen, Herde und Heizungstechnik in reicher Auswahl zur Vorführung. Im Freien werden die verschiedenen Baustoffe und Bausparweisen, die Verwendung des Natur- und Kunststeines ausgestellt. Besonders hingewiesen sei auf die Gesamtausstellung des Bundes deutscher Marmorbruchbesitzer. Es wird manchem vielleicht nicht bekannt sein, daß gerade auch unser deutsches Vaterland Marmorfundstellen aufweist, so in Schlesien, Thüringen, Westfalen, Hessen-Nassau, Bayern und Sachsen, mit ganz hervorragend brauchbarem und farbenreichem Material. Auch reiner weißer Marmor wird gebrochen, so z. B. am Glatzer Schneeberg.

So ist die Leipziger Baumesse nicht nur eine gute Einkaufsgelegenheit, sondern sie bietet auch bei ihrer Reichhaltigkeit beste Möglichkeiten zur Belehrung. Das hat auch längst das Ausland erkannt, das gern und regelmäßig seine Vertreter entsendet. In allen Kulturstaaten hat doch die nach Kriegsende einsetzende Wohnungsnot als Folge erschütterter Finanzverhältnisse und die nahezu völlige Lahmlegung der Bautätigkeit Platz gegriffen, so daß man jetzt alle auf dem Gebiete des Bauwesens auftauchenden Neuerungen dankbar begrüßt, die ja alle den Zweck verfolgen, wirtschaftlich bauen zu können.

Die berufsgenossenschaftliche Selbstverwaltung in Gefahr!

In letzter Zeit wird wieder von Gegnern der Berufsgenossenschaften an dem Umsturz der Reichs-Unfallversicherung gearbeitet. Auch die Regierung beschäftigt sich mit dem Plane einer Änderung der berufsgenossenschaftlichen Organisation. Leider haben die Unternehmer immer noch nicht genügend erkannt, welche Gefahren sich für sie aus dieser Bewegung ergeben müssen und zuweilen sogar unter Klagen über zu hohe Belastung durch die Unfallversicherung ihren eigenen Gegnern in die Hände gearbeitet.

Wir wollen hier kurz und einprägsam die wichtigsten Gefahrquellen aufdecken:

Die Klagen über zu hohe Beitragsbelastung in der Gegenwart sind unberechtigt. Das wird jeder erkennen, der die endgültigen Beiträge für 1923 bzw. die Gesamtheit der für 1923 eingezogenen Beitragsvorschüsse mit den Lohnsummen für 1923 vergleicht und denselben Vergleich für die Zeit vor dem Kriege anstellt. Tatsächlich ist eine sinkende Tendenz der Belastung bis Ende 1923 vorhanden gewesen. Der Prozentsatz für die Unfallversicherung aus der Vorkriegszeit dürfte aber wohl überall zum mindesten in die Selbstkostenberechnung eingesetzt sein.

Den Klagen aus Unternehmerkreisen will man an maßgebender Stelle dadurch abhelfen, daß man die weniger leistungsfähigen kleineren Betriebe oder die Berufsgenossenschaften mit überwiegend kleinen Betrieben aus der jetzigen Organisation herausnimmt und sie den örtlich zuständigen Landesversicherungsanstalten angliedert.

Das Beispiel der Nordöstlichen Eisen- und Stahl-Berufsgenossenschaft, Berlin, mag zeigen, welcher Erfolg damit erreicht würde.

Die Nordöstliche Eisen- und Stahl-Berufsgenossenschaft hat bei insgesamt 10 221 Betrieben

a) 524 Großbetriebe mit über 50 Versicherten, welche bei 74 vH aller Versicherten 87,48 vH der gesamten Lasten tragen,
b) 2605 Mittelbetriebe mit 6 bis 50 Versicherten, welche bei 14 vH aller Versicherten 12 vH der gesamten Lasten tragen,
c) 7092 Kleinbetriebe mit bis zu 5 Versicherten, welche bei 12 vH aller Versicherten 0,52 vH der gesamten Lasten tragen.

Soll diese Berufsgenossenschaft nun aus Entgegenkommen gegen die Kleinbetriebe, welche bei ihr in überwiegendem Maße vertreten sind, nunmehr in ihrer Gesamtheit an die verschiedenen Landesversicherungsanstalten ihres Bezirkes aufgeteilt werden oder sollen ihre Kleinbetriebe abgetrennt werden, obwohl die über 7000 Kleinbetriebe nur ½ vH der gesamten Lasten tragen und dieses ½ vH andererseits für die Groß- und Mittelbetriebe keine irgendwie nennenswerte Mehrbelastung ausmacht?

Soll man wirklich glauben, daß eine Angliederung an die Landesversicherungsanstalten mit ihrem rein behördlichen Charakter und ihrer äußerst schwierigen Finanzlage eine Entlastung für die kleinen Betriebe oder die Gesamtheit der Betriebe bringen würde, obwohl die Berufsgenossenschaften unter der heutigen Selbstverwaltung von ihren Vorständen nach deren kaufmännischen Prinzipien hin verwaltet werden?

Der Gedanke, die Beiträge für die den Landesversicherungsanstalten anzugliedernden Betriebe etwa im Wege des Zuschlages zur Gewerbesteuer einzuziehen, bezeichnet — ganz abgesehen von der Undurchführbarkeit, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll — den Weg, auf dem die Fahrt gehen wird. Wir können uns nicht denken, daß z. B. ein Steuersystem das bisherige Beitragsverfahren verbessern würde.

Man gewinnt nach diesem allen den Eindruck, daß lediglich Bresche in die berufsgenossenschaftliche Selbstverwaltung als eine „Unternehmerorganisation" gelegt werden und gleichzeitig den notleidenden Landesversicherungsanstalten auf Kosten der berufsgenossenschaftlichen Mitglieder auf die Beine geholfen werden soll, wie ja bereits das Gesetz zur Erhaltung leistungsfähiger Krankenkassen eine Stützungsaktion zuungunsten der Unternehmer gewesen ist.

Man erinnert sich ferner daran, daß die Landesversicherungsanstalten eine paritätische Besetzung ihrer Verwaltungsorgane haben, daß mit der Angliederung an die Landesversicherungsanstalten eine Durchbrechung der heutigen berufsgenossenschaftlichen Grundsätze auch in dieser Richtung erzielt wäre. Man erinnert sich schließlich an die Bestrebungen, die Unfallverhütung von den Berufsgenossenschaften auf die Gewerbeaufsicht zu übertragen. Dieses würde sich offensichtlich leichter ermöglichen lassen, sobald ein Teil der Unfallversicherung nicht mehr in den Händen der berufsgenossenschaftlichen Selbstverwaltung liegt. Es erübrigt sich fast zu erwähnen, daß der Übergang der Unfallverhütung aus der praktischen Mitarbeit des Unternehmertums in die reine Bürokratie eine Verschlechterung des Produktionsganges mit sich bringen würde.

Diesen Gefahrquellen gegenüber sei darauf hingewiesen,

daß bei den Berufsgenossenschaften die Geringfügigkeit der Verwaltungskosten im Verhältnis zu der Rentenlast keineswegs immer das Zeichen einer guten Verwaltung ist; denn eine berufsgenossenschaftliche Verwaltung arbeitet gerade dann besonders produktiv, wenn ihre Rentenlast gegenüber der Höhe der Verwaltungskosten möglichst gering ist, weil sie dann die Aufgaben der Unfallverhütung und des Heilverfahrens mit solchem Erfolge durchgeführt hat, daß eine zu hohe Dauerbelastung der Berufsgenossenschaft durch Renten vermieden wurde,

daß die Berufsgenossenschafts-Verwaltungen jetzt gerade dabei sind, die Verwaltungskosten möglichst noch mehr zu verringern, nachdem ihnen die Personal-Abbauverordnung im Gegensatz zu der Demobilmachungsgesetzgebung die nötige Handhabe geboten hat,

daß der Verband der Deutschen Berufsgenossenschaften fortgesetzt auf einen Abbau der Leistungen, insbesondere der kleinen Renten bis zu 33⅓ vH, deren Inhaber nach den gesammelten Erfahrungen in aller Regel den vollen Tariflohn verdienen, hinwirkt; denn ein Abbau der Leistungen ist bedauerlicherweise erforderlich, wenn nicht die gesamte Sozialversicherung wegen zu hoher Belastung der Wirtschaft zum Schaden der Arbeitnehmer zusammenbrechen soll.

Wir hoffen, den Unternehmern nachgewiesen zu haben, wo ihre Interessen liegen, und können nur dringend davor warnen, gegen die heutige Organisation der Berufsgenossenschaften irgendwie Stellung zu nehmen oder Klagen zu erheben. Vielmehr muß jeder Unternehmer Versäumtes schleunigst nachholen und in seinem engeren Kreise wie im Kreise der Wirtschaftsorganisationen für die berufsgenossenschaftliche Selbstverwaltung — und insbesondere auch für die berufsgenossenschaftliche Unfallverhütung — eintreten. Nur so kann unsere schon schwer genug bedrohte Wirtschaft vor einem neuen Schlage bewahrt werden.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Dez. 1924.

Kl. 5 b, Gr. 12. A 40 905. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Anlage zur Gewinnung und Förderung des Abraums im Tagebau von Braunkohlen u. dgl. 25. X. 23.

Kl. 5 b, Gr. 12. A 42 633. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Verfahren zum Abbau von Braunkohlenflözen im Tagebau unter Benutzung von die Tagebaugrube überspannenden Abraumförderbrücken. 10. VII. 24.

Kl. 20 g, Gr. 1. M 84 669. Maschinenfabrik Hasenclever Akt.-Ges., Düsseldorf. Drehtisch zum mechanischen Wenden von auf Rädern laufenden Transportgeräten. 22. IV. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. B 114 591. Karl Beisenherz, Dortmund, Hohe Straße 235. Vorrichtung zur Verhütung des Überfahrens von Haltsignalen. 23. VI. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. M 84 974. Albert Massenberg, Berlin-Friedenau, Rubensstr. 45. Anschluß von Trägern zur Erzielung einer teilweisen Einspannung an der Anschlußstelle. 14. V. 24.

Kl. 37 e, Gr. 9. W 59 287. Rowland Thomson Wales, New Rochelle, New York, V. St. A.; Vertr.: R. Heering, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Seitliche Haltevorrichtung an Schaltungsgerüstpfosten; Zus. z. Pat. 404 726. 2. IX. 21. V. St. Amerika 24. VII. 15.

Kl. 80 a, Gr. 52. H 91 848. Willi Heinz, Flammersbach, Dillkreis. Verfahren zur Herstellung von Schlackensteinen. 14. XI. 22.

Kl. 80 b, Gr. 1. G 61 042. Karl Giehne, Karlsruhe i. B., Wendtstr. 15. Mauermörtel. 26. III. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. L 56 596. Hubert Löscher, Halanzy, Belg.; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung von tonerdereichem Zement. 20. X. 22.

Kl. 84 a, Gr. 3. B 112 230. Berliner Actien-Gesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation (früher J. C. Freund & Co.), Charlottenburg. Antrieb für Wehre mit einem Segmentaufsatz. 7. I. 24.

Kl. 84 b, Gr. 1. N 22 225. Reichsfiskus (Reichswasserstraßenverwaltung) vertreten durch den Regierungspräsidenten als Chef der Verwaltung der märkischen Wasserstraßen, Potsdam. Selbstsperrender Antrieb für Schiffshebewerke. 26. VI. 23.

Kl. 84 d, Gr. 3. B 93 221. Dudley James Barnard, Barking, Essex. Großbrit.; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Drehschaufelbagger. 11. III. 20. Großbritannien 12. VII. 15.

Kl. 85 c, Gr. 6. B 112 687. Dr. Hermann Bach, Essen, Annastr. 35. Verfahren zur weiteren Zersetzung (Vergärung, Ausfaulung) von bereits gefaultem, keine nennenswerte Reduktion aufweisendem Abwasserschlamm. 9. II. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 11. Dez. 1924.

Kl. 20 a, Gr. 20. A 41 177. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Klemmvorrichtung für die Seile von Seilbahnen. 14. XII. 23.

Kl. 20 g, Gr. 3. M 86 432. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Portalschiebebühne. 18. IX. 24.

Kl. 20 i, Gr. 5. E 31 394. Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin-Tempelhof. Stellvorrichtung für Straßenbahnweichen. 14. X. 24.

Kl. 20 i, Gr. 11. W 67 235. F. Paul Weinitschke, G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Elektrischer Weichenantrieb. 2. X. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. B 108 849. Berliner Actiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Schienenzange. 19. III. 23.

Kl. 38 e, Gr. 2. M 80 965. Metzke & Greim, Tief- und Hochbau, Berlin. Werkzeug zur Herstellung von Ausnehmungen an Bauhölzern zwecks Aufnahme von Krallenplatten. 17. III. 23.

Kl. 80 a, Gr. 1. K 85 836. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Maschine mit einem Schneidwerkzeug zum Zerlegen von abzubauenden Bodenschichten; Zus. z. Anm. K 79 521. 7. V. 23.

Kl. 81 c, Gr. 12. Sch 70 222. Otto Schultz, Berlin, Greifenhagener Straße 15. Durch eine Scheidewand in zwei Teile geteilter Behälter für Flüssigkeiten. 15. IV. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. L 58 967. Lübecker Maschinenbau-Ges., Lübeck. Trockenbagger mit ortsveränderlich einstellbarem Gegengewicht. 16. XI. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 18. Dez. 1924.

Kl. 19 a, Gr. 14. P 47 689. Franz Paulus, Aachen, Cardinalstr. 2. Schraubenklemme gegen das Schienenwandern. 13. III. 24.

Kl. 19 a, Gr. 26. B 110 893. Ingwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstr. 42. Verfahren zum aluminothermischen Stumpfschweißen von Schienenstößen und ähnlichen Werkstücken. 30. VIII. 23.

Kl. 19 a, Gr. 28. S 65 129. Albert Sakobielski jr., Bochum, Zechenstraße 33. Aus einer Stange bestehendes Handgerät zum Kippen von Schienen. 18. II. 24.

Kl. 19 c, Gr. 3. M 84 487. Max Moldenhauer, Benneckenstein. Merkzeichen mit spiegelnder Oberfläche. 4. IV. 24.

Kl. 20 g, Gr. 3. K 91 652. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Triebvorrichtung für zwei auf gemeinschaftlichem Gleise laufende Schiebebühnen. 13. XI. 24.

Kl. 20 h, Gr. 7. B 113 050. Carl Bender, Köln-Lindenthal, Krementzstraße 2. Schrägaufzug für Eisenbahnfahrzeuge. 29. II. 24.

Kl. 20 i, Gr. 27. S 66 062. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Anzeigevorrichtung für in Fahrt befindliche Verkehrsmittel; Zus. z. Pat. 399 908. 21. V. 24.

Kl. 37 b, Gr. 5. E 30 307. Elektrotechnische Fabrik Thoßfell G. m. b. H., Thoßfell. Verfahren zur zugsicheren Lagerung von Bolzen in Sacklöchern von Bauteilen. 9. II. 24.

Kl. 37 e, Gr. 9. K 73 099. Constantin Kanint, Bochum, Kastroper Straße 61. Formstück; Zus. z. Pat. 351 158. 21. V. 20.

Kl. 37 e, Gr. 9. Z 13 747. Robert Ziegler, Mingolsheim b. Bruchsal. Haltevorrichtung für das Hochziehen eiserner Schalplatten. 21. IV. 23.

Kl. 37 e, Gr. 11. M 83 900. Oswaldt Meichsner, Leipzig, Crottendorfer Str. 6. Mittels Kette einstellbare Schließvorrichtung für Betonstampfformen. 16. II. 24.

Kl. 80 a, Gr. 53. H 87 704. The Hume Pipe & Concrete Construction Co. Ltd., London; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schleudergußvorrichtung. 21. XI. 21. England 3. I. 21.

Kl. 80 b, Gr. 3. M 81 839. Musag Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlackenverwertungsanlagen Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zur Gewinnung eines hochhydraulischen Bindemittels aus Haus- und gewerblichem Müll. 27. VI. 23.

Kl. 80 b, Gr. 25. P 45 132. Charles Davis Pochin, Corwen, North Wales, England; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Verfahren zur Herstellung von Pflasterelementen. 24. X. 22. England, 28. X. 21.

Kl. 84 b, Gr. 1. T 27 657. Thadeus Tillinger, Warschau; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Sparschleuse mit beweglichem Boden. 18. IV. 23.

Kl. 85 c, Gr. 6. V 18 778. Dipl.-Ing. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig. Vorrichtung zum Absaugen des Schlamms aus Absitzklärbehältern mittels drehbarer Saugrohre. 19. XII. 23.

Kl. 85 e, Gr. 18. F 55 614. Richard Flügge, Stendal, Bahnhofstr. 12. Aus einzelnen Gliedern bestehendes Gestänge für Werkzeuge zur Reinigung von Abwässerrohrleitungen. 6. III. 24.

Kl. 85 e, Gr. 21. A 41 907. Richard Arnold u. Friedrich Rost, Küsnacht, Kt. Zürich; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Ab- und Überlaufventil für Flüssigkeitsbehälter. 25. III. 24. Schweiz 26. I. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Dez. 1924.

Kl. 35 b, Gr. 1. 407 016. Norman Taylor Harrington, Cleveland, V. St. A.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Kippturmkabelkran. 5. XII. 20. N 83 367. V. St. Amerika 18. XII. 19.

Kl. 65 a, Gr. 23. 407 225. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstr. 9. Mechanische Treidelanlage. 3. VII. 23. M 81 898.

Kl. 80 b, Gr. 5. 407 039. Oscar Nickel, Mülheim, Ruhr, Rathausmarkt, und Reinhold Markwitz, Duisburg, Lotharstr. 46. Verfahren zur Herstellung von Zementen. 28. I. 22. M 76 529.

Kl. 80 b, Gr. 25. 407 106. Norddeutsche Portland-Cement-Fabrik Misburg u. Dr. Willy Renner, Misburg. Verfahren zur Veredelung von natürlichem Asphalt u. dgl. Stoffen. 15. II. 24. N 22 874.

Kl. 81 e, Gr. 36. 407 107. Wilhelm Otto, Siegen i. W. Bunkerverschluß mit Drehschieber. 9. X. 23. O 13 904.

Kl. 85 c, Gr. 1. 407 244. Leon Gartzweiler, Berlin-Friedenau, Isoldestr. 3. Verfahren zur Lösung von Gasen in strömenden Flüssigkeiten, insbesondere in zu reinigendem Wasser und Abwasser. 18. I. 21. G 52 826.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 11. Dez. 1924.

Kl. 20 g, Gr. 8. 407 426. Karl Jaeger, Brandenburg a. H., Gr. Gartenstraße 11. Gleitender Prellbock. 17. I. 24. J 24 321.

Kl. 20 k, Gr. 7. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Schienenverbinder. 24. V. 23. S 62 957.

Kl. 38 h, Gr. 2. 407 532. Grubenholzimprägnierung G. m. b. H., Berlin. Holzkonservierungsmittel; Zus. z. Pat. 356 132. 8. X. 22. G 57 599.

Kl. 80 b, Gr. 3. 407 373. Farbenfabriken vorm. Friedr. Bayer & Co., Leverkusen b. Köln a. Rh. Verfahren zur Herstellung eines hochwertigen geschmolzenen Zements. 3. XI. 22. F 52 835.

Kl. 80 b, Gr. 3. 407 534. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M., und Oskar Tetens, Örlinghausen. Herstellung zementartiger Mörtelbildner. 20. IX. 22. R 56 833.

Kl. 80 b, Gr. 5. 407 362. Heinrich Klein, Essen, Ruhr, Hammacher Straße 6. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelstoffs aus Hochofenschlacke. 24. IX. 23. K 87 374.

Kl. 80 b, Gr. 5. 407 410. Hubert Löscher, Halanzy, Belg., Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Herstellung von Mörtelbindemitteln aus Hochofenschlacke. 6. IV. 22. L 55 339.

Kl. 80 b, Gr. 20. 407 363. Aktiengesellschaft für Aschenchemie, Berlin. Verfahren zur Erzeugung von luftdurchlässigen Baustoffen feinster Körnung für die Herstellung von Fußböden, Putz oder von geformten Gebilden aller Art. 15. IV. 24. A 42 022.

Kl. 80 b, Gr. 20. 407 364. Aktiengesellschaft für Aschenchemie, Berlin. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen und anderen geformten Gebilden aus Aschen aller Art. 15. IV. 24. A 42 023.

Kl. 80 b, Gr. 21. 407 365. Josef Weibel, Gloten-Sirnach, Thurgau, Schweiz; Vertr.: Dr. H. Hederich, Pat.-Anw., Kassel. Verfahren zur Herstellung v. Bauelementen. 17. VII. 23. W 74 258.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 18. Dez. 1924.

Kl. 5 c, Gr. 4. 407 822. Adolf Baron, Beuthen, O.-Schl., Moltkeplatz 8. Nachgiebiger Ausbau für Querschläge, Schächte und ähnliche Bauwerke im Bergbau. 19. II. 22. B 103 623.

Kl. 20 i, Gr. 38. 407 774. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Company Limited, London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnverkehrs-Überwachungsapparat. 22. V. 24. W 66 212. V. St. Amerika 27. VII. 23.

Kl. 49 e, Gr. 12. 407 860. Wilhelm Strumpelmeier, Rehme b. Bad Oeynhausen. Nietvorhalter. 23. XII. 22. St. 36 442

Kl. 49 e, Gr. 13. 407 861. Allgemeine Electricitäts-Gesellschaft, Berlin. Nietmaschine. 25. VI. 22. A 38 016.

Kl. 65 a, Gr. 53. 407 747. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Anlage zum Schleppen von Schiffen; Zus. z. Patent 407 225. 17. I. 24. M 83 554.

Kl. 80 b, Gr. 3. 407 659. Dr. Kunze & Soller, Köln-Mülheim. Herstellung von Zement aus Gips und Silikaten. 26. II. 22. K 80 988.

Kl. 80 b, Gr. 5. 407 654. Heinrich Müller, Gelsenkirchen, Essener Straße 109. Verfahren zur Herstellung von Hochofenzement, Eisenportlandzement u. dgl. unter Verwendung von Naturklinkern. 30. VI. 21. G 54 200.

Kl. 84 a, Gr. 3. 407 613. Eugen Fischer, München, Humboldtstr. 12/0. Hebbares Klappenwehr. 17. I. 23. F 53 284.

Kl. 84 c, Gr. 2. 407 614. Ernets Horne, Huy, Belg.; Vertr. B. Bomborn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Durchbohrte Vortreibspitze. 22. X. 22. H 91 502.

Kl. 84 c, Gr. 2. 407 615. August Wolfsholz, Preßzementbau Act.-Ges., Berlin. Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen in moorsäurehaltigem Boden. 8. X. 22. W 62 216.

Kl. 85 c, Gr. 6. 407 660. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. H., Rheinpf. Verfahren und Vorrichtung zum Entfernen der Schwimm- und Sinkstoffe aus Klärräumen während des Klärvorganges. 1. VI. 22. St 35 804.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Mehrstielige Rahmen. Gebrauchsfertige Formeln zur Berechnung mehrfach statisch unbestimmter rahmenartiger Stabsysteme, als Hilfsmittel für den entwerfenden Ingenieur und für den Konstruktionstisch. Von Privatdozent Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Geh. 24, geb. 26 GM.

Das Buch enthält in 16 Kapiteln eine Sammlung für die Berechnung der oben angegebenen Systeme, angefangen bei den einstieligen, zweifeldrigen Rahmen bis zu den mehrstieligen Hallenbindern und den einfachen Stockwerksrahmen. Wiedergegeben sind 95 Einflußlinien und 469 Rahmenfälle auf 422 Seiten. Die Entwicklung aller Formeln beruht auf der Annahme unverschieblicher Gelenklagerung. Bei Aufstellung der Formeln ist der Einfluß der Längs- und Querkräfte auf die Formänderungen vernachlässigt, also nur dem Einflusse der Biegungsmomente nachgegangen. Hingegen wurde die Verschiedenheit der Trägheitsmomente der einzelnen Rahmenteile überall berücksichtigt, und zwar in der Steifigkeitszahl. Bei Bestimmung des Einflusses infolge Wärmeänderungen ist stets eine gleichmäßige Wärmeänderung der ganzen Rahmengebilde zugrunde gelegt. Wenn man auch über die Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit der Formelsammlungen für statische Berechnungen sehr geteilter Ansicht sein kann, so fällt doch im vorliegenden Falle die große Arbeitsersparnis günstig in die Wagschale, die man durch Benutzung des Kleinlogelschen Buches zu erzielen vermag. Die Zusammenfassung an sich ist organisch entwickelt, die einzelnen Formeln sind übersichtlich, die beigefügten erläuternden Skizzen klar und eindeutig. Das Buch dürfte sich in der Praxis bestens einführen und hier sich Freunde erwerben!

M. F.

Fortschritte beim Polieren und Lackieren. Von Paul Jaeger. Zweite Aufl. Verlag Forschungs- und Lehrinstitut für Anstreichtechnik, Stuttgart 1924.

Gegenüber der ersten, erst im Frühjahr 1924 erschienenen Auflage bringt die jetzt vorliegende zweite Ergänzungen, die das Ergebnis einer Studienreise nach Amerika darstellen. Das Büchlein bietet dem Sonderfachmann wertvolle Anregungen und Ratschläge.

M. F.

Schulz, Das germanische Haus in vorgeschichtlicher Zeit. Zweite ergänzte Auflage. Mannusbibliothek Nr. 11. Leipzig bei Curt Kabitzsch 1923.

Das Buch ist die unverändert abgedruckte 1. Auflage von 1913 vermehrt um einige Ergänzungen, die die wesentlichsten Ergebnisse der Forschung auf dem Gebiet des germanischen Wohnbaus seit 1913 geben. Daß sie sehr zur Klärung der vielen offenen Fragen beitrügen, läßt sich nicht sagen. Die Reste vorgeschichtlicher germanischer Wohnbauten sind außerordentlich dürftig. Die meisten sind als Zufallsfunde ans Licht gekommen und nicht mit der nötigen Sachkenntnis ausgegraben und aufgenommen. Der in Ausgrabungsdingen Bewanderte kann sich aus den wenigsten der veröffentlichten Aufnahmen und Berichte ein genaues Bild vom tatsächlichen Befund machen und steht den mehr oder weniger phantasievollen Wiederherstellungsversuchen deshalb ohne die Möglichkeit einer Kritik gegenüber. Vor allem entbehrt die Art und Weise der Darstellung jeder einheitlichen Methode. Es wäre zu wünschen, daß die, welche dem altgermanischen Wohn- und Bauwesen durch Ausgrabungen auf den Leib rücken wollen, sich der ausgearbeiteten Verfahren bedienten, wie sie sich bei der ausgräberischen Erforschung der alten Kulturen in Südeuropa, Ägypten und Vorderasien herausgebildet haben. Freilich müßte man dazu mit diesen Methoden vertraute Architekten oder Bauingenieure heranziehen. Gerade die letzteren kommen bei Bauausführungen, die mit großen Erdbewegungen verbunden sind, vielleicht am ehesten in die Lage, auf Siedlungsreste zu stoßen, und könnten manches für die Wissenschaft retten, was sonst verloren gehen würde. Ich erinnere daran, welch außerordentlich wertvolle Arbeiten von den Ingenieuren der Anatolischen Bahn und der Bagdadbahn auf archäologischem Gebiet geleistet worden sind. Ich bin überzeugt, daß die erste methodisch ausgegrabene Ruine eines gotländischen Langhauses die Zweifel beheben würde, ob es sich um ein wandloses Dachhaus handelt, wie Schulz es nebst anderen glaubt, oder um ein Haus mit Blockwänden, wie Thordemann es rekonstruiert. So wie die Dinge jetzt liegen, hat die Phantasie zuviel freien Spielraum. Was Schuchardt in Klein-Meinsdorf für südwesteuropäische Rundbauten mit Lehmkuppeln hält, sieht Schulz für ein Dachhaus mit umlaufender Lehmbank und Rohrdach an. Schulz's Buch ist für jeden, der sich mit der Frage nach der Herkunft der deutschen Hausformen befaßt, unentbehrlich, da es die vollständigste Übersicht des vielfach in zahlreichen Vereinsschriften und anderen entlegenen Stellen verzettelten Stoffes über das altgermanische Haus bietet.

Reuther.

Anweisung für die Ausführung von Zeitaufnahmen in Eisenbahnausbesserungswerken. Herausgegeben vom Eisenbahn-Zentralamt Berlin im August 1924. Genehmigt zur Einführung durch Erlaß 77. D 6256 vom 2. Juli 1924. Verlag H. Apitz in Berlin W. 57. Preis M 3,—.

Die Nachkriegszeit hat mit aller Deutlichkeit gezeigt und bewiesen, daß die deutsche Industriearbeit grundsätzlich auf einem Akkordverfahren aufgebaut sein muß. Mehr noch als in den Privatfabriken ist dies in den Staatsbetrieben, wie sie in erster Linie die Ausbesserungswerke der deutschen Reichsbahn darstellen, zum Ausdruck gekommen. Aber erst mit dem Eindringen der wissenschaftlichen Betriebsführung nach amerikanischen Grundsätzen in die deutschen Betriebe, hat man hier erkannt, wo im Akkord- oder Gedingeverfahren, wie es in den Werkbetrieben der Reichsbahn heißt, der Hebel anzusetzen ist, um sowohl Arbeitgeber wie Arbeitnehmer zu befriedigen. Diese Befriedigung auf beiden Seiten kann nur dann vorhanden sein, wenn die für die Arbeiten der Belegschaft angesetzten Stückzeiten in jeder Hinsicht

sachlich und gerecht gebildet sind. Ein unentbehrliches Werkzeug hierzu sind die Arbeits- und Zeitproben oder kurz Zeitaufnahmen. Aber nicht nur zur Stückzeitbildung dienen diese Zeitaufnahmen, sondern in ebenso bedeutsamer Weise, die Arbeitsvorgänge zu untersuchen mit dem Ziel, bei jedem das beste Arbeitsverfahren zu erkennen.

Wie auf dem Gebiete der Zeitaufnahmen an verschiedenen Stellen bisher geforscht wurde, spiegelt das Fachschriftentum der Gegenwart wieder. Von größter Bedeutung aber ist es, daß soeben die deutsche Reichseisenbahn für ihre Werksbetriebe etwas Endgültiges in der vorliegenden Anweisung herausgegeben hat. Diese Anweisung ist das in sorgfältigster Weise trotz knapper Form dargestellte Ergebnis der umfangreichen Arbeit einer von der Zentralinstanz der Reichsbahn eingesetzten Arbeitsgemeinschaft für Zeitaufnahmen. Besonders zu begrüßen ist es, daß die ursprünglich für den Dienstgebrauch vorgesehene amtliche Anweisung mit Genehmigung der Hauptverwaltung der deutschen Reichsbahn auch in den Buchhandel gelangt ist und die überaus wertvollen Erfahrungen aus den Eisenbahnwerkstätten somit der Allgemeinheit nutzbar gemacht werden können.

Druck und Ausstattung des Heftes, das in einer Deckeltasche alle zugehörigen Vordrucke, wie z. B. Zeitbogen und Unterweisungskarten, auch mit Beispielen versehen, enthält, sind vorzüglich.

W. Müller, Dresden.

Graphische Hydraulik (Sammlung mathematisch-physikalischer Lehrbücher). Von A. Schoklitsch. Mit 45 Figuren im Text und auf 2 Tafeln. B. G. Teubner, 1923.

Der Verfasser ist durch seine gediegenen Arbeiten auf dem Gebiete der Hydraulik so vorteilhaft bekannt, daß man es begrüßt, wenn er in vorliegendem Büchlein auch einen Beitrag zu den praktischen Arbeitsmethoden bietet. Auch eine Darstellung solcher graphischen Verfahren, die auf die Aufgaben der Hydraulik anwendbar sind, ist sehr willkommen. Der Verfasser gibt unter ihnen den nomographischen einen hervorragenden Platz. Dies ist inzwischen ja auch noch von anderer Seite geschehen. Mathematisch ist die Nomographie gewiß sehr beachtlich, und Herr Schoklitsch hätte im Interesse der Studierenden — oder vielmehr ihrer Gewinnung für die Methode — seine Einleitung etwas ausführlicher gestalten sollen; eine Textseite mehr hätte schon genügt. So ist diese Einführung für den, der zum ersten Mal an die Sache herangeführt wird, zu kurz, gerade für den denkenden Leser, der wissen will, warum ihm eine Methode vorgelegt wird. Dann kann ich aber eine prinzipielle Bemerkung nicht unterdrücken, die wohl jedem Leser von d'Ocagne's großem Werk schon aufgestoßen sein wird. Es ist doch der Vorzug der graphischen Darstellung, dem Auge ein Bild von dem Verlauf einer Erscheinung oder eines Gesetzes zu geben sowohl dem Ganzen wie auch den Einzelzügen nach. Bei der Anpassung einer Formel an die nomographische Darstellung wird dieses Bild aber zerrissen, um die „Leitern" bequemer konstruieren zu können; ohne daß irgendwann im Gang dieser graphischen Rechnung es wieder zu einer bildlichen Darstellung der Sache selber, der Erscheinung, käme. Dazu kommt, daß auf die Konstruktion der Leitern unter Umständen sehr viel Zeit und Mühe verwandt werden muß, also allein auf die Vorbereitung der eigentlichen Arbeit. Erfordert doch die einfache Aufgabe der Bestimmung des Ausflusses aus kleiner Öffnung schon die Konstruktion dreier logarithmischer Maßstäbe (Leitern). Vgl. S. 34 des Buchs. Es ist wie gesagt, mathematisch in hohem Maße interessant, die Methoden der Nomographie näher kennen zu lernen, was am besten freilich immer noch an d'Ocagne's Traité de Nomographie selber geschieht. Und es ist auch nicht nur interessant, sondern dankenswert, daß Herr Schoklitsch die Anwendung der Methode auf Hydraulik dargelegt hat; aber in Hinsicht auf wirkliche dauernde Anwendung in der Praxis glaube ich nicht an eine große oder gar allgemeine Ausbreitung der Methode. Gravelius.

Handbuch für Eisenbetonbau. 3. neubearbeitete Auflage, herausgegeben von Dr.-Ing. F. Emperger. 13. Band. Gebäude für besondere Zwecke. Bearbeitet von O. Neubauer, V. Lewe, R. Thumb, F. Boerner und F. Lange, F. Waldau (†) und J. Hingerle. Mit 127 Textabb. Preis 30 M, geb. 36 M. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

Der erste Abschnitt über den Eisenbeton im Geschäftshausbau ist von dem Autor der früheren Auflage, Reg.-Baumstr. Neubauer bearbeitet worden. Bis auf neue Tresorbauweisen und neuere baupolizeiliche Vorschriften sind wesentliche Änderungen im Inhalt nicht zu erwarten gewesen, da gerade auf diesem Gebiet wenig Neues zu verzeichnen ist.

Das zweite Kapitel über Markthallen, Schlacht- und Viehhöfe, Kühlhäuser wurde von dem Privatdozenten Dr.-Ing. V. Lewe umgearbeitet; die Kühlhausbauten sind hier jetzt angegliedert.

Das dritte Kapitel von Baurat Thumb über Saal- und Versammlungsbauten ist nur durch die Auswechslung einiger Beispiele geändert worden.

Das vierte Kapitel über Fabriksgebäude und Lagerhäuser, von den Ingenieuren Boerner und Lange bearbeitet, hat eine besonders neuzeitliche Konstruktionsart, die trägerlosen (Pilz-) Decken, etwas stiefmütterlich behandelt. Der Mangel amtlicher Vorschriften soll sich, wie die Verfasser behaupten, als Hindernis für die Einführung der neuen Bauweise erwiesen haben. Neben einigen neueren deutschen Ausführungen hätten hier auch bestehende recht gute ausländische Bauwerke den Inhalt sicherlich bereichert. Bei der Bedeutung der trägerlosen Deckenkonstruktionen für den Fabriks- und insbesonders Lagerhausbau ist zu erwarten, daß die im Handbuch vereinigte Beispielsammlung entsprechend ausgebaut wird.

Das letzte Kapitel dieses Bandes über Eisenbetonschornsteine ist in der neuen Auflage nach dem Ableben des früheren Verfassers Waldau von Dr.-Ing. Hingerle übernommen worden. Der in Ludwigshafen tätige Verfasser hat die Möglichkeit, aus der reichen Praxis der Badischen Anilin- und Sodafabrik entsprechende Unterlagen zu verwerten. Bei einer nächsten Auflage dürfte er wohl eine Neubearbeitung der Berechnungsgrundlagen auf Grund der in Oppau vorgenommenen Messungen und Beobachtungen in Betracht ziehen. Daß der Verfasser den Einsturz eines Schornsteins bei der Oppauer Katastrophe u. a. auf Stöße von Betonblöcken und von eisernen Trägern zurückführt, ist befremdend und unbegründet.

Eine interessante Zusammenstellung der ausgeführten Schornsteine und von Berechnungsvorschriften beschließt das Kapitel. E. P.

Die neue deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Ihr Aufbau und ihr Wirken. Auf Grund der Bestimmungen des Reichsbahngesetzes vom 30. August 1924, der Gesellschaftssatzung, des Reichsbahnpersonalgesetzes und aus der geschäftlichen Praxis heraus. Von Dr. A. Sarter, Geh. Rgs.-Rat, Ministerialrat i. R. V. M., u. Dr. Th. Kittel, Ministerialrat i. R. V. M. Verlag für Politik u. Wirtschaft, Berlin. Preis: Halbleinen M. 8,50.

Das ca. 320 Seiten umfassende Buch ist bereits durch den Herrn Reichsverkehrsminister durch einen Erlaß an sämtliche Spitzenbehörden des Reiches und der Länder wegen der Bedeutung der behandelten Fragen für Staats- und Volkswirtschaft nachdrücklichst empfohlen worden. Die Umgestaltung der Reichsbahn in ein geschäftliches Unternehmen, sowie die Änderung der Rechtsverhältnisse innerhalb des Unternehmens und in seinen Beziehungen nach außen hin werden eingehend behandelt. Gegenstand eines besonderen Teiles bildet die künftige Wirtschaftsführung der Gesellschaft — die kaufmännischen Grundsätze, die Tarif-, Bau- und Betriebspolitik. Die Mitwirkung der genannten Verfasser bei der gesetzlichen und geschäftlichen Umgestaltung des Reichseisenbahnunternehmens bürgt für die autorative Bedeutung des vorliegenden Buches, das zweifellos — besonders für Juristen und Volkswirte — die Bedeutung eines wertvollen Nachschlagewerkes besitzt.

Die Qualitätsarbeit, ein Handbuch für Industrielle, Kaufleute, Gewerbepolitiker. Von Dr. Günther Frhr. v. Pechmann. Verlag Frankfurter Societätsdruckerei G. m. b. H., Abteilung Buchverlag, Frankfurt a. M. 1924. Preis Ganzleinen M. 6,—.

Die Beschränkung, die der Verfasser in dem Titel hinsichtlich des Leserkreises seinem Buche auferlegt, indem er dessen Lektüre im besonderen den Industriellen, Kaufleuten und Gewerbepolitikern zugedacht hat, ist auch im Sinne des Verfassers cum grano salis zu verstehen; denn der Konsument schlechthin ist der „mächtigste Gewerbepolitiker unserer Zeit." Noch ist man heutzutage häufig gezwungen, ihm in seiner Allgemeinheit — der „breiten Masse" — diese Fähigkeiten, wenn nicht sogar die Berechtigung, abzusprechen und daher leicht geneigt, auf eine Konsumentenerziehung im weitesten Maße zu verzichten. Der Satz Theodor Fischers, „es ist eine Unwahrheit, wenn gesagt wird, das Publikum verlange Schund, aber es ist eine Wahrheit, daß es den Schund kauft, wenn er vorhanden ist", heißt — von besonderen Einschränkungen abgesehen — auf gut deutsch, die Masse im allgemeinen ist kritiklos; und diese Erkenntnis ist alt und zugleich die bedauerliche Wahrheit. Und unser schnelllebiges Zeitalter ist nicht dazu angetan, diesen Zustand zu beheben. Die an sich schon schwerfällige Masse kann immer schwerer folgen und will letzten Endes geführt sein. Es würde hier zu weit gehen im Anschluß daran auf den vom Verfasser angeführten Gedanken einer „Manifestation des Kulturwillens" einzugehen. Jedenfalls ist dem Verfasser auf alle Fälle zuzustimmen, wenn er es für eine vornehme sittliche Pflicht hält, nichts unversucht zu lassen, um neue Kräfte zu sammeln, zur Mitarbeit heranzuziehen und alte zu erhalten zum Wohle der Allgemeinheit. Und in diesem Sinne darf dem Verfasser geraten werden, jede auch nur äußerliche Einschränkung fallen zu lassen. Denn das vorliegende Buch in seinem Aufbau ist lesenswert für jeden, der mit reger Anteilnahme die Entwicklung unserer Kultur und unserer Wirtschaft verfolgt. Konsument in irgend einer Form ist jeder, und je nach den ihm eigenen geistigen Bedürfnissen wird er von seinem Standpunkte aus an die Behandlung der in dem Buche aufgeworfenen Fragen zunächst von sich aus unvoreingenommen herantreten. Für den Industriellen und Kaufmann, den der Verfasser im Auge hat, gehört die Kenntnis und das Studium dieses Gebietes immer mehr zum Rüstzeug. Sowohl dem Laien als dem Fachmann wird der Verfasser gerecht. Einmal führt er den Leser in das Gebiet der Qualitätsarbeit ein, gibt eine klare Definition des Begriffes Qualität, leitet über auf das Gebiet des Kunstgewerbes, der gewerblichen Produktion, behandelt im Hinblick auf den Teilbegriff der Qualität, die Form, das Formgefühl bzw. den Formwillen, dem sich die Begründung des Wertes und des Ausdrucks der Qualitätsarbeit bei der Handarbeit

sowohl als bei der Maschinenarbeit anschließt. Über die Behandlung des Begriffs der „formschaffenden Arbeit" gelangt der Verfasser zu dem II. Teil seines Buches: Der Staat und die Qualitätsarbeit. Ausgehend von der volkswirtschaftlichen Bedeutung der Qualitätsarbeit erörtert Verfasser in den folgenden Kapiteln (8—14) die verschiedenen Möglichkeiten der Förderung des Qualitätssinnes von Staats wegen in der Erziehung und Unterrichtsweise an den verschiedenen Schulen. Mit der eingehenden Bearbeitung des gesamten Gebietes werden somit nicht nur wertvolle Anregungen gegeben; das Buch stellt gleichfalls in seiner übersichtlichen und klar verständlichen Form und den umfassenden Inhalt das vom Verfasser beabsichtigte Handbuch dar.

G. E.

DEUTSCHER BETON-VEREIN (E. V.)

Tagesordnung für die 28. Hauptversammlung

am 23. Februar 1925, 9^{30} vormittags, im Gelben Saal des Hotels Der „Kaiserhof", Berlin, am Wilhelmplatz

am 23. Februar 1925, 1^{30} nachmittags, und am 24. u. 25. Februar 1925, 9^{30} vormittags, im Beethovensaal der „Philharmonie", Berlin, Eingang Köthener Straße 32.

A. Innere Angelegenheiten des Vereins. Nur für Mitglieder.

Am Montag, den 23. Februar 1925, 9^{30} vormittags, im Gelben Saal des Hotels „Der Kaiserhof", Berlin.

1. Jahresbericht des Vorstandes.
2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes.
3. Vorlage des Voranschlages für 1925.
4. Antrag auf Genehmigung der Beitragsordnung für 1925 gemäß § 5 der Satzung.
5. Antrag auf Erhöhung der Zahl der Vorstandsmitglieder von 12 auf 15 und Fassung des § 6 Absatz 2 der Satzung wie folgt: „Der Vorstand besteht aus 15 Mitgliedern: dem Vorsitzenden, einem I. Stellvertreter, einem II. Stellvertreter, einem Schriftführer, einem Kassenwart, einem Bücherwart und neun Beisitzern; ihm gehören außerdem die von der Hauptversammlung gewählten Ehrenvorstandsmitglieder an.
6. Neuwahl von 8 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung; durch Tod ist ausgeschieden Herr Dr.-Ing. e. h. Koenen, nach dem Turnus scheiden aus die Herren: Brenzinger, Direktor Ernst Dyckerhoff, Dr.-Ing. e. h. Schlüter, Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Schwenk.
7. Wahl von 3 Rechnungsprüfern (derzeit die Herren Hugo Hüser, Karsch, Schwenzow).
8. Beschlußfassung über Abhaltung einer Wanderversammlung gemäß § 9 der Satzung.
9. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder.

B. u. C. Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art. (Für Mitglieder und Gäste.)

B. Vorträge (mit Lichtbildern).

Am Montag, den 23. Februar 1925, 1^{30} nachmittags, im Beethovensaal der Philharmonie.

1. Spannungsmessungen an Pilzdecken. Heinrich Butzer, i. Fa. Heinrich Butzer, Dortmund.
2. Ausführung von Silobauten unter Verwendung hochwertigen Portlandzementes. Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Hielmann, i. Fa. Wicking'sche Portlandcement- und Wasserkalkwerke, Münster i. W.
3. Fortschritte im Bau von Massiv-Kuppeln. Oberingenieur Dischinger, i. Fa. Dyckerhoff & Widmann, A.-G. Biebrich a. Rh.

Am Dienstag, den 24. Februar 1925, 9^{30} vormittags, im Beethovensaal der Philharmonie.

4. Festigkeits- und betontechnische Fragen bei Bauausführungen auf berg- und hüttenmännischem Gebiet. Dr.-Ing. R. Mautner, Direktor der Wayß & Freytag A.-G., Düsseldorf.
5. Die Bauten für die Kanalisierung des Neckars zwischen Mannheim und Plochingen. Strombaudirektor Konz, Stuttgart
6. a) Ueber die Einwirkung von Ammonsalzlösungen auf Beton. Professor Dr. Mohr, Badische Anilin- und Sodafabrik, A.-G., Ludwigshafen.
   b) Zerstörung von Betonbauten durch chemische Angriffe und konstruktive Abwehrmaßnahmen. Oberingenieur Goebel, Badische Anilin- und Sodafabrik, A.-G., Ludwigshafen.
7. Der Talsperrenbau Muldenberg unter besonderer Berücksichtigung des Mörtelwerkes und der Transportfragen. Dr.-Ing. Arndt, Philipp Holzmann, A.-G., Halle a. S.

Am Mittwoch, den 25. Februar 1925, 9^{30} vormittags, im Beethovensaal der Philharmonie.

8. Der Bau der Schwarzenbachtalsperre. Dr.-Ing. Enzweiler, Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin.

C. Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art.

1. Mitteilungen über einen infolge unrichtiger Ausschalung einer Betonbogenbrücke veranlaßten Unfall. Berichterstatter: Geheimer Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Max Möller, Braunschweig.
2. Die wesentlichsten Aenderungen der vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton bearbeiteten neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen. Berichterstatter: Professor B. Löser, Dresden.
3. Der Betonstraßenbau im In- und Ausland:
   a) Deutschland und andere europäische Länder. Berichterstatter: Dr.-Ing. W. Petry, geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, Obercassel, Siegkreis.
   b) Vereinigte Staaten von Nordamerika. Berichterstatter: Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.
4. Besprechung etwa gestellter Fragen.

Am Schluß der Versammlung ist Gelegenheit geboten, Fragen aus dem Teilnehmerkreis zu beantworten. Schriftlich gestellte Fragen sind in einem dazu bereitgestellten Kasten niederzulegen.

Obercassel, Siegkreis, den 20. Januar 1925.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.)
Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser, Vorsitzender.

FÖRDERTECHNISCHE TAGUNG.

Der Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a, veranstaltet im Zusammenhang mit der Sonder-Ausstellung „Förderwesen" im Rahmen der Leipziger Technischen Messe vom 5. bis 7. März d. J. eine

Fördertechnische Tagung

unter dem Vorsitz des Herrn Prof. Dr.-Ing. eh. Aumund, Berlin.

Der Tagungsplan enthält folgende Veranstaltungen:

I. Wissenschaftlicher Teil.

Donnerstag, den 5. März 1925:

Vorm. $10^{3}/_{4}$ Uhr: Eröffnung durch den Vorsitzenden.
Vorm. 11 Uhr: „Wirtschaftliche Flurförderung im Fabrikbetriebe", Obering. Hellmich, Berlin.
Mittags 12 Uhr: „Betriebswissenschaftliche Grundlagen für die Einführung der Fließarbeit (Bandmontage usw.)", Dr.-Ing. K. H. Schmidt, Darmstadt.
Nachm. 2 Uhr: Gemeinsame Besichtigung der Sonder-Ausstellung Förderwesen.

Freitag, den 6. März 1925.

Vormittag: Frei für Besichtigung der Technischen Messe.
Nachm. $2^{1}/_{2}$ Uhr: „Kohlenlagern und -transport im Kesselhause", Geh. Reg. Rat Prof. Klein, Hannover.
Nachm. $3^{1}/_{2}$ Uhr: „Fördermittel im Bauwesen", Prof. Dr. ing. Woernle, Danzig.
Nach jedem Vortrag Aussprache.

Sämtliche Vorträge finden im Vortragssaal der „Deutschen Bücherei" schräg gegenüber der Werkzeugmaschinenhalle 9, statt.

Sonnabend, den 7. März 1925:

Vorm. $9^{1}/_{2}$ Uhr: Besichtigung des Werkes der Firma Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Treffpunkt am Werkseingang. (Die Firma bittet, daß Herren aus Konkurrenzfirmen der Besichtigung fern bleiben.)
Nachm. 2 Uhr: Besichtigung des Werkes der Allgemeinen Transportanlagen-Gesellschaft, Leipzig-Großzschocher. Treffpunkt in Leipzig zur Abholung durch Kraftwagen.

II. Gesellige Veranstaltungen.

Donnerstag, den 5. März 1925:

Nachm. $1^{1}/_{2}$ Uhr: Gemeinsames Mittagessen zusammen mit den Teilnehmern an dem „Studententag" auf dem Ausstellungsgelände. Begrüßung durch einen Vertreter der Stadt Leipzig.
Abends 8 Uhr: Treffpunkt in einem Bierrestaurant, welches mit der Teilnehmerkarte bekanntgegeben wird.

Zur Teilnahme an den Veranstaltungen berechtigt eine von dem Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung gegen Voreinsendung des Betrages von 10 GMk. zu beziehende Teilnehmerkarte. In dieser Summe ist der Preis für eine Dauereintrittskarte zur Technischen Messe enthalten.

R.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.