



XII. JAHRGANG 1915.

NO 19.

Straßenbrücke über die Saale bei Dürrenberg.

Von Ober-Ingenieur Hanf des Zementbaugeschäfts Rud. Wolle in Leipzig.

(Schluß.)



Bruchversuche, die beim Bau der Camsdorfer Brücke in Jena gemacht worden sind, ergaben für unbewehrte Gelenksteine bei einem Alter von 45 Tagen und einem Mischungsverhältnis 1:2:2½ eine 5- bis 6-fache Bruch-sicherheit. Aehnliche Ergebnisse zeigten auch die Versuche bei der Zeppelin-Brücke in Leipzig.

Die Ergebnisse dieser Versuche werden in der umstehenden Tabelle mitgeteilt.

Es ist zuzugeben, daß bei der Wahl von Wälz-gelenken infolge der breiten Berührungsfläche eine Gelenkwirkung in dem Sinne, wie dies bei Stahlgelenken der Fall ist, nicht eintritt. Die Erfahrung bei vielen anderen Bauwerken hat aber andererseits gezeigt, daß die ungünstige Wirkung äußerer Einflüsse, wie Ausrüstung und Preßbarkeit des Baugrundes, Temperatur usw. auch bei weniger vollkommenen Gelenken, soweit ausgeschaltet werden kann, daß Schädigungen für das Bauwerk ausgeschlossen sind. Kommt der Umstand hinzu, daß nicht allzu hohe Grundpreise für Beton-Material die Grenzen für den Verbrauch an

Gewölbemasse etwas weiter ziehen lassen, so ist die Wahl von Massivgelenken aus Beton, bewehrt oder unbewehrt, je nach den zu erwartenden Beanspruchungen, als dem den Kräftwirkungen anpassungs-fähigsten Baustoff vorzuziehen.

Die Herstellung der Gelenke erfolgte nun, abweichend von dem sonst üblichen Verfahren, Quader zu versetzen, derart, daß auf der festgefügtten Gewölbeschalung die Form der konkaven Gelenkhälfte in durchaus sicherer Weise gestellt wurde. Hierauf wurde die Eisenbewehrung eingebracht und hieran anschließend die Ausbetonierung bewirkt, wobei der Beton sehr plastisch gehalten wurde. (Abb. 4, S. 148 zeigt die zur Betonierung fertige Bewehrung am Kämpfer-Gelenk). Nach eingetretener Erhärtung wurde die Holzform entfernt und darauf in der Mitte des Steines ein Bleistreifen verlegt. Durch kräftiges Bearbeiten mittels Hartholzschlägel wurde ein gutes Anliegen dieses Streifens an den Beton erzielt, außerdem aber waren noch besondere Vorsichtsmaßregeln getroffen, um der Gefahr des Abgleitens der Bleiplatte zu begegnen. (Abb. 5, S. 148 zeigt das Scheitel-Gelenk; die eine Seite fertig mit eingelegtem Bleistreifen, für die andere Seite die Bewehrung aufgestellt). Anschließend

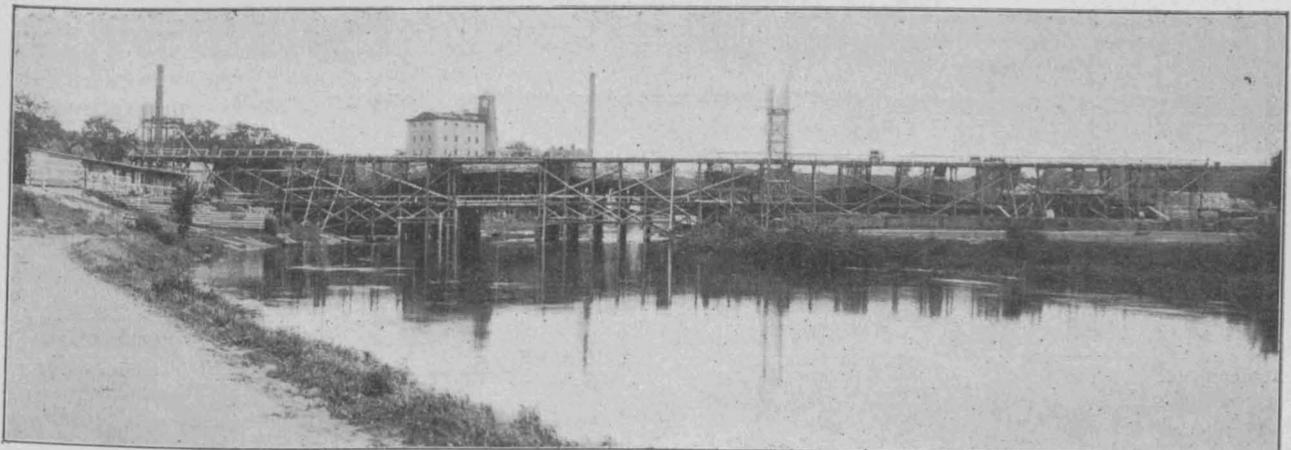


Abbildung 10. Blick auf die Baustelle mit Lehr- und Transport-Gerüsten.

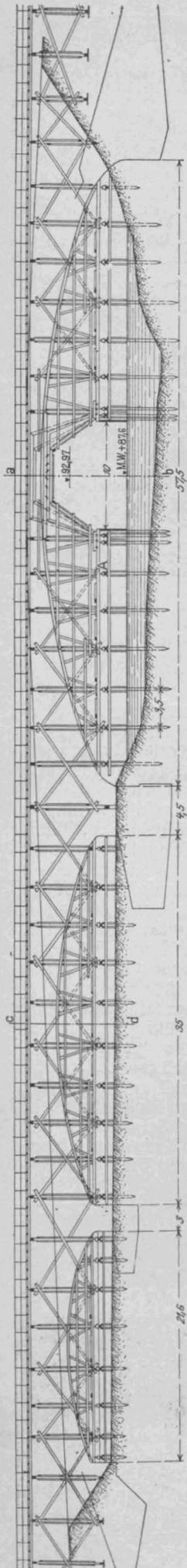
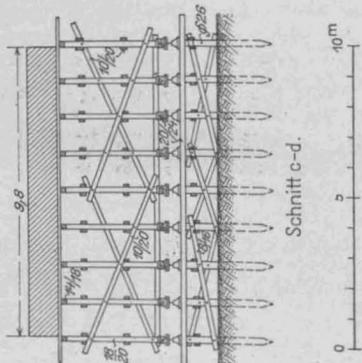
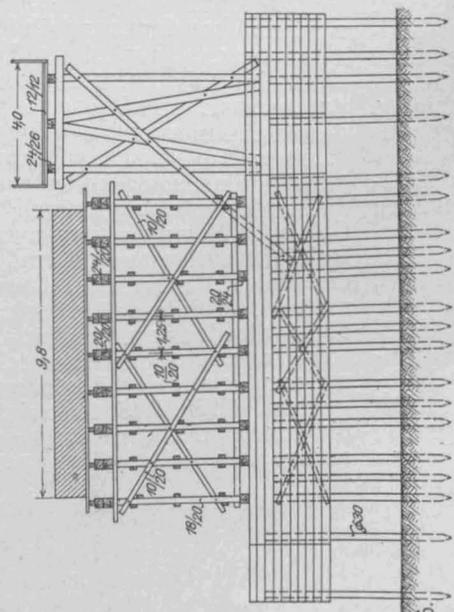


Abbildung 9a. Gesamtansicht der Brücke mit den Lehrgerüsten und dem Transportgerüst.



Schnitt c-d.



Schnitt a-b.

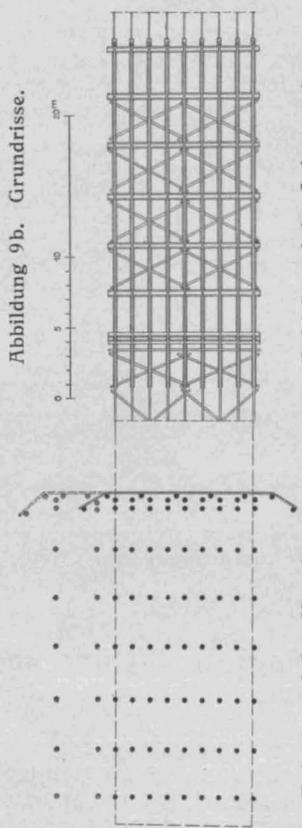


Abbildung 9b. Grundrisse.

Abbildung 9a-e. Lehr- und Transport-Gerüste der Saalebrücke bei Dürrenberg.

Aufsicht auf das Lehrgerüst.

Aufsicht auf den Unterbau.

Abbildung 9c und d. Querschnitte durch die Rüstung des Haupt- und 1. Flut-Gewölbes.

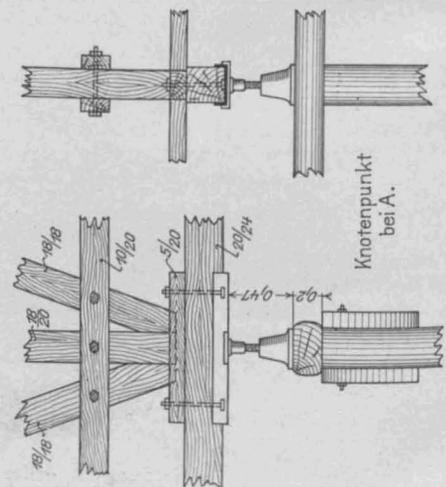


Abbildung 9e. Einzelheiten des Lehrgerüstes.

Camsdorfer Brücke zu Jena.

Gelenkart	Abmess. cm	Alter des Probekörp.	Bauwerks-Belast. t	Bruch-Belast. t	Bemerkungen.
Scheitelgelenkpaare.	75-73-88.	45 Tage.	107	592	Bleieinlage geprüft.
Kämpfergelenkpaare.	85-87-89.	45 Tage.	146	896 792 900	Breite 20 cm, Stärke 5 mm. unbewehrt

Zeppelin-Brücke in Leipzig.

Scheitelgelenkpaare.	51-51-95	53 Tage.	130	720	ohne Bleiplatte, bewehrt.
Scheitelgelenkpaare.	51-51-95	53 Tage.	130	760	mit Bleiplatte, bewehrt.
Scheitelgelenkpaare.	61-60-95	45 Tage.	155	800	mit Bleiplatte, bewehrt.

an diesen Bleistreifen wurde der zwischen Hohlstein und konvexem Stein erforderliche Zwischenraum genau nach berechneten Halbmessern mittels eines Gipsnegatives ausgeglichen. Nachdem die weitere Schalung für die Anlagelfläche des Gelenkkörpers an das Gewölbe selbst hergestellt war, wurde auch der konvexe Stein in der gleichen Weise, wie vorher beschrieben, hergestellt.

Der Blei-Einlage fiel zunächst die Aufgabe zu, die Betonflächen des konkaven Steines von dem konvexen Gelenkstein zu trennen und gleichzeitig eine Ausgleichsschicht zwischen den nicht zu vermeidenden Unebenheiten der Berührungsflächen zu bilden. Die Uebertragungsfläche wird durch die Einlage auf eine bestimmte Breite festgelegt, und somit der bei der Ausrüstung sich ergebenden Drucklinie eine enge Grenze gezogen. Die Blei-Einlage bestand aus Walzblei ohne Antimonzusatz und besaß bei den Hauptbogen eine Stärke von 5 mm bei 220 mm Breite, bei dem Bogen II $\frac{3}{150}$ und bei Bogen III $\frac{3}{100}$. Um die unmittelbare schädliche Einwirkung des Zementwassers auf die Blei-Einlage auszuschalten, wurden die Bleistreifen in gut dichtendes Oelpapier verpackt.

Versuche mit der Blei-Einlage bei Gelenkstein-Prüfungen ergaben bei 95 t Belastung ein seitliches Ausweichen um $\frac{1}{100}$ cm = $\frac{1}{10}$ mm. Die Beanspruchung des Bleies betrug hierbei rd. 54 kg/qcm. Mit steigender Last vergrößerte sich das Fließen, bei 200 kg/qcm auf $\frac{3}{100}$ cm = $\frac{3}{10}$ mm, bei 350 kg/qcm auf $\frac{10}{100}$ cm = 1 mm, sodas bei einem Druck von 520 kg/qcm das Fließen der Blei-Einlage an 6 Meßstellen im Mittel $\frac{14}{100}$ cm betrug. Bei dem gelegentlich der Ausrüstung zu erwartenden Horizontal Schub von $H_g = 323$ t, der eine Pressung von $\frac{323}{22} = 147$ kg/qcm hervorrief, war demnach bereits ein geringes Ausweichen

Als Nutzlast wurde das Gewicht einer Dampfwalze von 23 t Gewicht in Ansatz gebracht, die übrigen Flächen waren mit Menschengedränge von 450 kg/qm besetzt gedacht. Die hieraus folgenden ungünstigen Momente wurden rechnerisch festgelegt. Die Gewölbestärken betragen:

Gewölbestärken im	Scheitel cm	Kämpfer cm	In $\frac{1}{4}$ l cm
für den großen Bogen von 50 m Spann.	105	120	145
für den Bogen von 34 m Spann.	65	75	95
für den Bogen von 26 m Spann.	50	60	65

Das rechte Endwiderlager ist auf fest gelagerten Kies gegründet. Die Beanspruchungen des Baugrundes erreichen eine Größe von 5,09 kg/qcm an der Innenseite, von 3,55 kg an der Außenseite (ohne Auftrieb), von 3,6 kg an der Innenseite und 3,28 kg an der Außenseite (mit Auftrieb). Gegen Gleiten ist genügend Sicherheit vorhanden, auch ohne Auswertung des Erddruckes an der Rückseite.

Bei dem Mittelpfeiler am linken Saale-Ufer wurde infolge einseitigen Schubes aus dem großen Bogen eine 6,8 ausladende Fundamentverbreiterung notwendig (vergl. Abb. 2 in No. 18). Zur Aufnahme der aus dem Bodendruck von 4,5 kg/qcm sich ergebenden Zugbeanspruchung wurde an der Unterseite des Pfeilers eine kräftige Bewehrung mittels Eisenbahnschienen vorgesehen, während der an der Gegenseite liegende Beton zur Aufnahme der Druckspannungen in einer besseren Mischung 1:8 ausgeführt wurde. Eine rechnermäßige Bewehrung der Pfeilerschäfte war nicht erforderlich. Es wurde jedoch auch hier an der Zugseite eine Rundeisen-Bewehrung eingebaut. Die gleichen Maßnahmen wurden auch bei dem Landpfeiler zunächst den beiden Flutbogen beobachtet. Die dort auftretende Bodenpressung erreicht einen Größtwert von 3,6 kg/qcm.

Das Lehrgerüst des großen Bogens ist in Abb. 9 a—e, S. 146, einschl. des Transportgerüsts dargestellt, das auch das Bild Abb. 10, S. 145 zeigt. Das Lehrgerüst des großen Bogens ruhte auf 18 Stück Pfahlreihen. In der Mitte mußte bedingungsgemäß eine Schiffsfahrtsöffnung von 10 m frei gehalten werden. Das Gerüst ist als Bindergerüst, bestehend aus 11 Lehrbögen, durchgeführt. Die Beanspruchung der Hölzer senkrecht zur Faser betrug bis zu 15 kg/qcm. An Stellen, wo Streben auf Langholz zu stehen kamen, sind besondere Hartholz-Zwischenlagen eingefügt. (Vgl. Abbildung 9 e). Die auf Biegung beanspruchten Bohlen der Schalung, sowie die Kranzhölzer wurden bis zu 84 kg/qcm Zugbeanspruchung herangezogen. Die Schiffsfahrtsöffnung wurde mittels eines Sprengwerkes überspannt. Die Auflast eines Kubikmeters Beton einschließlich der dynamischen Wirkung durch

Stampfen wurde zu 3040 kg/cbm in Ansatz gebracht. Die Ausrüstungsvorrichtungen bestanden bei dem großen Bogen aus Schraubenspindeln, bei den Flutbogen aus Sandsäcken mit Keilauflagern.

Der Holzverbrauch ergab sich folgendermaßen:

Oberbau eines großen Bogens, bezogen auf 1 cbm Gewölbebeton	= 0,243 cbm	} 0,510
Unterbau	= 0,167 "	
mittlerer Bogen } Oberbau	= 0,28 "	} 0,45
} Unterbau	= 0,17 "	
kleinster Bogen } Oberbau	= 0,25 "	} 0,50
} Unterbau	= 0,25 "	

An Arbeitslohn für die Lehrgerüste ergab sich für Abbinden, Aufstellen, Abbrechen, Rammen der Pfähle und Entfernen derselben, bezogen auf 1 cbm

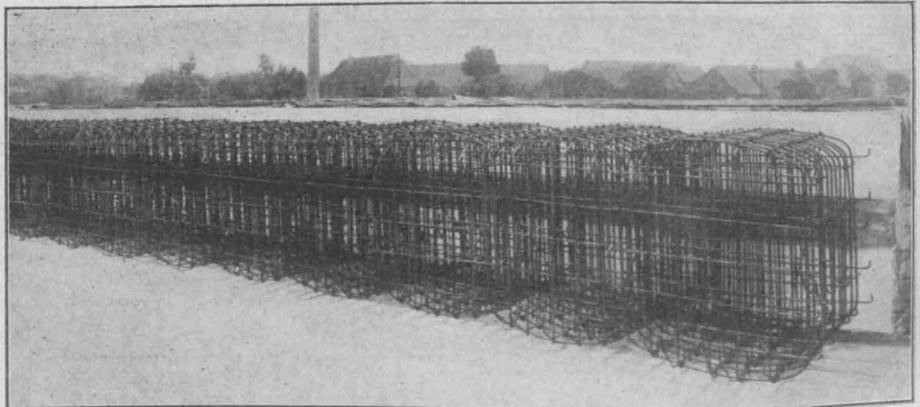


Abbildung 5. Aufgestellte Bewehrung des einen Scheitel-Gelenk-Körpers, dahinter andere Seite fertig betoniert mit Blei-Gelenkstreifen.

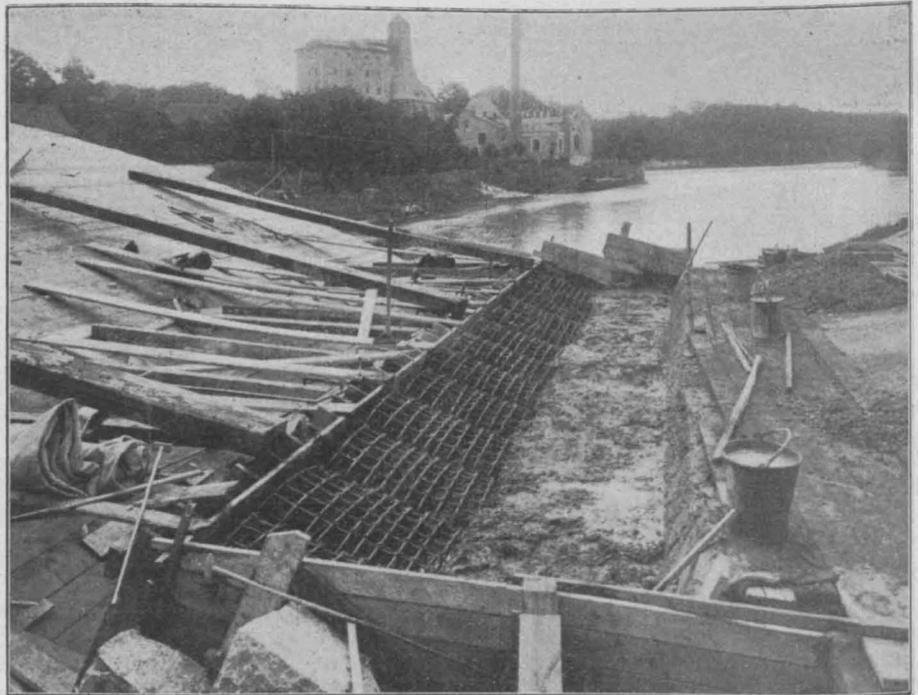


Abbildung 4. Eingebaute Bewehrung der Gelenkkörper am Kämpfer. Großer Bogen.

Holz, der Betrag von 21,7 M. Die seitliche Transportrüstung erforderte einen Holzbedarf, bezogen auf 1 cbm Gewölbe-Mauerwerk, von 0,16 cbm Holz und an Arbeitslöhnen für Abbinden, Aufstellen, Abbrechen für 1 cbm Holz von 11 M. Der gesamte Holzbedarf für Lehrgerüst und Transport-Brücke, bezogen auf die Einheit Grundfläche \times Spannweite, ergibt sich i. M. zu 0,013 cbm Holz auf 1 cbm Grundfl. \times Spw.

Das Lehrgerüst des großen Bogens wurde um 15 cm überhöht. Hierfür waren die nachfolgend aufgeführten Erwägungen maßgebend, deren annähernde rechnerische Ermittlungen auch später nahezu mit der Wirklichkeit zusammen stimmten: Zunächst

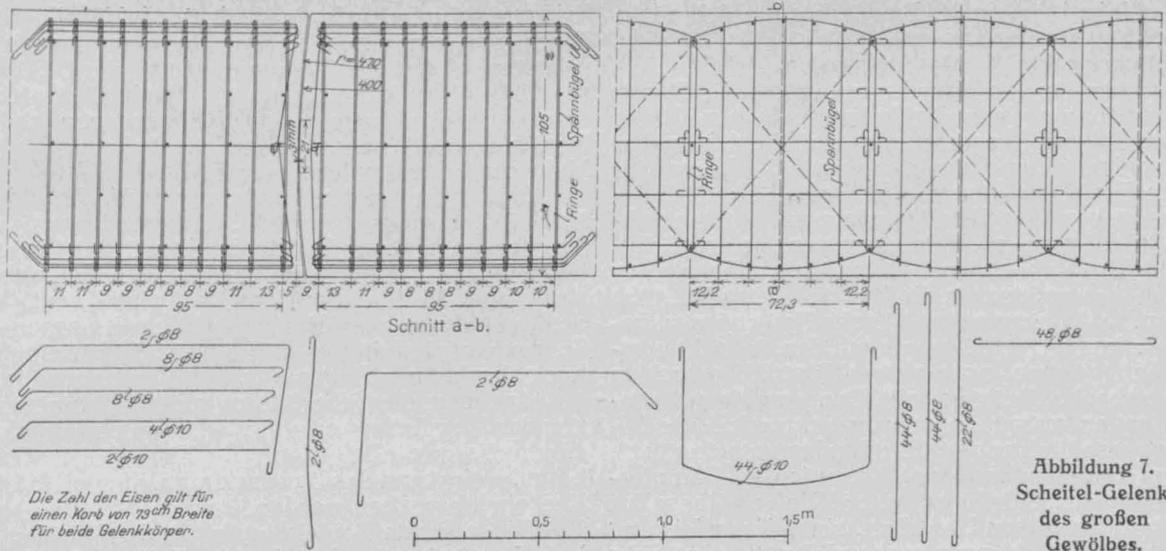
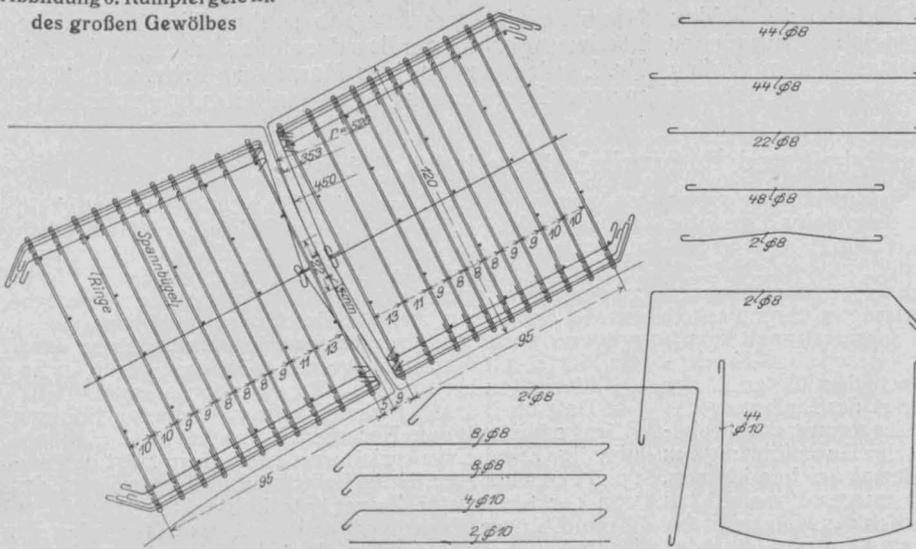


Abbildung 6. Kämpfergelenk des großen Gewölbes



die Senkungen des Lehrgerüsts aus den Pressungen der Hölzer an den Stoßstellen und der sonstigen elastischen Formänderung unter der Gewölbelast einschl. des Ueberbetons; ferner die Preßbarkeit des Baugrundes bei erstmaliger voller Inanspruchnahme desselben; dann die Nachgiebigkeit der Blei-Einlagen; weiterhin der Einfluß aus dem elastischen Verhalten des Gewölbes und der Zusammenziehung infolge Austrocknens des Betons, den sogenannten Schwind-Erscheinungen.

Für die architektonische Ausgestaltung gaben die Bedingungen der Ausschrei-

bung die Richtlinien dahin gehend, „daß mit Rücksicht auf die zur Verfügung stehenden Mittel möglichste Einfachheit zu erstreben sei“, während andererseits eine Verblendung mit Naturstein ausdrücklich gewünscht wurde. Ein zweckentsprechendes, sehr gutes, und was den Hauptvorteil bildete, billiges Verblendmaterial wurde in den an einem Nebenfluß der Saale, der Unstrut, gelegenen Muschelkalk-Steinbrüchen bei Freyburg gefunden. Die dort anstehenden Bänke liefern einen schönen, gelblich getönten Muschelkalkstein, der ein ausgezeichnetes Schichtmauerwerk hergibt. Die Wetterbeständigkeit dieses Materiales ist an verschiedenen mehrhundertjährigen Kirchenbauten der dortigen Gegend erwiesen. Die gesamten Ansichtsflächen wurden mit diesem Material, das auf dem Wasserweg herbei geschafft wurde, verblendet. Bei den Betongewölben wurde in der Ansicht allerdings die Form des Dreigelenkbogens nicht zum Ausdruck gebracht, die Bogen sind vielmehr vom Scheitel bis zum Kämpfer wachsend ausgeführt. In den Gewölbe-Leibungen ist der Beton sichtbar geblieben und nach der Ausschalung mit Zementmilch abgeschlemmt worden. Der Hauptpfeiler ist stromauf scharf hervor gezogen, während er stromab ausgerundet ist. Auf irgend welches sonstige schmückende Beiwerk ist vollständig verzichtet, sodaß nur die Abmessungen

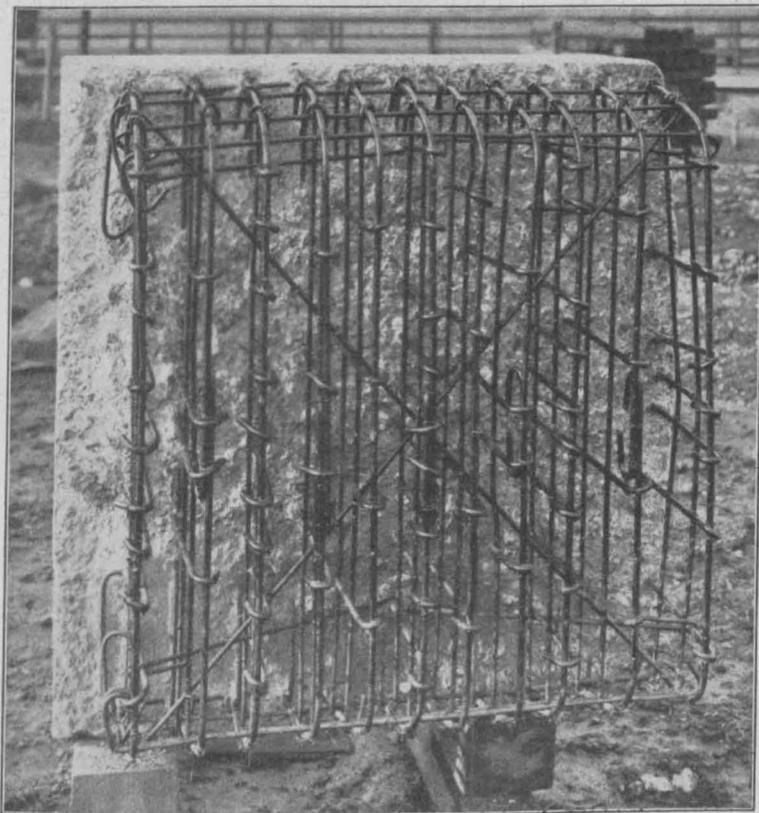


Abbildung 8. Freigelegte Bewehrung eines Scheitelgelenk-Stückes.

und die Linienführung des Bauwerkes für sich allein zur Wirkung kommen.

Auf der rechten Saalseite stromauf ist ein Brückenhäuschen für den Einnehmer hergestellt. Durch eine Treppenanlage wird der Verkehr zwischen Brücke und zukünftiger Uferpromenade ermöglicht. Von den hierfür aufgestellten Entwürfen wurde der Vorschlag des Hrn. Arch. Reg.-Bmstr. a. D. Paul Mebes, Charlottenburg, gewählt. Das Häuschen enthält eine vollständige Wohnung mit Nebengelassen für den Brückengeld-Einnehmer. Ein Bild des fertigen Bauwerkes zeigt Abbildung 3, sowie die Bildbeilage zu No. 18.

Zur Ausführung selbst ist noch Folgendes zu bemerken: Im April 1913 wurde mit den Schachtungsarbeiten begonnen. In programmäßiger Weise wurden die Unterbauten fertig gestellt. Den jeweiligen Beanspruchungen entsprechend wurden hierbei die Mischungsverhältnisse gewählt: Fundamentbeton 1:12, bis zum Kämpfer ansteigend bis zu 1:6, die Kämpferstücke selbst 1:5, die Gewölbe 1:6. Die Gewölbe selbst wurden in einzelnen Lamellen, einer Tagesleistung von etwa 80—90 cbm entsprechend, hergestellt. Sehr fördernd war hierbei die Preßluftstumpfung. Nach Fertigstellung der Unterbauten bildeten die beiden kleinen Bogen die nächste Arbeitsleistung, in welcher Zeit die Aufstellung des Lehrgerüsts für den großen Bogen erfolgte. Durch den inzwischen eingetretenen

Kriegsausbruch wurde eine bedeutende Verzögerung durch mangelnde Zufuhr von Materialien hervorgerufen, sodaß erst am 7. September 1914 der Gewölbeschluß erfolgen konnte. Am 19. Oktober konnte sodann der große Bogen ausgerüstet werden, nachdem bereits einige Wochen vorher die Lehrgerüste der kleineren Bogen entfernt waren.

Die Ergebnisse der Ausrüstung sind in Abbildung 12, S. 147, zusammen gestellt. Es geht daraus deutlich hervor, z. B. an den Meßpunkten 1, 3, 6 (Scheitel aller Bögen), wie empfindlich derartige Gelenkkonstruktionen in Bezug auf das Kräftespiel sind. Jede Senkung des großen Bogens bei dem Ablassen der Schraubenspindeln löst in prompter Weise eine Hebung der kleinen Bogen aus.

Nachdem die Ueberfüllung mittels Beton bereits vor der Ausrüstung erfolgt war, konnte nunmehr in rascher Folge die Befestigung der Fahr- und der Gangbahn bewirkt und das Bauwerk am 5. Januar 1915 dem Verkehr übergeben werden.

Die gesamte Bauleitung lag in den Händen des Hrn. Landesbmr. Grulich in Weißenfels, dessen Stellvertretung nach Kriegsbeginn Hr. Landesbmr. Niemack in Merseburg übernahm. Eine besondere Förderung erfuhr der Bau durch das Interesse, das der Hr. Landrat des Kreises Merseburg Frhr. von Wilmski der ganzen Angelegenheit entgegenbrachte.

Würfelfestigkeit und Bauwerksfestigkeit des Betons.

Die Druckfestigkeit des Betons ist, abgesehen von Art und Güte des verwendeten Zementes und der Zuschläge sowie dem Mischungsverhältnis, bekanntlich unter Anderem abhängig vom Wasserzusatz, von der Aufbereitung der Mischung, der aufgewendeten Stampfarbeit und vom Alter. Wir ermitteln die Betonfestigkeit durch Zerdrücken von Betonwürfeln und wissen, daß für denselben Beton die Ergebnisse je nach dem Material, der Form, der Größe des Würfels, der Art der Einlegung des Betons in die Form, der Art der Lagerung der Probekörper bis zur Prüfung, schließlich der Durchführung des Versuches selbst, recht von einander abweichen können.

Um daher vergleichbare Werte zu gewinnen, ist bei uns das Prüfungsverfahren hinsichtlich des Materials der Form (Eisen), ihrer Größe (30 cm Kantenlänge des Würfels), hinsichtlich der Art der Lagerung (unter feuchtem Sand) und der Prüfungsmaschine (Martens-Presse) geregelt. Um der Bauwerksfestigkeit des Betons möglichst nahe zu kommen, ist hier die Betonmasse für die Probekörper den Mischungen am Bau zu entnehmen und mit möglichst der Stampfarbeit im Bau gleichkommendem Arbeitsaufwand in die Form einzulegen.

Wie weit man auf diese Weise in den Würfelproben wirklich der Bauwerksfestigkeit nahe kommt, war durch Versuche bisher nicht ausreichend geklärt. Die Anschauung ging aber wohl allgemein dahin, daß man im Bauwerk nicht die volle Würfelfestigkeit erreichen könne, mit Rücksicht auf die geringere Sorgfalt der Ausführung, die Nachgiebigkeit der Schalung und der Unterlage, die geringere Wirkung der Stampfarbeit in den größeren Betonmassen des Bauwerkes. Ueber die Höhe des Unterschiedes gingen die Meinungen ziemlich auseinander, man schätzte sie auf 10—20% und zum Teil erheblich mehr.

Es lag der Gedanke nahe, einen unmittelbaren Vergleich zwischen Würfel- und Bauwerksfestigkeit zu gewinnen, indem man nachträglich aus dem fertigen Bauwerke Würfel herauslöste und diese zerdrückte. Das ist natürlich ohne Schädigung des Bauwerkes nur ausnahmsweise möglich und ist außerdem eine schwierige Arbeit. Man darf ferner annehmen, daß die Herauslösung von Betonblöcken aus einem Bauwerk und ihre Verarbeitung zu Würfeln nicht ohne Einfluß auf ihre Festigkeit bleiben kann, daß man also auf diesem Wege zu niedrige Festigkeiten erhält. Von Bach hat gelegentlich anderer Untersuchungen festgestellt, daß schon das Abhobeln von Würfeln, um vollständig ebene Druckflächen zu gewinnen, mit einem Festigkeitsverlust verknüpft ist, und man gleich daher nur noch die Würfel Druckflächen mit einer Mörtelschicht aus. Um wieviel höher muß man danach den Einfluß gewaltsamen Herausmeißelns von Probekörpern einschätzen? Nach Versuchen, die Reg.-Bmstr. Magens in Hamburg angestellt hat¹⁾, zeigten Würfel, die durch Abstemmen mit dem Meißel, allseitiges Umstemmen oder schließlich durch Abkeilen aus größeren Bauteilen ge-

wonnen wurden, i. M. nur 46,36,5 und 26% der Festigkeit, die an in der Form hergestellten Würfeln mit demselben Beton erzielt worden sind, Zahlen, die allerdings sehr niedrig erscheinen. Man darf also, um zuverlässige Werte zu gewinnen, keinesfalls die Würfel als solche gleich herausstemmen, sondern darf höchstens auf diese Weise größere Blöcke aus dem Bauwerk lösen, aus denen dann die Würfel mit der Steinsäge mit möglichst geringen Erschütterungen herausgeschnitten werden müssen.

Daß übrigens bei einem sehr guten Beton höheren Alters selbst mit dem Herausmeißeln unt. Umst. nicht ungünstige Ergebnisse erzielt werden können, zeigt das Beispiel eines bis zum Bruch belasteten Probegewölbes, das von der Stuttgarter Zementfabrik Blaubeuren, s. Zt. in ihrem Ehinger Werk hergestellt und geprüft worden ist. Nach dem Bericht des Hrn. Dir. Hoch über diese Untersuchungen²⁾ wurde der 20 m weit gespannte Bogen mit 1,54 m Pfeil i. J. 1896 in Ehingen errichtet. Das Gewölbe war ein Dreigelenkbogen, im Scheitel 12, am Kämpfer 22 und in der Bruchfuge 32 cm stark. Das Gewölbe war mit kleinen I-Eisen bewehrt und sein Beton zeigte ein Mischungsverhältnis von 1 Portland-Zement zu 7,5 Teilen gebrochenem Jura-Kalkstein, der etwa 30% Grieß besaß, sodaß Sandzusatz nicht erforderlich war. Der Beton war in der Kugel-Mischtrommel innig gemischt mit 5% Wasserzusatz und solange gestampft, bis er völlig plastisch war. Das Gewölbe wurde 4 Wochen nach Fertigstellung belastet und blieb eine ganze Reihe von Jahren unter Last. Erst i. J. 1903 wurde es zum Bruch gebracht. Gleichzeitig mit der Herstellung des Gewölbes wurden in Eisenformen Würfel eingestampft (über ihre Größe ist im Bericht nichts gesagt), die nach 2 Jahren 501 kg/qcm Festigkeit aufwiesen. Nach Einsturz des Gewölbes aus diesem herausgemeißelte Würfel ergaben in der Material-Prüfungsanstalt Stuttgart i. M. 468,6 kg/qcm, in Ehingen selbst i. M. 462,4 kg/qcm, also i. M. beider Versuchsreihen 464,7 kg/qcm. Die Würfelfestigkeit der in der Form hergestellten Würfel war also nur etwa 10% höher als die Bauwerksfestigkeit. Allerdings war der Beton beim Bruch der Brücke mehrere Jahre älter als beim Zerdrücken der ursprünglichen Würfelproben und wahrscheinlich waren die herausgestemmen Würfel kleiner (zeigten also dementsprechend höhere Festigkeit). Andererseits ist die Beeinträchtigung der Festigkeit beim Herausstemmen der Würfel und vor allem der Umstand zu berücksichtigen, daß die 2. Proben aus Bauteilen entnommen waren, die vorher schon sehr hohe Beanspruchungen auszuhalten hatten. Denn die höchste Druckbeanspruchung im Gewölbe kurz vor dem Zusammenbruch war rechnerisch auf 403 kg/qcm ermittelt.

Eine günstige Gelegenheit zu Vergleichsversuchen ergab sich ferner beim Abbruch der Düsseldorfer Ausstellungs-Brücke vom Jahre 1902, die beseitigt werden

¹⁾ Bericht über die XIII. Hauptversammlung des „Deutschen Betonvereins“ 1910.

²⁾ vergl. VII. Hauptversammlung 1904.

mußte und daher im Jahre 1908 bis zum Bruch belastet werden sollte. Das gelang bei der hohen Festigkeit des Betons nicht, sodaß sie schließlich durch Sprengung beseitigt werden mußte.¹⁾ Das Bauwerk war ebenfalls ein Dreigelenkbogen von 28,02 m Spw. zwischen den aus Granitquadern hergestellten Wälz Gelenken mit dem sehr kühnen Pfeilverhältnis 1:14,6. Die Stärke im Scheitel war 0,65, am Kämpfer 0,70, an der Bruchfuge 0,85 m. Der Beton war im Verhältnis von 1 Portland-Zement zu 4 Kiessand (60% Sand, 40% Kies) zu 4 Steinschlag (bis zu 70 mm Korngröße) maschinell gemischt und erdfeucht eingestampft. An 30 cm-Würfeln war im Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde nach 28 Tagen i. M. eine Festigkeit von 254 kg/qcm, nach 1/2 J. von 278 kg/qcm festgestellt. Aus der zerstörten Brücke wurden aus dem Gewölbe 2 Betonblöcke von etwa 50 · 100 · 100 cm Größe herausgemeißelt und hieraus mit der Steinsäge Würfel von ungefähr 30 cm Kantenlänge geschnitten und im Jahre 1909 in der Darmstädter Versuchsanstalt zerdrückt. Der Beton dieser letzteren Würfel hatte also ein Alter von 7 Jahren. Die Festigkeit dieser Würfel aus dem einen Block war i. M. 220 kg/qcm., aus dem anderen 352 kg/qcm. Sie war also im 2. Fall, entsprechend dem höheren Alter der Körper, um 38,6% höher, im 1. dagegen um 13,3% niedriger als die Würfel festigkeit nach 28 Tagen.

Diese geringe Festigkeit erklärt das Prüfungsamt einerseits damit, daß die Würfel dieses Blockes aus besonderen Gründen in halbdurchfeuchtem Zustande geprüft werden mußten, der bekanntermaßen auf das Prüfungs-Ergebnis ungünstig einwirkt, und daß andererseits sich in dem Blocke an den Schichtnähten stellenweise unter den großen Schotterstücken nicht ganz mit Mörtel ausgefüllte Räume befanden, welche die Druckfestigkeit beeinträchtigten. In dem 2. Block wurden die Schnitte so gelegt, daß solche schwachen Stellen nicht in die Würfel fielen. Die Untersuchung der Druckfestigkeit der Düsseldorfer Brücken bietet einen Teil des Berichtes über Versuche, welche die Darmstädter Anstalt im Auftrage des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ durchgeführt hat, zum Vergleich der Würfel festigkeit des Beton zu der im Bauwerke erzielten Festigkeit. Der Bericht ist als Heft 36 der Veröffentlichungen genannten Ausschusses kürzlich erschienen.²⁾

Die Versuche gliedern sich in 2 Abteilungen, die als Laboratoriums-Versuche und als Baustellen-Versuche bezeichnet werden. Bei den ersteren wurden Betonblöcke zwischen kräftigen Holzschalungen in der Versuchs-Anstalt von Leuten dieser Anstalt mit besonderer Sorgfalt hergestellt und von demselben Beton Kontrollwürfel in der Form, bei den 2 Versuchen wurden die Betonblöcke gelegentlich der Ausführung von Betonierungsarbeiten auf der Baustelle gleich von den Bauarbeitern mit hergestellt und ebenso die Kontroll-Würfel. Die Arbeiter sollten dabei nicht wissen, um welchen Zweck es sich handele, damit sie die Blöcke nicht sorgfältiger herstellen sollten, als das übrige Bauwerk. Durch Dachpappen-Zwischenlagen wurde dafür gesorgt, daß sich diese Blöcke leicht vom Bauwerk abtrennen ließen. Die Blöcke wurden in beiden Fällen mit der Steinsäge in Würfel von 30 cm Kantenlänge zerlegt. Sie waren dabei so groß gehalten, daß von den an die Schalungen anstoßenden Flächen noch etwa 10 cm fortgeschnitten werden konnten, so daß die Würfel also auch hier vom Sägeschnitt begrenzt waren.

Bei den Laboratoriums-Versuchen wurden 4 Blöcke im Mischungsverhältnis 1:3:6, 1:4:8 (2 Klötze), 1:5:10, aus Portland-Zement, Rheinsand bis 7 mm Korngröße und Rheinkies bis 40 mm Korngröße hergestellt, und zwar jeder Block in 3 verschiedenen Absätzen von 30, 62, 94 cm Höhe, um den Tiefen-Einfluß des Stampfens und des Gewichtes des darüber liegenden Betons auf die unteren Schichten festzustellen, und jeder Block in 3 Breiten, um zu ermitteln, ob das Verhalten kleinerer und größerer Betonmassen ein anderes ist. Zu jedem Betonklotz wurden 6 Kontroll-Würfel gestampft und zwar je 3 nach der Methode für Laboratoriums-Prüfungen, 3 nach den Vorschriften für Baustellen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“. Der Beton wurde mit der Hüser'schen Mischmaschine aufbereitet und

in 15 cm hohen Schichten eingestampft. Die mit der Säge heraus geschnittenen Würfel wurden auf den Bruchflächen mit Zementmörtel 1:1 abgeglichen und ebenso wie die geformten Würfel vor der Prüfung 14 Tage unter feuchtem Sand aufbewahrt, dann in die Martens-Presse so eingelegt, daß die Druckrichtung mit der Richtung der Beanspruchungen im Bauwerk, hier mit der Stampfrichtung zusammenfiel. Die Druckfestigkeit des Zementmörtels 1:3 war nach 7 Tagen 270, nach 28 Tagen 434 kg/qcm, beides bei kombinierter Erhärtung und 397 kg/qcm nach 28 Tagen bei Wasserlagerung. Die Mittelwerte der Betonprüfung werden in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt:

Vergleich der Mittelwerte von Würfel- und Bauwerks-Festigkeit.

Mischungs-Verhältnis	Alter bei der Prüfung	Wasserzusatz %	Druckfestigkeit			Unterschied der Druckfestigkeiten b, verglichen mit a ₁ %
			a Der in der Form hergest. Würfel		b der aus dem Betonklotz herausgesägten Würfel. Mittelwert des ganzen Klotzes kg/qcm	
			1 nach der Baustellen-Vorschrift kg/qcm	2 nach der Laboratoriums-Vorschrift kg/qcm		
1:3:6	204	5,1	183	234	237	+29,3
1:4:8	154	4,8	143	175	174	+21,4
1:4:8	119	4,8	157	158	156	- 0,4
1:5:10	181	6,15	151	157	169	+11,6

Von diesen 4 Versuchen ergaben 3 für 3 verschiedene Mischungen für die aus dem Bauwerk herausgeschnittenen Würfel eine um 11,6 bis 29,3% höhere Festigkeit als die nach der Baustellen-Vorschrift in Formen gestampften Würfel. Der eine Betonklotz der Mischung 1:4:8 zeigte nur eine die Würfel festigkeit nicht ganz erreichende Druckfestigkeit. Es fällt bei diesem Klotz auch auf, daß die nach den Laboratoriums-Versuchen hergestellten Würfel eine nicht höhere Festigkeit zeigen als die nach der Baustellen-Vorschrift hergestellten. Eine Erklärung für dieses ganz von den anderen Versuchen abweichende Verhalten ist in dem Bericht nicht gegeben. Läßt man daher diesen Versuch unberücksichtigt, so ergibt sich, daß die Festigkeit der massigen Betonklötze, also die Bauwerksfestigkeit, nicht nur nicht kleiner, sondern sogar erheblich höher war, als die Festigkeit der geformten Würfel, also kurzweg die Würfel festigkeit. Allerdings ist zu berücksichtigen, daß die Arbeit hier unter ständiger Aufsicht und von besonders geschultem Personal ausgeführt worden ist.

Betrachtet man die Druckfestigkeiten der verschiedenen, aus derselben wagrechten Schicht herausgesägten Würfel, so finden sich hier Abweichungen, die bis 20 und 30% gehen. Aber mit Ausnahme des einen, überhaupt abweichend sich verhaltenden Betonklotzes der Mischung 1:4:8 hielten sich auch die Mittelwerte der einzelnen Schichten über den Festigkeiten der geformten Würfel.

Vergleicht man die Druckfestigkeiten der aus den verschiedenen Schichten herausgesägten Würfel untereinander, so zeigen mit einer Ausnahme die Würfel der unteren Schichten durchweg höhere Festigkeiten als die der oberen, ein Zeichen, daß die Stampfung der oberen Schichten noch verdichtend auf die unteren nachgewirkt hat.

Die Baustellen-Versuche zeigen sehr verschiedene Beton-Mischungsverhältnisse und Materialien, sehr verschiedene Grade in der Sorgfalt der Herstellung des Betons im Bauwerk sowohl, wie bei der Formung der Würfel. Es fehlte z. T. an Eisenformen und es wurden statt deren Holzformen gewählt, z. T. sogar die Würfel in Sand geformt. Die Festigkeits-Unterschiede zwischen Bauwerks- und Würfel festigkeit weichen daher sehr von einander ab. Es ergibt sich aber doch aus den Versuchen, daß die Bauwerksfestigkeit, wenn sie auch je nach der Sorgfalt der Ausführung bald größer, bald kleiner ist als die Würfel festigkeit, im Durchschnitt dieser etwa gleich kommt. Im übrigen zeigen die Versuche wieder oft nicht unwesentliche Abweichungen der Festigkeit in denselben Schichten und z. T. die größere Festigkeit in den unteren Schichten.

In zahlreichen Einzeltabellen werden die Ergebnisse der verschiedenen Versuchsreihen und schließlich die Mittelwerte der Versuche in dem Bericht zusammengestellt. Sie zeigen jedenfalls, daß man bei den ohnehin hohen Sicherheits-Koeffizienten für Betonbauten, sorgfältige und sachverständige Arbeit natürlich vorausgesetzt, ohne Gefahr die zulässigen Beanspruchungen im Verhältnis zu den nach der Würfelprobe gefundenen Druckfestigkeiten bemessen darf. —

Fr. E.

Vermischtes.

Die neuen deutschen Bestimmungen für Eisenbeton und Beton, bearbeitet vom „Deutschen Ausschuss für

16. Oktober 1915.

Eisenbeton“, werden demnächst veröffentlicht werden und dann hoffentlich unverändert in allen Bundesstaaten zur Einführung kommen. Sie zeigen eine wesentliche

Umgestaltung und eine Reihe von Verbesserungen auf Grund der inzwischen gesammelten Erfahrungen und der umfangreichen Versuche des „Deutschen Ausschusses“. Die Eisenbeton-Bestimmungen gelten jetzt für Hoch- und Ingenieur-Bauten, die Vorschriften für Beton beziehen sich nicht nur auf Stampf-, sondern auch auf Schütt- und Gußbeton. Die Festigkeitsprüfung des Betons stützt sich wie früher auf die Würfelprobe, die den Bedürfnissen des Eisenbeton-Baues für diesen angepaßt ist. Wir kommen auf die Bestimmungen noch näher zurück. —

Verfahren zur Herstellung von Betonpfählen, Betonsenkchächten usw. an Ort und Stelle mit Verbreiterungen durch Sprengungen. D. R. P. 263 750 für Ingenieur- und Verwertungsbüro für das Schweizerische Considère-Patent, Otto Wilhelmi in Luzern (Maihof) und Internationale Siegwartbalken-Gesellschaft in Luzern, Schweiz.

Zur Erhöhung des Widerstandes eingerammter Betonpfähle im Erdreich hat man bereits vorgeschlagen, Sprengkörper, die bei der Herstellung der Pfähle in einer Höhlung am Fuß eingebettet sind, nach dem Eintreiben der Pfähle zur Entzündung und Wirkung zu bringen und die hierbei entstandenen Hohlräume durch Nachstampfen auszufüllen. Bei diesem Verfahren wird aber die Eisenbewehrung der Pfähle häufig bloßgelegt oder zerrissen und der Fuß teilweise zerstört, ohne durch die eingebrachten Betonmassen wieder vollständig hergestellt zu werden. Nach dem neuen Verfahren werden Gründungen durch Betonpfähle, Betonsenkchächte und dergl. mit Verbreiterungen, besonders in wenig tragfähigem Boden dadurch hergestellt, daß über einer in dem Bohrloch versenkten Sprengladung flüssiger Beton aufgespeichert wird, der nach der Sprengung den in dem Erdreich entstandenen Hohlraum durch Nachströmen sofort ausfüllt. Die Sprengkörper werden am unteren Ende des zur Herstellung des Bohrloches benutzten Vortreibrohres oder darunter eingelagert, und der Beton wird in dem von dem Vortreibrohr gebildeten Hohlraum gelagert. Das Vortreibrohr wird entweder durch die Sprengung zum Teil zerrissen und durch den erhärtenden Beton fest mit dem Betonschaft verbunden, oder es wird vor der Sprengung so weit gelüftet, daß es von der Sprengwirkung unberührt und für weitere Gründungen benutzbar bleibt.

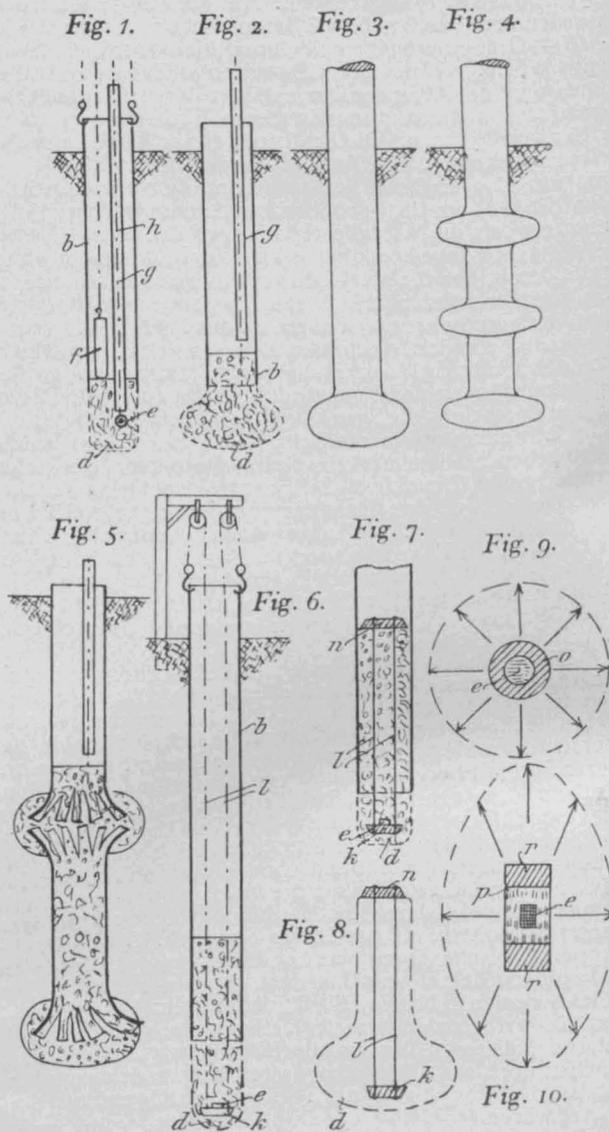
Abbildung 1 bis 10 veranschaulichen Anordnungen und Einzelheiten zur Durchführung des Verfahrens. In Abbildung 1 ist dargestellt, wie das Vortreibrohr *b* eingetrieben ist, der unterste Hohlraum durch eine Betongrundlage *d* ausgefüllt, der Sprengkörper *e* eingelegt, die Betonmasse nachgefüllt und das Vortreibrohr gelüftet ist. Durch den Stampfer *f* kann die Betonmasse bei Bedarf noch verdichtet werden. Zum Schutze der zum Sprengkörper *e* führenden Zündschnüre oder Leitungsdrähte *h* können diese von einem engen Rohr *g* eingeschlossen sein. Nach der Sprengung füllt der nachströmende Beton (Abbild. 2) den entstandenen Hohlraum aus, wodurch ein breiter Fuß *d* entsteht. Dann wird unter ständiger Lüftung des Vortreibrohres der Schaft mit Beton ausgefüllt, falls der Pfahl nur einen breiten Fuß besitzen soll (Abbildung 3). Anderenfalls kann das erläuterte Verfahren öfter angewendet werden, wobei Pfähle nach Abbildung 4 entstehen. Soll das Rohr als verlorene Form im Boden bleiben (Abbildung 5), so wird der Sprengkörper nach Anlüften des Gasrohres *p* zur Entzündung gebracht.

Die Kraft der Sprenggase kann bei der Sprengung durch besondere, in Abbildung 6 und in Abbildung 7 u. 8 dargestellte Einrichtungen auch zum Lüften des Rohres und zum festen Eindringen der Betonmassen in den entstehenden Hohlraum benutzt werden. Bei der Anordnung nach Abbildung 6 wird in die Bodenlage des Betons ein Körper *k*, bestehend aus einer Platte oder einem Schuhstück, eingelegt, sodann der Sprengkörper *e* in oben angegebener Art aufgelegt und der Beton nachgeschüttet. Das Schuhstück *k* wird mittels Drahtseil oder Gestänge *l* mit dem Rohre *b* derart (etwa über Laufrollen) verbunden, daß der von dem entzündeten Sprengkörper *e* auf den Schuh *k* ausgeübte Druck oder die dem Schuh erteilte Senkbewegung auf das Rohr zwecks Anlüftens übertragen wird. Hierdurch entfällt ein gesondertes Hochziehen des Rohres, und da das Hochziehen im Augenblick der Sprengwirkung geschieht, so wird auch das Rohrende der zersplitternden Wirkung entzogen.

Der auf der Platte *k* ruhende Sprengstoff nebst der darüber liegenden Betonmasse kann ferner auch noch gemäß Abbildung 7 und 8 durch eine obere Platte *n* verdrämmt werden („Dämmstuhl“). Hierbei trifft die Sprengwirkung den zunächst gelegenen Schuh *k* am kräftigsten, wodurch dieser in das weiche Erdreich nach unten heruntergedrückt wird. Bei oberer Verdrämmung mittels der Platte *n*, die mit dem Schuh *k* durch das Gestänge *l* ver-

bunden ist, wird der oberen Platte durch den niedergehenden Schuh *k* und besonders durch die infolge der seitlichen Sprengwirkung eintretende Ausbiegung des Gestänges *l* eine Bewegung erteilt, die eine nur seitliche Verteilung der Betonmasse begünstigt.

Je nach der Einkapselung und Lagerung des Sprengkörpers *e* kann eine Sprengwirkung erzielt werden, die eine für einen flachen Fuß oder für eine gleichmäßige, etwa kugelige Verdickung passende Höhlung schafft. Gemäß Abbildung 9 ist das Sprengmittel in eine Zementkugel *o* eingeschlossen. Die Sprengwirkung wird hierbei gleichmäßig nach allen Seiten ausgeübt. Bei der Einkapselung gemäß Abbildung 10 wird der Sprengkörper



Herstellung von Betonpfählen an Ort und Stelle mit Verbreiterungen durch Sprengungen.

in ein Metallrohr *p* eingebettet, dessen Enden durch Pfropfen *r*, etwa aus Mörtel, Zement oder Kitt, abgeschlossen sind. Hierbei wird das Sprengmittel mehr in der Achsenrichtung der Kapsel wirken, da dort die Sprengwirkung weniger Widerstand findet. — G.

Zur Neubesetzung einer Professur für Ingenieurwesen an der Techn. Hochschule zu Karlsruhe (vergl. No. 17, S. 136) erhalten wir eine kleine Richtigstellung. Danach ist der zu dieser Stelle Berufene Dr.-Ing. Probst, Berlin, nicht als Bauleiter der Militärbehörde im Felde tätig, sondern er wurde, nachdem er sich dem Kriegsministerium gleich bei Beginn des Krieges zur Verfügung gestellt hatte, zunächst einem Pionierstab zugeteilt und erhielt dann bald ein Pionier-Kommando. Im August d. J. wurde Dr. Probst, der früher österreich. Reserve-Offizier war, dann mit Patent v. J. 1903 zum Leutnant der preuß. Landwehr-Pioniere ernannt und steht als solcher noch im Felde. —

Inhalt: Straßenbrücke über die Saale bei Dürrenberg. (Schluß) — Wülfelstigkeit und Bauwerkstichtigkeit des Betons. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eisselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



XII. JAHRGANG 1915.

NO 20.

Herstellung billiger Zierdecken mit Zuhilfenahme fertiger Eisenbetonbalken.

Hierzu die Abbildung S. 156.



Bei dem Umbau des Rathauses zu Schneeberg i. Sa., der nach den Entwürfen und unter Leitung der kgl. Bauräte Schilling & Graebner in Dresden erfolgt ist, mußte ein großer Teil der Büroräume während

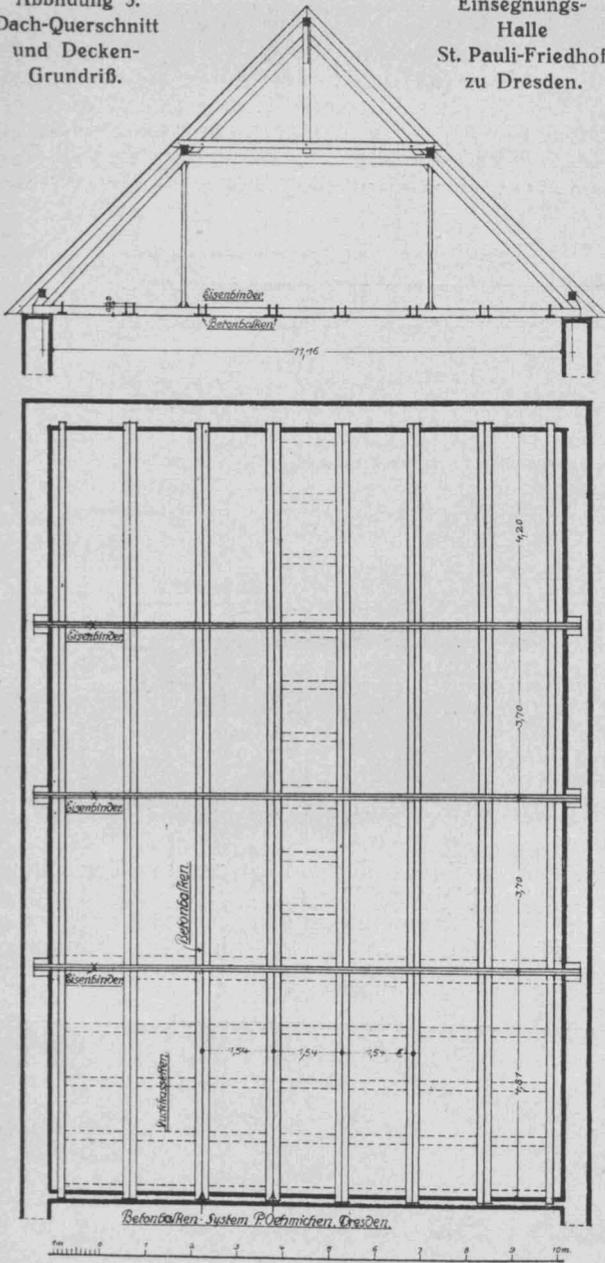
der ganzen Bauzeit für die Zwecke der Verwaltung benutzbar bleiben. Dazu gehörten auch die über dem neuen Treppenhaus gelegenen Räume, sodaß die Absicht der Architekten, hier eine monumentale Ausgestaltung der Decke zu erreichen, sich



Abb. 3. Zierdecke im Treppenhaus des Rathauses zu Schneeberg i. Sa. Arch.: Kgl. Bauräte Schilling & Graebner in Dresden.

Abbildung 5.
Dach-Querschnitt
und Decken-
Grundriß.

Einsegnungs-
Halle
St. Pauli-Friedhof
zu Dresden.



nur mit großen Schwierigkeiten verwirklichen ließ. Es war für das Treppenhaus eine Kassettendecke geplant, für deren Ausführung in Holz es aber an Mitteln fehlte. Die Architekten kamen nach langen Erwägungen daher auf den Gedanken, unter der alten verputzten Holzbalkendecke, die völlig unberührt blieb, eine Zierdecke aus fertigen Eisenbetonbalken, Gipsdielen und eingelegten Kassetten herzustellen. Wie der Querschnitt durch die Decke, Abbildung 1, erkennen läßt, wurden unter Belastung eines gewissen Zwischenraumes unter der alten Decke in je 1 m Abstand doppelte Eisenbetonbalken System P. Oehmichen, Dresden, mit \perp -förmigem Querschnitt in vorher eingestemte Löcher der Wände eingeschoben. Zwischen diese Balken wurden dann abwechselnd leichte gegossene Kassetten und Gipsdielen eingeschoben, welche letztere auf den Flanschen der Eisenbetonbalken ihr Auflager finden. Die Eisenbetonbalken und Gipsdielen wurden dann von unten mit Drahtnetz verkleidet, verputzt und entsprechend künstlerisch ausgebildet. So entstand die gut wirkende Decke, die in Abbildung 2 im Grundriß dargestellt ist und in Abbildung 3, S. 153 in ihrer Wirkung im Raum wiedergegeben wird.

Auf diese Weise kam man zu einer überraschend billigen Decke, die bei einer Fläche von 68,5 qm nur rd. 1100 M. kostete. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Arbeiten von einem Dresdener Bildhauer ausgeführt wurden. Zu der vorgenannten Summe kommen allerdings noch die Kosten für die tragenden Eisenbetonbalken, die nach dem für sie geltenden Tarif vom Maurermeister geliefert und verlegt wurden.

Ein ganz ähnliches Verfahren zur Herstellung einer Zierdecke haben dieselben Architekten bei der Ueberdeckung der Einsegnungshalle des St. Pauli-Friedhofes zu Dresden angewendet. Auch dort waren im Verhältnis nur geringe Mittel zur Verfügung gestellt, trotzdem konnte hier eine Kassettendecke geschaffen werden, die in ihrer monumentalen Wirkung im Verhältnis zu ihrem geringen Herstellungspreis außerordentlich günstig im Raume steht, wie Abb. 4, S. 156, erkennen läßt. Die Dachkonstruktion über dem 11 · 16,5 m großen Raum wird hier, wie Abbildung 5 zeigt, von 3 Eisenbindern gebildet, die Sparren, Lattung und Ziegeldach tragen. Die Binder besitzen ein unteres von Mauer zu Mauer reichendes Zugband, das trägerförmig ausgebildet, den Eisenbeton-Tragrippen auf ihren Flanschen Auflager gewährt. Diese in 1,54 m Abstand angeordneten Tragrippen von 3,7—4,8 m Spannweite bestehen wieder aus doppelten Eisenbetonbalken oben genannten

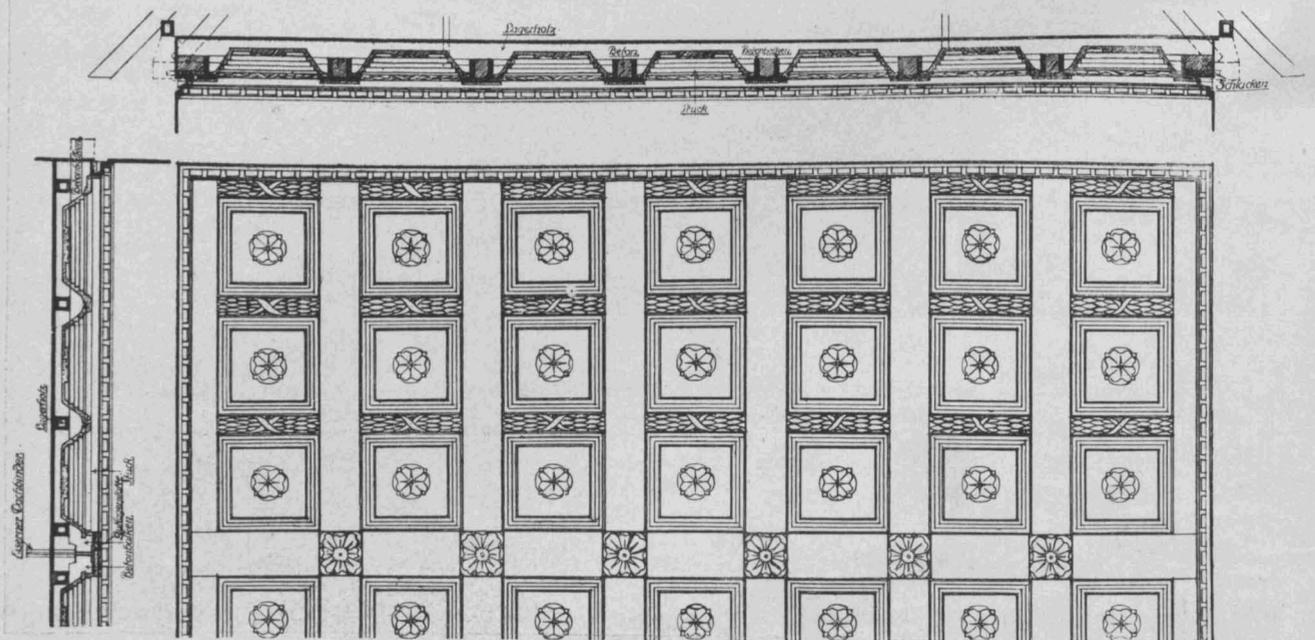


Abbildung 7. Ausbildung der Zierdecke über der Einsegnungs-Halle St. Pauli-Friedhof zu Dresden.

Systemes. Da hier der Raum über den Bindern frei war, so wurden in diesem Falle nicht fertige Kassetten eingesetzt, sondern diese wurden an Ort und Stelle über Negativ-Formen hergestellt. Die ganze 177,4^{qm} große Deckenfläche erforderte so einen Kostenaufwand von nur 1370 M. Abbildung 6 zeigt die Decken-

Fälle angewendet, wo es darauf ankam, für den Luft-Abzug eine Zwischendecke zu schaffen. So haben sie z. B. in einem Fall unter einer Betonbalkendecke zur Bildung einer einfachen Stab - Kassettendecke von vornherein etwas tiefer als die eigentliche Decke Eisenbetonbalken eingelegt und dann durch ganz

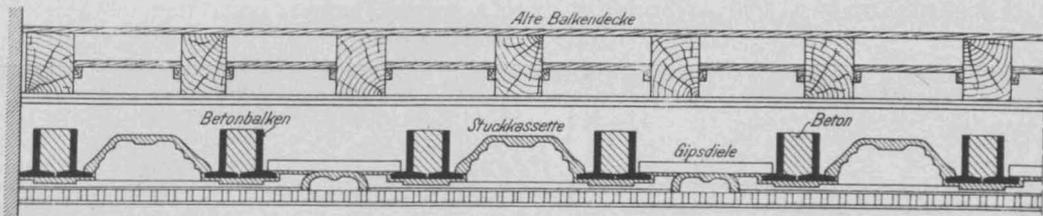


Abbildung 1. Einzelheiten der Decken-Konstruktion zu Abbildung 2.

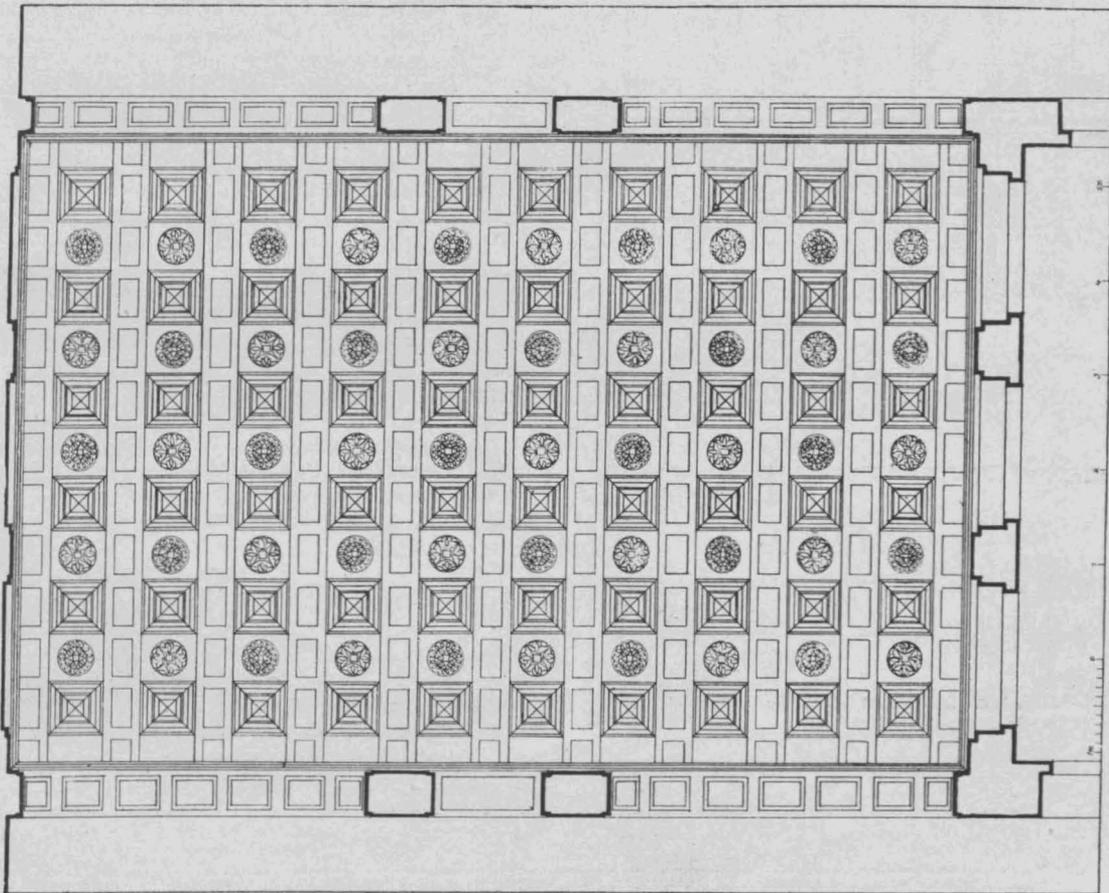


Abbildung 2. Grundriß der Zierdecke über dem Treppenhaus im Rathaus zu Schneeberg i. Sa.

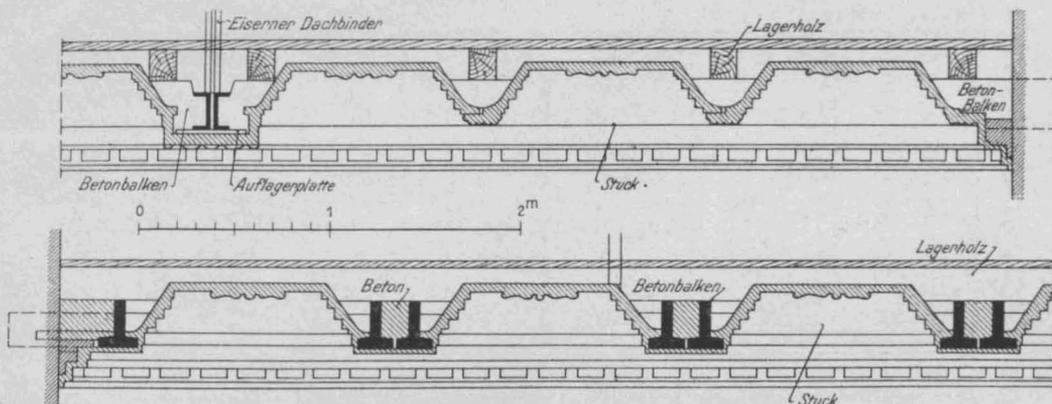


Abbildung 6a und b. Einzelheiten der Deckenkonstruktion St. Pauli-Friedhof zu Abbildung 7.

Konstruktion im Längs- und Querschnitt, während Abbildung 7 einen Teil der Decken-Ausgestaltung im Grundriß wiedergibt.

Die genannten Architekten haben das hier geschilderte Konstruktions-Verfahren auch auf solche

einfache Rabitz-Konstruktion eine Stabdecke gebildet mit den entsprechenden Oeffnungen für Luftabzug. Die Kosten dieser auch in ihrer Wirkung günstigen Unterdecke einschließlich Eisenbetonbalken stellten sich nicht höher als auf 10 M./qm. —

Die statische Berechnung von Gewölben.

Von Dr.-Ing. Färber, Oberingenieur der Fa. Buchheim & Heister in Frankfurt a. M.



Das in früheren Nummern der „Mitteilungen“ d. J. entwickelte Verfahren der Gewölbe-Berechnung bezweckte, die rasche Festlegung der Abmessungen von Gewölben, Pfeilern und Widerlagern zu ermöglichen. Es ist nämlich nicht nur für allgemeine Voruntersuchun-

wird, notwendig, die Abmessungen schon zu kennen. Die statische Berechnung soll keine wesentlichen Änderungen des Gewölbe-Entwurfes mehr mit sich bringen, weil ihre Ergebnisse von den untersuchten Formen selbst abhängig sind, und daher ungültig, oder mindestens ungenau würden, sobald man nachträglich diese Formen we-



Abbildung 4. Blick in die Einsegnungshalle des St. Pauli-Friedhofes zu Dresden.

Architekten: Kgl. Bauräte Schilling & Graebner zu Dresden.

Herstellung billiger Zierdecken mit Zuhilfenahme fertiger Eisenbetonbalken.

gen zweckmäßig, möglichst rasch die notwendigen Formen, Abmessungen und damit auch die Kosten eines Gewölbe-Entwurfes feststellen zu können, sondern es ist zur Durchführung der eigentlichen statischen Berechnung, welche vor endgültiger Ausführung eines Projektes vorgenommen

sentlich ändern würde. Die statisch unbestimmte Scheitelpunkt, welche den Verlauf der Einflußlinien bestimmt, ist beispielsweise abhängig von der Krümmung der Gewölbe-Mittellinie und der Veränderung der Trägheitsmomente der Gewölbe-Querschnitte vom Scheitel nach

dem Kämpfer zu. Dabei müssen die Gewölbe-Querschnitte in ihrer vollen Ausdehnung in Rechnung gestellt, und ihr Elastizitätsmodul muß mit einem hohen Betrag bewertet werden, wie er niedrigen Beanspruchungen entspricht. Dieses Verfahren ist insofern berechtigt und notwendig, als auch die ungünstigste Stützlinie für irgend eine Gewölbefuge wohl diese Letztere nebst einem kleineren, in ihrer Nähe gelegenen Gewölbeteil hoch beansprucht, im übrigen aber die Gewölbe-Achse mehrmals schneidet, also auf große Strecken nur geringe Spannungen erzeugt. Die verhältnismäßig größere elastische Dehnung eines kleinen Gewölbestückes gegenüber der gemachten Voraussetzung kann aber nicht dazu führen, diese Voraussetzung für das ganze Gewölbe zu ändern, und da es andererseits nicht wohl möglich ist, für jeden einzelnen Belastungsfall eine besondere Berechnung der Grundwerte für die Einflußlinien vorzunehmen, so bleibt gar nichts anderes übrig, als letztere etwas zu ungünstig unter der Annahme voller Gewölbe-Querschnitte und eines konstanten, den wirklichen Spannungen entsprechenden Elastizitätsmoduls E_1 zu berechnen.

Das Trägheitsmoment einer solchen Gewölbefuge ist also, wenn die Eiseneinlage F an beiden Leibungen zu berücksichtigen ist:

$$J = \frac{1}{12} b d^3 + 2 \cdot (0,40 d)^2 \cdot \frac{2150000}{E_1} \cdot F, \text{ oder}$$

$$(1) \quad J = \frac{1}{12} b d^3 \left(1 + \frac{82560}{E_1} \cdot \frac{F}{d} \right)$$

wobei in der Klammer E_1 in kg/qcm , F in qcm , d in cm auszudrücken ist. Der Elastizitätsmodul E_1 wird am sichersten durch Berechnung aus der Scheitelsenkung ausgeführter Gewölbe unter bekannten Lasten bestimmt. Einen Beitrag zu derartigen Untersuchungen findet man in No. 15 und 16 der „Mitteilungen“ Jahrg. 1911, woselbst aus der Scheitelsenkung des Straßenbahn-Viaduktes in Horst-Emscher bei der Probe-Belastung im Betrag von $3,5 \text{ mm}$ $E_1 = 340000 \text{ kg/qcm}$ von mir ermittelt wurde. Dieser Wert ist auch dem Näherungs-Verfahren zur Ermittlung der Temperatur-Momente in No. 5 und 6 der „Mitteilungen“ Jahrgang 1915 zugrunde gelegt.

Es wäre natürlich wertvoll, wenn eine größere Zahl derartiger Untersuchungen vorgenommen würden, um den zweifelsohne vorhandenen Zusammenhang zwischen der Betonbeschaffenheit und der Höhe von E_1 näher aufzuklären. Soweit sich z. Zt. übersehen läßt, würde man dabei E_1 etwa in den Grenzen 250 000 bis 450 000 kg/qcm finden.*) Keinesfalls aber würde man durch solche Versuche die Berechtigung erbringen können, E_1 etwa gleich dem vielfach bei der Spannungs-Berechnung üblichen Wert von $215000 : 15 = 143500 \text{ kg/qcm}$ zu wählen.

2. Diese Verschiedenheit zeigt, daß die Bestimmung der Querschnitte, welche der Spannungs-Berechnung zugrunde zu legen sind, nach ganz anderen Gesichtspunkten erfolgen muß. Die Spannungs-Berechnung soll eine Sicherheits-Berechnung sein. Es kommt nicht darauf an, daß unter den wirklichen Lasten beispielsweise gerade 40 kg/qcm Kantenpressung in Gewölbe-Beton auftreten, sondern darauf, daß erst unter den $2\frac{1}{2}$ mal größeren Lasten die Bruchspannung 100 kg/qcm entsteht, wobei man das sichere Vorhandensein von 100 kg/qcm Mindestfestigkeit im Bau für gewährleistet ansieht, wenn denkbar sorgfältig durchgeführte Proben mit derselben Mischung $100 \cdot 2\frac{1}{2} = 250 \text{ kg/qcm}$ Festigkeit liefern. Wenigstens ist dies, wie mir scheint, die einzig mögliche rationale Begründung der üblichen $6 = \sim (2\frac{1}{2})^2$ fachen Sicherheitsforderung. Man könnte sich also ebensogut die Spannungs-Berechnung so durchgeführt denken, daß die angreifenden Kräfte mit dem Sicherheitsfaktor ($2\frac{1}{2}$) multipliziert werden, wobei der Querschnitt gerade die Bruchspannung aufweisen darf. Dieser Gedanke ist sogar insofern sehr fruchtbar, als er die Möglichkeit bietet, nicht nur den Sicherheitsfaktor variieren, sondern auch die einzelnen Bestandteile der angreifenden Kräfte (Eigenlast, Nutzlast, Temperatur) mit verschiedenen Sicherheitsfaktoren einführen zu können, worin der Keim zu einer rationellen „Theorie der Sicherheiten“ liegen würde.

Aus alledem geht hervor, daß man jedenfalls nicht die wirklichen Querschnitte, sondern ideale Querschnitte in die Spannungs-Berechnung einführen muß, wie sie dem Zustand unmittelbar vor beginnender Zerstörung unter dem Einfluß der betreffenden angreifenden Kräfte entsprechen. Grundsätzlich geht man bei der üblichen Berechnung der Spannungen in Eisenbeton-Querschnitten auch von diesem Gedanken aus. Man rechnet den Teil des Beton-

Querschnittes, welcher Zugspannungen erhalten würde, als nicht vorhanden, was nur bei höheren, als den wirklichen Beanspruchungen zutrifft, man arbeitet mit Elastizitätsmodulen, welche erst bei hohen in Bruchnähe gelegenen Spannungen sich einstellen, und man ist zurzeit nur in einem Punkt inkonsequent, nämlich indem man die Verschiedenheit des Beton-Elastizitätsmoduls innerhalb des Querschnittes selbst nicht berücksichtigt. Denn es ist klar, daß wohl der bis nahe zum Bruch beanspruchte Querschnittsrand einen geringen Elastizitätsmodul, also etwa $E_2 = 143500 \text{ kg/qcm}$ besitzt, daß aber die gering beanspruchten Querschnittsteile in der Nähe der Neutralachse den eingangs erörterten höheren Modul E_1 aufweisen müssen.

Die Vernachlässigung dieses Umstandes ist ursprünglich wohl mehr aus dem Bestreben nach einer Vereinfachung der Rechnung als aus sachlichen Gründen erfolgt; auch war wohl die Tatsache, daß der Elastizitätsmodul des Betons mit steigender Beanspruchung stark abnimmt, nicht genügend bekannt. Heute hat man aber keinen Grund mehr, das wirkliche Verhalten des Betons in einer so wichtigen Beziehung unberücksichtigt zu lassen; auch die jetzt geltenden Bestimmungen stehen ihrem Sinn nach nicht im Wege. Wie man nämlich den ideellen Eisenquerschnitt dadurch bildet, daß man die Querschnittsfläche mit dem Verhältnis $E_2 : E_1$ multipliziert, so muß man folgerichtig auch die Breite des Beton-Querschnittes in der Neutralachse im Verhältnis $E_1 : E_2$ vergrößern, um den ideellen Querschnitt mit durchweg gleichem Elastizitätsmodul zu erhalten.

Das Verhältnis $E_1 : E_2$ ist natürlich nicht immer genau dasselbe; allein es kann durchschnittlich mit guter Annäherung gleich 2 gesetzt werden. Umfangreiche und sorgfältige Untersuchungen, welche die Stuttgarter Materialprüfungsanstalt durchgeführt hat**, ergaben für E_1 Werte von 230 bis 270 000 kg/qcm , und für E_2 mit guter Annäherung die Hälfte davon. Den Uebergang von E_1 zu E_2 kann man genau genug linear annehmen. Mithin ergibt sich der der Spannungs-Berechnung zugrunde zu legende ideale Querschnitt wie folgt: Die

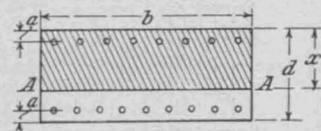
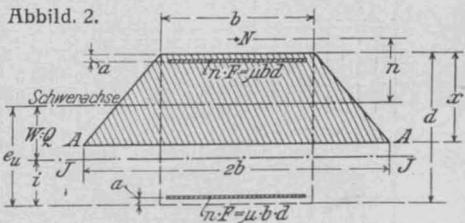


Abb. 1.

Grenze des gedrückten Betons liege in der zunächst unbekanntem Entfernung x vom gedrückten Rand (Abbildung 1). Die Querschnittsbreite sei b , die gesamte Fugenstärke sei d , an jeder Leibung befinde sich im Abstand a der tatsächliche Eisenquerschnitt F , also der ideale Eisen-Querschnitt $n \cdot F$, dessen Verhältnis zum Gesamtquerschnitt $b \cdot d$ mit μ bezeichnet wird. Mithin hat der ideale (wirksame) Querschnitt die Form der Abbildung 2.



Würde man x , d. h. die Grenze zwischen gedrücktem und gezogenem Beton kennen, so würde man den Querschnitt, das Trägheitsmoment und das Widerstandsmoment dieses ideellen Querschnittes, bezogen auf die gedrückte Kante, nach denselben Regeln rechnen können, wie man es bei homogenen Querschnitten z. B. von Blechträgern zu tun pflegt. In Wirklichkeit hängt nun x bei exzentrisch gedrückten Querschnitten nicht nur von der Querschnittsform, sondern auch vom Angriffspunkt der exzentrischen Kraft ab, und seine Berechnung führt zu einer umständlichen Gleichung höheren Grades. Erwägt man aber, daß es wenig ausmachen kann, ob man den ideellen Querschnitt einige Zentimeter vor oder hinter der genauen Lage der Neutralachse endigen läßt, weil die Querschnittsteile in nächster Nähe der Neutralachse ohnehin nur geringe Spannung haben, so kommt man zu der Erkenntnis, daß es im Allg. am Einfachsten ist, x schätzungsweise anzunehmen, und die Fläche Q , deren Schwerpunkts-Abstand vom unteren Rand e_u , und endlich das Trägheitsmoment J des durch x bestimmten wirksamen Querschnittes zu berechnen. Wird dieser Querschnitt von der Normalkraft N im Abstand n von der berechneten Schwerachse ange-

*) Wählt man für E_1 einen anderen Wert als 340000 kg/qcm , so muß man natürlich die Näherungsformel für das Temperatur-Moment in No. 6 der „Mitteilungen“ Jahrg. 1915 proportional abändern.

**) Vergl. z. B. Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens Berlin 1910. Heft 90 und 91. Bach und Graf: Versuche mit Eisenbetonbalken.

griffen, so ist die Spannung in $A - A$ gegeben durch $N : Q - N n (x + e_u - d) : J$, und muß, wenn x richtig angenommen war, sich annähernd gleich Null ergeben. Andernfalls wäre die Rechnung mit einem verbesserten Wert von x zu wiederholen.

Dies ist der allgemeine, bei noch so verwickelten Querschnitten rasch zum Ziel führende Weg; für die symmetrisch bewehrten Gewölbe-Querschnitte ist jedoch die Ausarbeitung eines überaus einfachen Hilfsmittels möglich. Die größte Randspannung des Querschnittes nach Abbildung 2 beträgt offenbar:

$$t = \frac{N}{Q} + \frac{N n (d - e_u)}{J}$$

oder wenn man $J : (d - e_u)$, d. h. das Widerstandsmoment des wirksamen Querschnittes bezogen auf die gedrückte

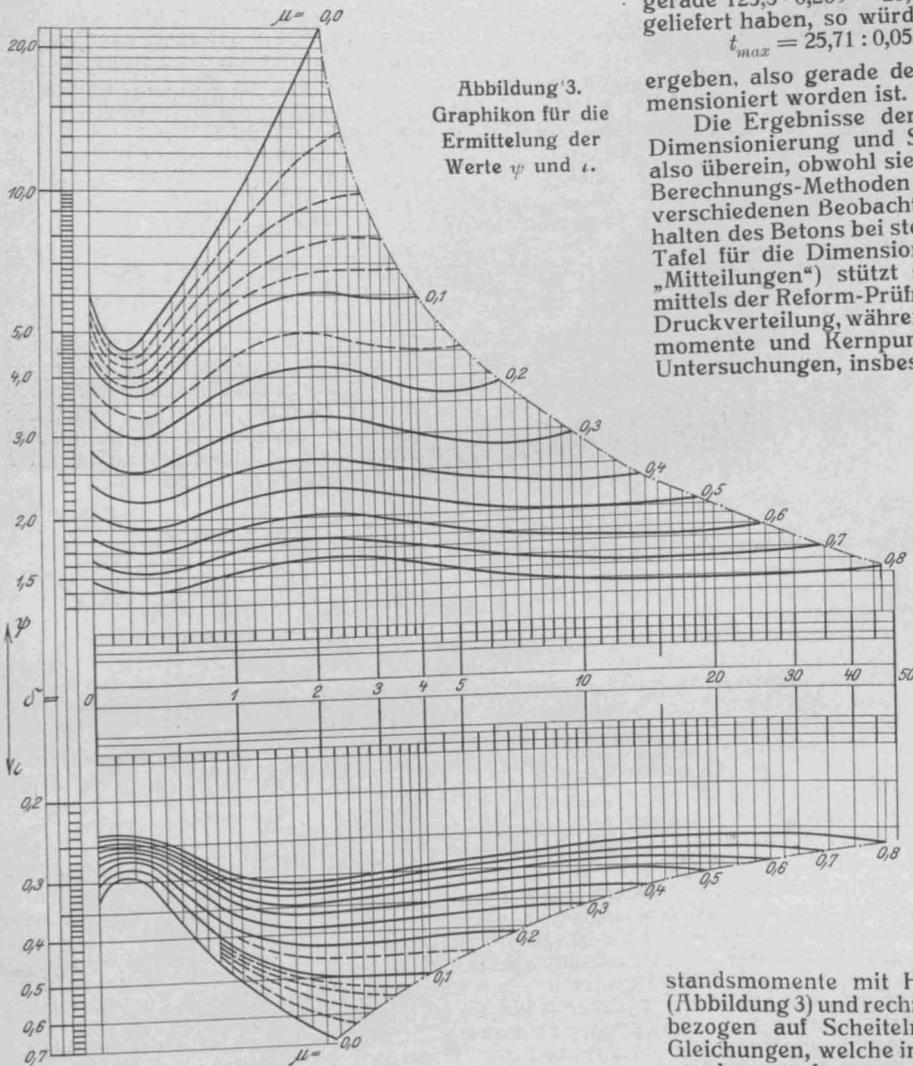


Abbildung 3.
Graphikon für die
Ermittlung der
Werte ψ und ι .

Betonkante, wie üblich, mit W bezeichnet, so erhält man

$$(2) \quad t = \frac{N}{Q} + \frac{N n}{W} = \frac{N}{W} \left(n + \frac{W}{Q} \right)$$

Nun ist aber $N \left(n + \frac{W}{Q} \right)$ nichts anderes als das Moment bezogen auf die im Abstand $W : Q$ von der Schwerachse entfernt liegende Kernpunktsachse. Es gilt also auch hier die einfache Regel: Randspannung = Kernpunktsmoment durch Widerstandsmoment; nur hängt der Abstand i der Kernpunktsachse vom entgegengesetzten, also gezogenen Betonrand und das Widerstandsmoment W des wirksamen Querschnittes von $x : d = \xi$ und von $n \cdot F : b d = \mu$ ab, wobei ξ und μ dieselbe Bedeutung haben, wie in No. 11 der Mitteilungen. Zu jedem beliebigen Wertepaar von ξ und μ , mithin auch von δ und μ ergibt sich

$$W = \frac{b d^2}{\psi} \quad \text{und} \quad i = d \cdot \iota,$$

wobei die Zahlenwerte ψ und ι aus dem Graphikon (Abbildung 3) entnommen werden können.

Beispielsweise hat sich für die Scheitelfuge des in

No. 13 der „Mitteilungen“ gebrachten Beispiels für die Dimensionierung eines Eisenbahn-Gewölbes $\delta = 1,89$ und $\mu = 0,042$ ergeben, bei 0,68 m Scheitelstärke. Mithin hat der zu erwartende wirksame Scheitel-Querschnitt für 1 m Gewölbebreite:

$$\text{das Widerstandsmoment } W = \frac{1,0 \cdot 0,68^2}{8,7} = 0,0532 \text{ m}^3$$

$$\text{den Kernpunktsabstand } i = 0,68 \cdot 0,55 = 0,374 \text{ m.} \\ \text{vom Rand}$$

Der Kernpunkt des wirksamen Querschnittes liegt also hier etwas über der Mitte nach dem gedrückten Rand zu. Der Dimensionierung lag die Annahme von $N = 123,5 \text{ t}$ im Abstand $\frac{1}{2} e = 0,243 \text{ m}$ von der Mitte, also von $0,243 + \frac{1}{2} \cdot 0,68 - 0,374 = 0,209 \text{ m}$ von dem eben berechneten Kernpunkt zugrunde. Würde nun die genaue statische Berechnung gerade $123,5 \cdot 0,209 = 25,71 \text{ mt}$ größtes Kernpunktsmoment geliefert haben, so würde sich die größte Randspannung $t_{max} = 25,71 : 0,0532 = 483 \text{ t/qm} = 48,3 \text{ kg/qcm}$

ergeben, also gerade den Wert, für welchen die Fuge dimensioniert worden ist.

Die Ergebnisse der beiden graphischen Tafeln für Dimensionierung und Spannungs-Berechnung stimmen also überein, obwohl sie nicht nur auf ganz verschiedenen Berechnungs-Methoden beruhen, sondern sogar von zwei verschiedenen Beobachtungs-Ergebnissen über das Verhalten des Betons bei steigender Belastung ausgehen. Die Tafel für die Dimensionierung (Abbildung 5 No. 11 der „Mitteilungen“) stützt sich auf die aus Beobachtungen mittels der Reform-Prüfmaschine abgeleitete parabolische Druckverteilung, während das Graphikon für Widerstandsmomente und Kernpunktslagen (Abbildung 3) von den Untersuchungen, insbesondere von Prof. v. Bach über die

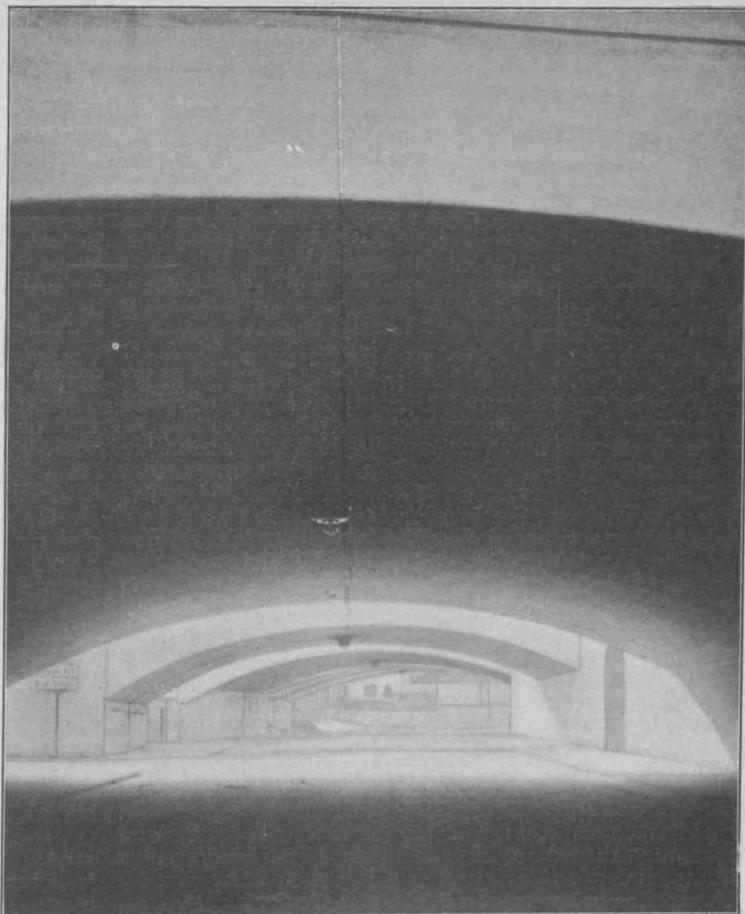
Abnahme des Elastizitäts-Moduls des Betons mit steigender Belastung ausgeht.

Nunmehr läßt sich das Vorgehen bei der Berechnung einer gewölbten Brücke klar übersehen. Zunächst wird das Bauwerk entsprechend dem Beispiel in No. 13 der „Mitteilungen“ in allen Teilen dimensioniert und i. Allg. im Maßstab 1 : 50 aufgezeichnet. Sodann bestimmt man eine Anzahl Fugen, welche der Spannungs-Berechnung unterworfen werden sollen. Im Allgemeinen genügt es, die Spannungs-Berechnung für die Gewölbefugen 0, 2, 4, 6, 8, 9, 10, außerdem für Ober- und Unterkante der Widerlager- bzw. Pfeilerfundamente durchzuführen. Für die so ausgelesenen und nummerierten Fugen bestimmt man die Kernpunkte der wirksamen Querschnitte, und deren Wider-

standsmomente mit Hilfe des mitgeteilten Graphikons (Abbildung 3) und rechnet die Koordinaten der Kernpunkte bezogen auf Scheitelmite ein. Benutzt man nun die Gleichungen, welche in No. 5 der „Mitteilungen“ abgeleitet wurden, so kann man bei Zuhilfenahme der Rechenmaschine in ziemlich kurzer Zeit die Ordinaten der Einflußlinien für die Kernpunktsmomente berechnen, die Einflußlinien aufzeichnen und die größten Kernpunktsmomente aus ungünstig gestellter Nutzlast ermitteln. Dabei genügt es, bei den Einflußlinien, welche zu Kernpunkten für die Außenkanten gehören, nur den positiven Zweig zu ermitteln, und entsprechend bei den Einflußlinien zu den Kernpunkten für die Innenkanten nur die negativen Zweige. (Positiv sind grundsätzlich Momente, welche die äußere Leibung belasten, analog der üblichen Bezeichnung beim Balkenträger.)

Angenommen, man hätte bei dem in Nr. 13 dimensionierten Beispiel für die Scheitelfuge das größte Kernpunktsmoment aus Verkehrslast und Temperatur für die äußere Leibung gleich $+ 35 \text{ mt}$, für die innere gleich $- 15 \text{ mt}$ ermittelt, so sollte offenbar der Horizontalschub aus Eigengewicht allein nach Größe und Angriffspunkt so beschaffen sein, daß die absoluten Grenzwerte der beiden Kernpunktsmomente einander gleich werden (also in obigem Beispiel gleich 25 mt). Die gleiche Forderung ergibt sich für die Kämpferfuge, und aus diesen zwei Bedingungen läßt sich der günstigste Horizontalschub aus Eigengewicht allein nach Größe und Angriffspunkt eindeutig berechnen.

Im Allgemeinen findet man dabei einen etwas unter der Mitte angreifenden Horizontalschub. Allein wenn man das Gewölbe unter dem vollen Eigengewicht ausrüsten würde, so könnte man auch nicht annähernd hoffen, von selbst gerade den notwendigen, günstigsten Horizontalschub zu erhalten; es wird sich stets ein oberhalb statt unterhalb der Scheitelmitte angreifender Schub einstellen, der nach Größe und Angriffspunkt wesentlich von der Zusammendrückung von Gewölbe, Widerlager und Baugrund und dem vorausgegangenen Schwinden des Betons abhängt, also in keiner Weise irgendwie zuverlässig berechnet werden kann. Abbild. 4 zeigt die Stirnansicht eines so ausgerüsteten Gewölbes einer Eisenbahn-Brücke von etwa 30 m Spannweite. Die feine Fuge, welche sich im Scheitel von unten her geöffnet hat, zeigt, daß der von selbst auftretende Horizontalschub aus Eigenlast weit oberhalb der Mitte, nahe der oberen Kante angreift, wobei diese um das Drei- bis Vierfache überlastet ist. Wenn also die bisher übliche Methode, durch Ablassen des Lehrgerüsts den Horizontalschub entstehen zu lassen, nicht zum Ziel führt, so muß man zu einer anderen Methode greifen. Man muß den Horizontalschub für Eigengewicht künstlich in der Größe und mit dem Angriffspunkt erzeugen, welche man zu erhalten wünscht, und die man dann einfach als vorhanden in die statische Berechnung einführt. Das geschieht mit Hilfe des Gewölbeexpansions-Verfahrens Patent Buchheim & Heister, über dessen technische Durchführung noch einige Einzelheiten mitgeteilt werden sollen. —



Abbildg. 4. Rißbildung in der Stirnansicht eines unter vollem Eigengewicht ausgerüsteten Gewölbes.

Neue deutsche Vorschriften für die Ausführung von Eisenbeton-Bauten.

Im Jahre 1904 sind erstmalig in Deutschland umfassendere Vorschriften für die Ausführung von Eisenbetonbauten erschienen und zwar ungefähr gleichzeitig die vom „Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine“ in Gemeinschaft mit dem „Deutschen Beton-Verein“ aufgestellten „Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbeton-Bauten“ und die vom preuß. Ministerium der öffentlichen Arbeiten herausgegebenen „Bestimmungen über die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“. Beide gehen in der Hauptsache von denselben Grundsätzen aus, so in der Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons bei der Berechnung, im Verhältnis der Elastizitäts-Module von Eisen und Beton, $n=15$, überhaupt im Rechnungsverfahren, weichen aber in den zulässigen Beanspruchungen und einigen technischen Forderungen von einander ab. Die anderen deutschen Bundesstaaten haben sich teils mehr den preuß. Bestimmungen, teils mehr den „Leitsätzen“ angeschlossen, letzteres namentlich in Süddeutschland.

Im Jahre 1906 sind dann zu den preuß. Bestimmungen für Hochbauten solche für Ingenieur-Bauten zunächst im Bezirk der Eisenbahn-Direktion Berlin gekommen, die dann aber durch das Minist. d. öffentl. Arbeiten zur Anwendung im Bereiche der Eisenbahn-Verwaltung überhaupt empfohlen worden sind. Sie unterscheiden sich grundsätzlich von den Bestimmungen für Hochbauten dadurch, daß für die auf Biegung beanspruchten Bauteile auch eine Berechnung durchzuführen ist unter voller Beteiligung des Betons an der Aufnahme der Zugkräfte. Die Zugspannungen sollen sich dabei so mäßig ergeben, daß das Eintreten wirklicher Risse ausgeschlossen ist. Das Verhältnis $E_e : E_b$ ist $=10$ zu setzen, außerdem werden die zulässigen Beanspruchungen für Beton und Eisen nach der Art der Beanspruchung der Bauteile (mittelbare oder unmittelbare Einwirkung der beweglichen Lasten) abgestuft.

Die preuß. Vorschriften für Hochbauten sind dann i. J. 1907 in etwas veränderter Form namentlich hinsichtlich der zulässigen Beanspruchungen — Herabsetzung der Zugbeanspruchung des Eisens von 1200 auf 1000 kg/qcm — neu erschienen und haben später i. J. 1909 durch Bestimmungen für die Berechnung von Säulen aus umschürtem Eisenbeton und i. J. 1912 für Druckglieder gleicher Ausbil-

dung Erweiterungen erfahren. Nachdem dann i. J. 1910 für Eisen-Hochbauten allgemein die zulässige Zugbeanspruchung des Eisens auf 1200 kg/qcm heraufgesetzt worden war, ist es den Bemühungen des „Deutschen Beton-Vereins“ schließlich 1913 gelungen, auch für das Eisen in Eisenbeton-Hochbauten die Zulassung dieser Beanspruchung wieder zu erreichen, die allerdings an bestimmte Güte-Vorschriften für das Eisen geknüpft wurden, die im Kreise der Eisen-Industrie gewissem Widerspruch begegneten.

Im Jahre 1908 trat dann der „Deutsche Ausschuss für Eisenbeton“ unter Führung und Vorsitz des preuß. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten zusammen, dem Vertreter des zuständigen Reichsamtes und der Ministerien in Baden, Bayern, Preußen, Sachsen und Württemberg, aller amtlichen deutschen Materialprüfungs-Anstalten des „Vereins deutscher Portland-Zement-Fabrikanten“, des „Deutschen Beton-Vereins“, des „Verbandes deutsch. Arch.- und Ing.-Vereine“ angehören. Es traten ihm später noch der „Verein deutscher Ingenieure“ und der „Verein deutscher Eisenhüttenleute“ bei. Mit Mitteln des Reiches und Preußens, sowie namentlich der beiden erstgenannten Vereine der Zement- und Beton-Industrie wurden umfangreiche Versuche eingeleitet, mit dem Endziel, die wissenschaftlichen Unterlagen zu schaffen für die Aufstellung sachgemäßer, den Forderungen der Allgemeinheit an die Sicherheit der Ausführung wie den Interessen der beteiligten Industrien entsprechender Vorschriften für Eisenbetonbauten, von denen man nach der Art ihres Zustandekommens erwarten durfte, daß sie in ganz Deutschland Anwendung durch die zuständigen Behörden finden würden. Die mit großen Mitteln eingeleiteten Versuche sind zwar noch nicht für alle Fragen abgeschlossen, aber doch soweit, daß, dem dringenden Bedürfnis nach einer Neuregelung der Vorschriften entsprechend, eine Neufassung der Bestimmungen für Eisenbetonbauten, und zwar jetzt vereint für Hoch- und Ingenieur-Bauten nach eingehenden Beratungen, die bis auf das Jahr 1911 zurückgehen und mit einem vom „Deutschen Beton-Verein“ aufgestellten ersten Entwurf begannen, vom „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ im Oktober d. Js. zum Abschluß gebracht werden konnte. Diese „Bestimmungen für die Ausführung von Bauten aus Eisenbeton“ liegen bereits dem preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten vor mit der Bitte, sie amtlich in Preußen einzuführen, Ein Gleiches gilt von den übrigen Bundesstaaten.

Die neuen Bestimmungen sind, wie nach ihrer Entstehungsgeschichte nicht anders zu erwarten, ein Kompromiß nicht nur zwischen den nicht immer zusammengehenden Interessen der Wirtschaftlichkeit und der Sicherheit, der Industrie und der Aufsichtsbehörden, sondern auch, hinsichtlich der noch nicht ganz geklärten Fragen, zwischen verschiedenen wissenschaftlichen Anschauungen und praktischen Gewohnheiten. Sie werden aber gerade deswegen für den augenblicklichen Stand unserer Erkenntnis auf diesem Gebiet das Richtige treffen und dürfen jedenfalls als ein wesentlicher Fortschritt betrachtet werden, der allen Teilen zugute kommt.

Was zunächst die äußere Gestalt und den Gesamtinhalt betrifft, so ist die Teilung in die beiden Abschnitte I, Allgemeines Vorschriften und II, Leitsätze für die statische Berechnung, auch für die neuen Vorschriften beibehalten, dagegen ist der bisherige Abschnitt III, Rechnungsverfahren mit Beispielen, in Fortfall gekommen in der Erwägung, daß sich inzwischen allgemein anerkannte Verfahren herausgebildet haben und in der Fachliteratur so eingehend behandelt worden sind, daß sich in der Vorschrift selbst ein Eingehen auf ein bestimmtes Rechnungsverfahren erübrigt, wie das ja auch bei den Vorschriften für Eisenkonstruktionen der Fall ist.

Den Vorschriften wird jetzt eine Vorbemerkung vorausgeschickt des Inhaltes, daß mit Rücksicht darauf, daß Bauleitung und Ausführung von Eisenbetonbauten eine gründliche Kenntnis dieser Bauweise erfordern, nur solche Unternehmer herangezogen werden sollen, die entsprechende Gewähr bieten, was nachzuweisen ist. Diese Vorbemerkung entspricht, soweit uns bekannt ist, einem besonderen Wunsche des „Deutschen Beton-Vereins“, um unfähige Elemente fern zu halten, die durch mangelhafte Ausführung, die Einstürze zur Folge hatten, die Entwicklung des Eisenbeton-Baues zu schädigen geeignet sind. Auch für die Bauleiter, Poliere, Vorarbeiter, sind Persönlichkeiten von besonderer Sachkenntnis und Erfahrung zu fordern. Eine Aufnahme dieser Forderungen in die bindenden Vorschriften selbst war, als gegen die Gewerbefreiheit verstoßend, nicht angängig.

Der Teil I, Allgemeine Vorschriften, gliedert sich in 13 Paragraphen, die zunächst den Geltungsbereich der Vorschriften betreffen, der nunmehr ausgedehnt ist auf alle eigentlichen Eisenbeton-Bauten. Die §§ 2 und 3 betreffen die Bauvorlagen und den vorläufigen Festigkeitsnachweis. Sie entsprechen im Wesentlichen dem alten § 1 und Teilen von § 3. Neu ist, daß nicht nur die gewährleistete Bruchfestigkeit nach 28 Tagen, sondern auch nach 45 Tagen gleich mit den Bauvorlagen anzugeben ist. Der neue § 4, Bauleitung, bedeutet eine Verschärfung der baupolizeilichen Aufsicht insofern, als der Name des verantwortlichen Bauleiters und jeder Wechsel in seiner Person der Baupolizei-Behörde sofort anzuzeigen ist.

Der § 5, Baustoffe, hat gegenüber dem denselben Stoff früher behandelnden § 2 eine wesentliche Erweiterung und Umgestaltung erfahren. Zunächst ist eine gewisse Erleichterung dahin eingetreten, daß für den Nachweis der Eigenschaften der Materialien nur im Streitfalle Zeugnisse einer amtlichen Prüfungsanstalt zu fordern sind. Während nach den alten Bestimmungen nur den preuß. Normen entsprechender Portland-Zement zugelassen ist, wird nach der amtlichen Gleichstellung des Eisenportland-Zementes jetzt auch dieser zugelassen. Für beide wird gefordert, daß sie normal bindend sein sollen, was, da die Abbindezeit eines Zementes erfahrungsgemäß wechselt, durch den Unternehmer während des Baues wiederholt durch Abbindeproben nachzuweisen ist. Von weiteren Zementprüfungen, auch von der früher vorgeschriebenen Raumbeständigkeits-Prüfung ist nach längeren Beratungen abgesehen worden. Für die Steinzuschläge wird jetzt vorgeschrieben, daß sie wetterbeständig sein sollen, außerdem nach schlechten Erfahrungen, die bei Brandproben in Groß-Lichterfelde mit gewissen Materialien gemacht worden sind, daß für Teile, die nach baupolizeilicher Vorschrift feuerfest sein müssen, auch solche Zuschläge zu wählen sind, die im Beton dem Feuer widerstehen. Für das Eisen enthalten die alten Bestimmungen Vorschriften nicht, dagegen waren wie schon erwähnt, mit der Wiederheraufsetzung der Eisenzugspannung auf 1200 kg/qcm durch Erlaß vom 15. 5. 1913 Gütevorschriften verbunden. Diese sind jetzt nicht festgehalten, auch ist von der Festsetzung einer Streckgrenze, die anfangs geplant ward, abgesehen worden. Nach den Versuchen und Erfahrungen des Materialprüfungs-Amtes in Lichterfelde erscheint aber eine Streckgrenze von 2400 kg/qcm bei dem zur Verwendung kommenden Rundeisen fast durchweg gesichert. Verlangt wird jetzt nur, daß das Eisen den Mindestforderungen für

Bauwerkweisen nach den Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl, aufgestellt vom „Verein deutscher Eisenhüttenleute“ 1911, entsprechen soll. Es sollen auf der Baustelle leicht durchführbare Kaltbiege-Proben des Eisens in dem Zustande, wie es angeliefert wird, vorgenommen werden. Nur ganz ausnahmsweise sollen Zerreiß-Proben durch die Baupolizei verlangt werden.

Sehr viel eingehender sind die Vorschriften über die Zubereitung der Betonmasse im neuen § 6. Die Bemessung des Zementes ist dabei nach Gewicht vorgesehen. Es ist auch eingehend erwogen worden, ob nicht ein bestimmter Mindestgehalt an Zement von 300 kg in 1 cbm Betonmischung vorgeschrieben werden sollte, wie das u. A. in den schweizerischen und österreichischen Vorschriften der Fall ist. Man hat jedoch schließlich von einer bindenden Vorschrift abgesehen, da die Festigkeit des Betons von so verschiedenen Faktoren abhängt, daß es nicht genügt, für einen einzelnen feste Zahlen zu geben. Solange die geforderte Druckfestigkeit (150 kg/qcm nach 28 Tagen, 180 nach 45) nicht nachgewiesen ist, darf die Baupolizei-Behörde jedoch Vorschriften für den Zementgehalt machen. Erforderlich ist auf alle Fälle zur rosticheren Umhüllung des Eisens ein dichter Beton. Es wird darauf hingewiesen, daß ein solcher bei wenigstens $\frac{1}{2} \text{ cbm}$ Mörtel auf 1 cbm Beton-Mischung erfahrungsgemäß erreicht wird. Es wird ferner darauf hingewiesen, daß die Festigkeit des Betons mit steigendem Wasserzusatz abnimmt, daß also zur Erzielung der verlangten Festigkeit je nach Größe des Wasserzusatzes namentlich auch die Höhe der erforderlichen Zementmenge schwankt. Ebenso muß der Zementgehalt wachsen mit dem steigenden Sandgehalt in der Betonmasse. Es werden ferner auch Anleitungen für die Mischweise gegeben und es wird für große Bauausführung Maschinenmischung gefordert, die eine gleichmäßigere, innigere Durcharbeitung und dementsprechend höhere Festigkeit sichert.

Die Vorschriften für die Verarbeitung der Betonmasse in § 7 weichen nicht wesentlich von denen des früheren § 5 ab. Neu ist die ausdrückliche Forderung, daß Steg und Platte eines Plattenbalkens in einem Arbeitsgang zu betonieren sind, soweit die Abmessungen das gestatten. Für das Betonieren bei Frost werden jetzt -3° C. als der Kältegrad bezeichnet, bei dem nur noch betoniert werden darf, wenn durch geeignete Maßnahmen ein Schaden durch den Frost verhindert wird.

Ebenso sind die Bestimmungen für das Einbringen des Eisens in § 9, früher § 6, mehr ins Einzelne gehend, z. B. werden Bügel für Plattenbalken unbedingt vorgeschrieben, ferner werden Angaben gemacht für Hakenform und Größe bei den Zugeisen, für die Krümmung der aufgebogenen Eisen usw.

Ganz besondere Aufmerksamkeit wenden die neuen Vorschriften in §§ 10 und 11 den Schalungen, Schalungsfristen und der Ausschalung zu, weil hiervon in hohem Maße eine sichere Ausführung und Erhärtung der Konstruktion abhängt und weil gerade hiergegen noch oft gesündigt wird. An Stelle der früheren ziemlich allgemeinen Angaben über die Schalung werden jetzt ganz bestimmte konstruktive Vorschriften gegeben. Die Schalungsfristen der wichtigen Teile sind ungeändert geblieben, dem verantwortlichen Bauleiter wird aber ausdrücklich die Pflicht auferlegt, sich vor Ausschalung von der ausreichenden Erhärtung des Betons und Tragfähigkeit der Bauteile zu überzeugen. Ferner werden Vorschriften gegeben, die eine Ueberlastung und eine mißbräuchliche Benutzung der Rüstungen verhindern sollen.

Die Bestimmungen über die Prüfung während der Ausführung und über Probelastungen sind klarer gefaßt als früher. Letztere dürfen nicht vor 45tägiger Erhärtung vorgenommen werden und mit nicht mehr als der $1\frac{1}{2}$ -fachen Nutzlast bei Deckenfeldern, bei Ingenieurbauten dagegen, wo sichtbare Risse vermieden werden müssen, mit den rechnermäßigen Verkehrslasten. Die größte Durchbiegung nach 12stündiger Belastung und die bleibende Durchbiegung 12 Stunden nach Entlastung sind festzustellen. Es ist erwogen worden, ob bestimmte Werte für die Durchbiegung festgelegt werden sollten. Man hat davon aber abgesehen, weil noch keine ausreichende Erfahrungen vorliegen, dagegen ist das Verhältnis der bleibenden zur Gesamtdurchbiegung auf $\frac{1}{4}$ festgesetzt, da erfahrungsgemäß ein höheres Verhältnis auf Schäden an dem betreffenden Bauteil schließen läßt. — (Schluß folgt.)

Inhalt: Herstellung billiger Zierdecken mit Zuhilfenahme fertiger Eisenbetonbalken. — Die statische Berechnung von Gewölbem. — Neue deutsche Vorschriften für die Ausführung von Eisenbeton-Bauten. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg., P. M. Weber in Berlin.



DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

 UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
 CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

№ 21.

Neue Eisenbeton-Brücken im oberen Siegtal.

Von H. J. Kraus, Ingenieur der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H. in Düsseldorf.

Hierzu die Abbildungen Seite 164 und 165.



Im Laufe der letzten beiden Jahre wurden an der oberen Sieg seitens der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H. in Düsseldorf verschiedene Brückenbauwerke zur Ausführung gebracht, die im Folgenden einer kurzen Besprechung unterzogen werden sollen.

I. Siegbrücke bei Weidenau.

In dem kleinen Orte Buschgotthardshütten bei Weidenau a. d. Sieg besteht schon seit 1828 eine Genossenschaft, die im Besitze von ausgedehnten Ländereien, Wäldern und Haubergen ist. Diese beschloß, ihren auf der rechten Seite der Sieg in dem

landschaftlich schön gelegenen Charlottental befindlichen Besitz als Baugelände aufzuschließen. Zu diesem Zwecke mußte die Sieg überbrückt werden, um einen Anschluß an die Verkehrsstraße auf der linken Siegseite zu erhalten.

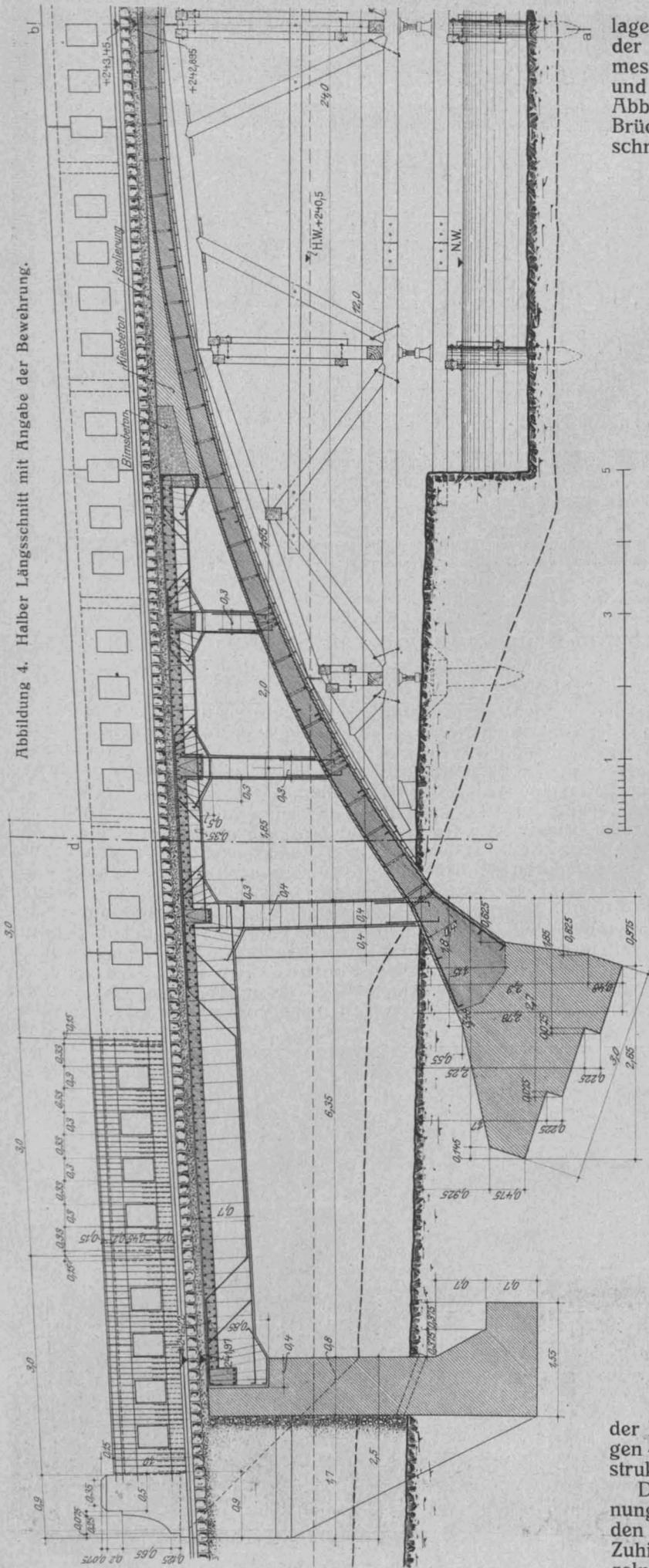
Auf Grund des eingereichten Entwurfes nebst Kostenanschlag wurde der genannten Firma im Mai 1913 seitens des Genossenschafts-Vorstandes der Auftrag zur Ausführung der Brücke erteilt.

In Abbildung 1 ist eine Ansicht des fertigen Bauwerkes dargestellt. Das eigentliche Flußbett wird durch einen Bogen von 24 m Weite überspannt, während die beiden seitlichen Flutöffnungen durch Plattenbalken-Konstruktionen von 6,35 m Lichtweite überdeckt sind. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt demnach zwischen den Vorderkanten der Endwider-



Abbildung 1. Ansicht der Straßenbrücke über die Sieg bei Weidenau.

Abbildung 4. Halber Längsschnitt mit Angabe der Bewehrung.



lager gemessen 36,7 m. Die nutzbare Breite der Brücke zwischen den Brüstungen gemessen ist 11 m, wovon 6 m als Fahrbahn und 2 · 2,5 m als Fußwege benutzt werden. Abbild. 2, S. 164, zeigt eine Uebersicht der Brückenordnung in Längs- und Querschnitten, Abbildung 3 gibt den Grundriß

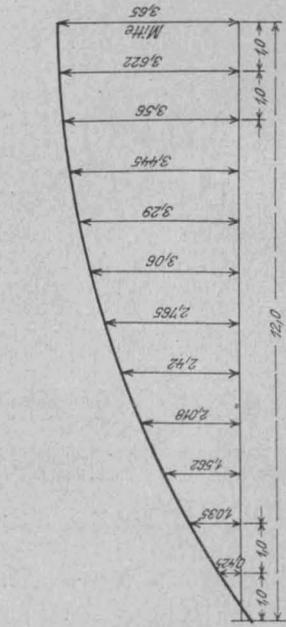


Abbildung 8.
Kurve der Lehrbögen des Brückengerüstes.
Siegbrücke bei Weidenau.
Entwurf und Ausführung: Allg. Hochbau-Gesellsch. m. b. H., Düsseldorf.

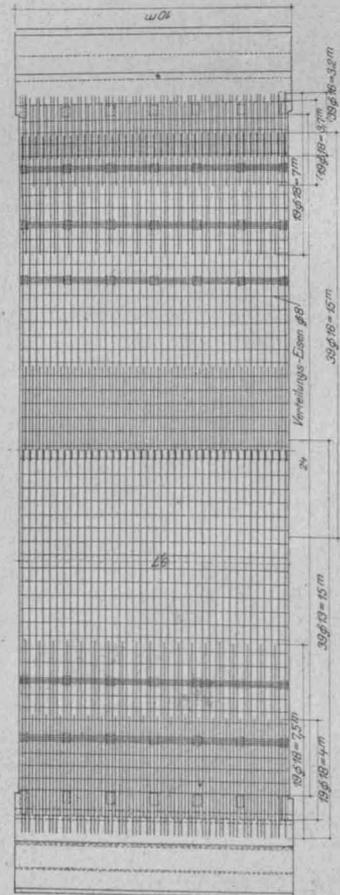


Abbildung 5. Grundriß des Gewölbes mit Eintragung der Bewehrung.
Maßstab wie in Abbildung 2 und 3, S. 164).

der Brücke wieder und aus den Abbildungen 4—7 sind die Einzelheiten der Konstruktion und die Bewehrung ersichtlich. Das Brückengewölbe in der Haupt-Oeffnung wurde als eingespannter Bogen nach den Regeln der Elastizitätstheorie unter Zuhilfenahme der Einflußlinien für die einzelnen Bogenquerschnitte berechnet. Als

Verkehrslast waren eine Dampfwalze von 20 t und Menschengedränge von 400 kg/qm vorgeschrieben. Die Materialbeanspruchungen durch Temperaturänderungen wurden für $\pm 20^\circ \text{C}$. berücksichtigt. Die Höchstspannung für den ungünstigsten Zustand beträgt 43,7 kg/qcm für den Beton und 995 kg/qcm für das Eisen. Das rechte Bogenwiderlager ist ganz auf Fels gegründet, während in der Baugrube des linken Widerlagers der Baugrund zwischen Fels und sehr festem Kies wechselte. Obschon die Beschaffenheit des Baugrundes also wohl eine höhere Beanspruchung zugelassen hätte, wurde der Größtwert derselben zu 3 kg/qcm angenommen.

Ueber dem Brückenbogen baut sich auf Stützen die Brückentafel auf (Abbildungen 3, 4, 7), deren Platten und Balken als durchlaufende Träger für die oben schon angegebenen Verkehrslasten berechnet wurden. Die Fußwege sind mit Rücksicht auf das gefälligere Aussehen teilweise ausgekragt; bei dieser Anordnung konnte an Gewölbebreite und damit auch an Kosten gespart werden. Die Brückenkonstruktion auf den beiden Bogenhälften ist unsymmetrisch, da die Brückentafel in der Längsrichtung in einer Steigung von 1:20 liegt und die Bogenkämpfer entsprechend den vorhandenen Geländebeziehungen zweckmäßig in gleicher Höhe liegen sollten. Um nun keine unsymmetrische, ruhende Belastung für den Bogen zu erhalten, wurde als Füllmaterial in der Nähe des Bogenscheitels teils Kies, teils Bimsbeton gewählt (Abbildung 2). Diese beiden Baustoffe wurden so verteilt, daß die beiden Bogenhälften rechnerisch ganz symmetrisch belastet waren. Aus dem gleichen Grunde wurden die Querträger der Brücke in verschiedener Breite ausgeführt (vergl. Abbildungen 2 und 3), um auch den Gewichtsunterschied, der durch die verschiedenen langen Stützen entsteht, auszugleichen. In Abbildung 5 ist die Bewehrung des Gewölbebogens dargestellt.

Die Konstruktion der beiden seitlichen Flutöffnungen bietet nichts Neues. Zwischen der Mittel- und den Seitenöffnungen sind entsprechend der größeren Belastung Stützen von größerem Querschnitt angeordnet, als über dem Bogen. Aus architektonischen Gründen erhielten die 4 Außenstützen über den Bogenkämpfern eine Breite von 0,80 m.

Neben den Bordsteinen zu beiden Seiten der Fahrbahn, die in Beton gleich mitgestampft wurden, ist je 1 Rohrkanal für städtische Leitungen untergebracht. Die Abdeckung der Kanäle geschah durch Betonplatten von 6 cm Stärke, die in einer Form an der Baustelle gestampft worden waren. Die Fahrbahn ist mit 15 cm hohem Steinpflaster auf Sandbettung befestigt; die Fußwege erhielten Gußasphalt-Belag.

Die Brüstungen der Brücke sind in Eisenbeton von 10 cm Stärke hergestellt worden. Die Durch-

brechungen von 30/45 cm Größe wurden mit schmiedeisernen Gittern gefüllt, die in der Schalung versetzt und dann mit eingestampft wurden (Abb. 4 und 7).

Die gesamten Ansichtsflächen der Brücken sind mit dem Stockhammer leicht überarbeitet worden.

Mit dem Bau der Brücke wurde Mitte Juli 1913 begonnen, sodaß die Ausführung bei trockenem Wetter und niedrigem Wasserstande erfolgen konnte. Infolge dieser günstigen Umstände konnte das eindringende Wasser beim rechten Bogenwiderlager durch eine Handpumpe gehalten werden. Bei dem Bogenwiderlager auf der linken Siegseite war jedoch infolge des hier vorhandenen durchlässigen Kiesbodens der Wasserandrang ziemlich stark. Die Baugrube, die ebenso wie beim rechten Widerlager mit Böschung hergestellt war, wurde hier durch eine Kreiselpumpe von 200 mm Rohrweite trocken gehalten. Vor dem Beginn des Betonierens wurde in der Baugrube eine Drainage aus Rohren verlegt, die das sich ansammelnde Wasser nach dem Pumpenschacht führte. Auf diese Weise konnte der Beton vollständig im Trockenen eingebracht und bis nach dem Abbinden wasserfrei gehalten werden. Die Baugruben der beiden Endwiderlager und Flügel waren infolge ihrer geringen Tiefe ganz trocken.

Das Lehrgerüst, welches mit 40 mm Ueberhöhung im Scheitel hergestellt war (Abb. 8, S. 162), stand, wie aus Abbildungen 2 und 4 zu ersehen ist, auf Gerüstschrauben; es kamen hiervon 35 Stück zur Verwendung. Das Gewölbe wurde am 29. und 30. August 1913 betoniert; hierbei wurde so verfahren, daß am 1. Tage eine Längslamelle von 4,70 m Breite fertig betoniert wurde; am 2. Tage wurden dann die beiden verbleibenden seitlichen Längslamellen von je 2,50 m Breite eingebracht. Die Formänderungen des Lehrgerüsts während des Betonierens wurden durch besonders hergestellte Meßvorrichtungen an 9 Punkten beobachtet und dort, wo sie über die erwarteten Maße hinausgingen, mittels der Gerüstschrauben verringert.

Am 1. Okt. 1913 wurde das Brückengewölbe durch Ablassen der Gerüstschrauben ausgerüstet. Die Senkungen des Bogens wurden durch Griot'sche Biegunsmesser festgestellt; der Scheitel senkte sich um das Maß von 3 mm. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß der Bogen nur durch sein Eigengewicht und das Gewicht der Schalung für die Brückentafel belastet war, da die obere Brückenkonstruktion erst nach dem Ablassen des Lehrgerüsts betoniert werden sollte, um Verdrückungen und Risse an den auf den Bogen sich stützenden Teilen zu vermeiden.

Aus der Aufnahme Abbildung 9, S. 165, ist die Bewehrung der Brückentafel ersichtlich; die Betonierung der letzteren nahm 4 Tage in Anspruch.

Am 15. Januar 1914 wurde das Bauwerk seitens der Auftraggeberin abgenommen. — (Fortsetzung folgt.)

Neue deutsche Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton.



ine Zusammenstellung von Regeln für die sachgemäße Ausführung von Bauten in Stampfbeton ist erstmalig in den „Leitsätzen“ des „Deutschen Beton-Vereins“ erschienen, die unter Zuziehung von Vertretern der das Bauwesen leitenden Ministerien verschiedener deutscher Bundesstaaten, der technischen Versuchsanstalten, einiger technischer Verbände und sonstiger Sachverständiger beraten und in Heidelberg i. J. 1905 angenommen worden sind. Sie beruhen auf langjährigen praktischen Erfahrungen und umfangreichen, von der Beton- und Zement-Industrie durchgeführten Versuchen. Diese „Leitsätze“ bildeten die Grundlage für die 1908 vom „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ aufgestellten, unter dem 19. Juli 1909 vom preuß. Ministerium der öffentlichen Arbeiten und dann auch in anderen Bundesstaaten angenommenen „Allgemeinen Bestimmungen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton“, die übrigens keine wesentlichen sachlichen Abweichungen von den Leitsätzen zeigen. Eine Abänderung haben diese Bestimmungen für Preußen durch Erlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 8. Dezember 1910 hinsichtlich der zulässigen Druckbeanspruchungen in Betonstützen erfahren.

Die Bestimmungen vom Jahre 1908 beziehen sich nur auf Stampfbeton und auch nur auf solchen, der mit Portland-Zement als Bindemittel hergestellt wird. Inzwischen sind auch andere Bindemittel für die Betonbereitung allgemein zugelassen und es sind für sie amtliche Vorschriften aufgestellt worden, außerdem haben andere Herstellungsverfahren neben dem Stampfbeton neu oder wieder an Bedeutung gewonnen, und auch sonst haben sich die Anschauungen auf Grund weiterer Erfahrungen und Versuche z. T. geändert. Eine Neufassung und Erweiterung der Bestimmungen schien daher geboten. Sie ist im Oktober d. J. durch den „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ abgeschlossen worden und liegt jetzt den zuständigen Ministerien in den verschiedenen Bundesstaaten mit der Bitte um allgemeine Einführung vor. Es gilt von ihnen dasselbe, wie von den neuesten Bestimmungen für Eisenbeton, d. h. sie sind ein Kompromiß z. T. widerstreitender Anschauungen und Wünsche, dürften aber jedenfalls dem Betonbau zur weiteren Förderung dienen.

Was die äußere Form anbetrifft, so sind die neuen Bestimmungen eine vollständige Neugestaltung der alten, vor allem ist die Trennung in eigentliche Bestimmungen und Erläuterungen, die noch aus den alten „Leitsätzen“ stammt, fortgefallen und auch sonst ist die Behandlung

Abb. 2. Gesamtanordnung.

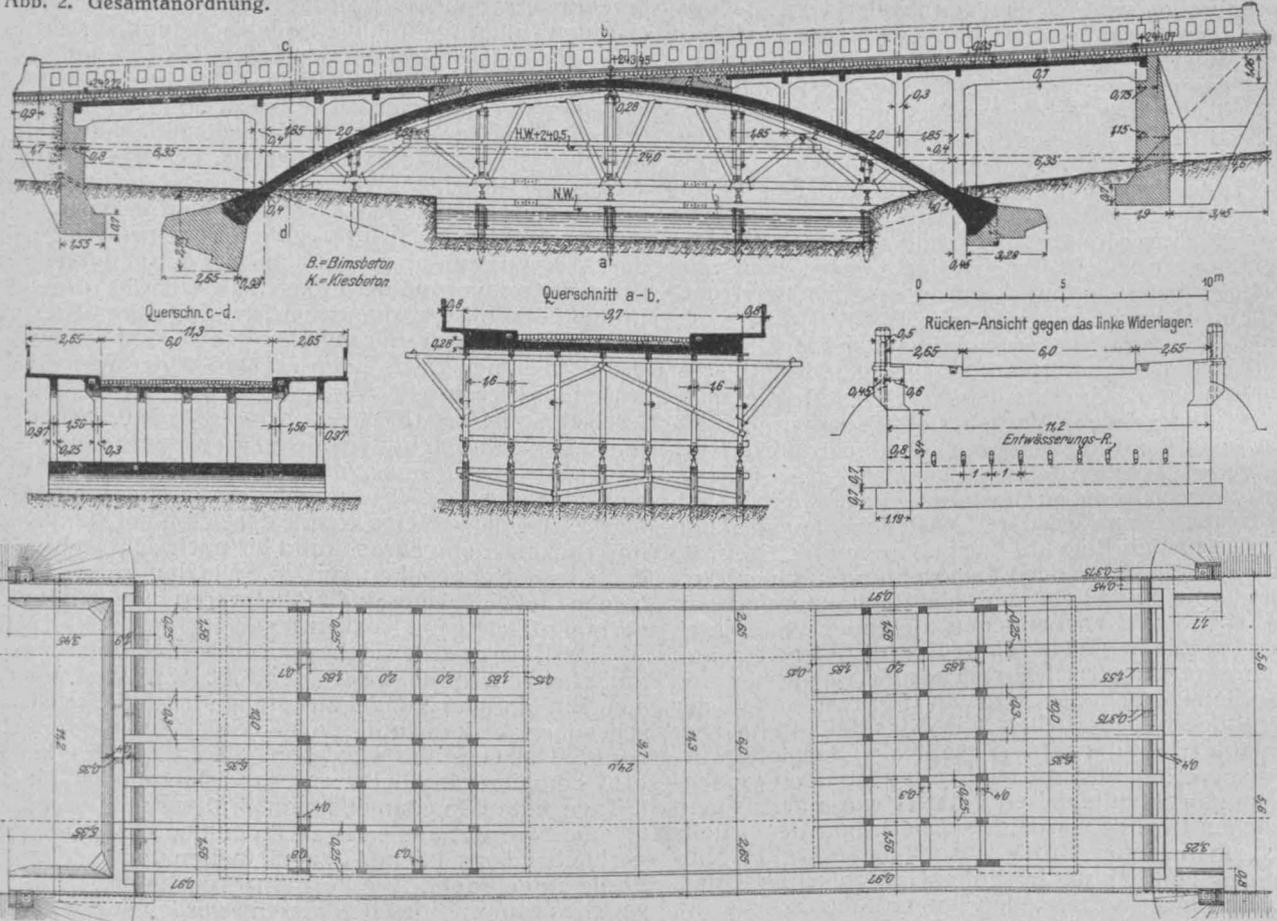


Abbildung 3. Brücken-Grundriß. Schnitt unter der Fahrbahn.

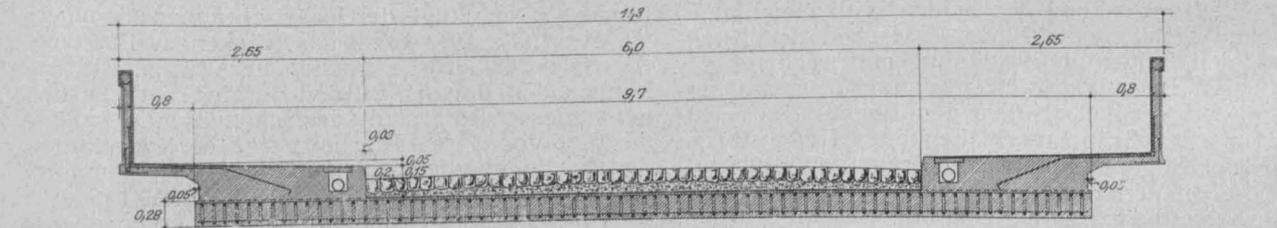


Abbildung 6. Querschnitt im Brückenscheitel nach a-b Abb. 2 mit Angabe der Bewehrung. (Maßstab wie Abb. 4, S. 162.)

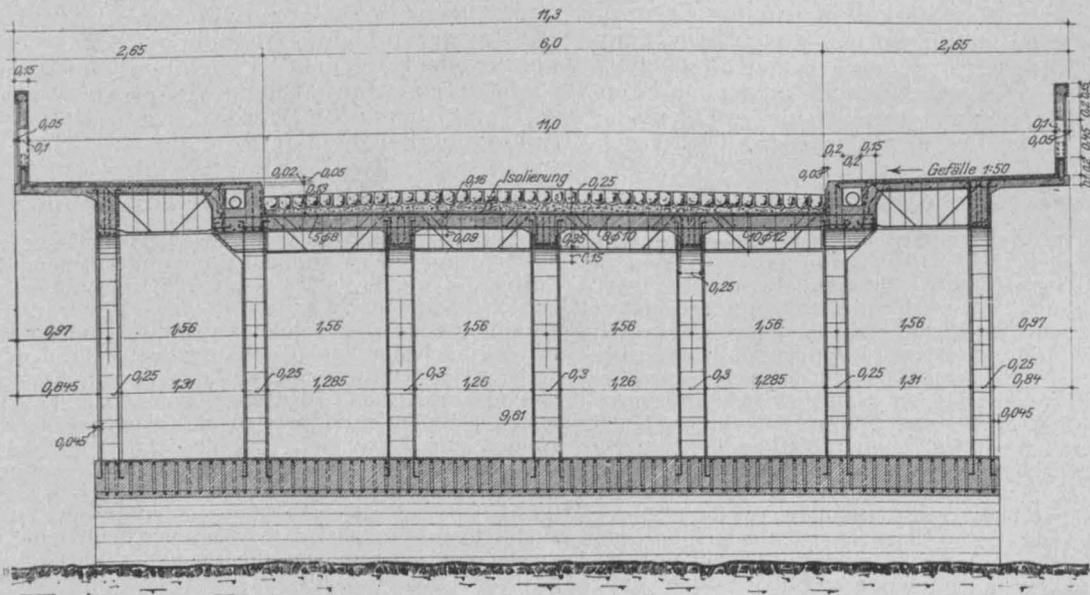


Abbildung 7. Querschnitt nach c-d in Abb. 2 am Kämpfer (Maßstab wie Abb. 4.)
Neue Eisenbeton-Brücken im oberen Siegtal. I. Siegbücke bei Weidenau.

des Stoffes noch klarer und übersichtlicher geworden. Die Bestimmungen sind jetzt ferner gültig für alle Ausführungen von Bauten aus Beton, unter Beton jedoch nur Zement-Beton verstanden, d. h. ein solcher, bei

dem als Bindemittel Portland-Zement, Eisen-Portland-Zement oder andere als Zement anerkannte Bindemittel (d. h. also auch Hochfenzement) benutzt werden. Verwendet werden darf nur normalbindender Zement,

der den jeweilsgültigen amtlichen Vorschriften entspricht. Durch wiederholte Proben auf der Baustelle ist (da die Abbindezeit des Zementes wechseln kann) festzustellen, daß kein rasch bindender Zement verwendet wird. Die Zummessung des Zementes hat nach Gewicht zu erfolgen. Für die Umrechnung der Gewichtsteile auf Raumteile war früher ein Durchschnittsgewicht von 1400 kg/cbm angenommen worden. Auf Anregung aus dem Kreise der Portland-Zement-Fabrikanten ist von der Einführung eines solchen Mittelwertes jetzt abgesehen, da der Zementgehalt in der Mischung dabei tatsächlich ein recht verschiedener werden kann.*) Es soll jetzt stets das Gewicht des Zementes nach losem Einfüllen in ein Hektoliter-Gefäß bestimmt werden.

Die Bestimmungen beziehen sich jetzt also nicht mehr allein auf Stampfbeton, für den die Herstellungsvorschriften im Wesentlichen bestehen geblieben sind, nur daß der guten Verbindung der aufeinanderfolgenden Stampfschichten noch größere Aufmerksamkeit als früher zugewendet worden ist, sondern auch auf Schüttbeton,

die deutschen Baugewerks-Berufsgenossenschaften berücksichtigt worden.

Etwas schärfer gefaßt sind auch die Bestimmungen über Prüfung und Abnahme nach Fertigstellung der Arbeiten. Probelastungen werden dabei, um dem Unternehmer nicht unnütze Kosten zu verursachen, auf den unbedingt nötigen Umfang beschränkt und sie dürfen keinesfalls vor 45-tägiger Erhärtung des Betons vorgenommen werden, damit sie dem Bauwerk keinen Schaden zufügen. Festigkeitsprobe ist wie bisher die Würfelprobe und zwar ist an der bisherigen Würfelgröße von 30 cm Kantenlänge festgehalten. Es sind in einem Anhang wieder besondere Vorschriften gegeben worden, über die Durchführung der Druckversuche, die von den früheren nicht wesentlich abweichen (Lagerung und Versand sind etwas abweichend behandelt), und nur noch erweitert sind für Würfelproben mit flüssigem Beton. Die Würfelprobe nach 28 Tagen soll die maßgebende sein, es wird aber jetzt, falls kalte Witterung die Erhärtung verlangsamt, zugelassen, erst die 45 Tageprobe als die maßgebende anzu-

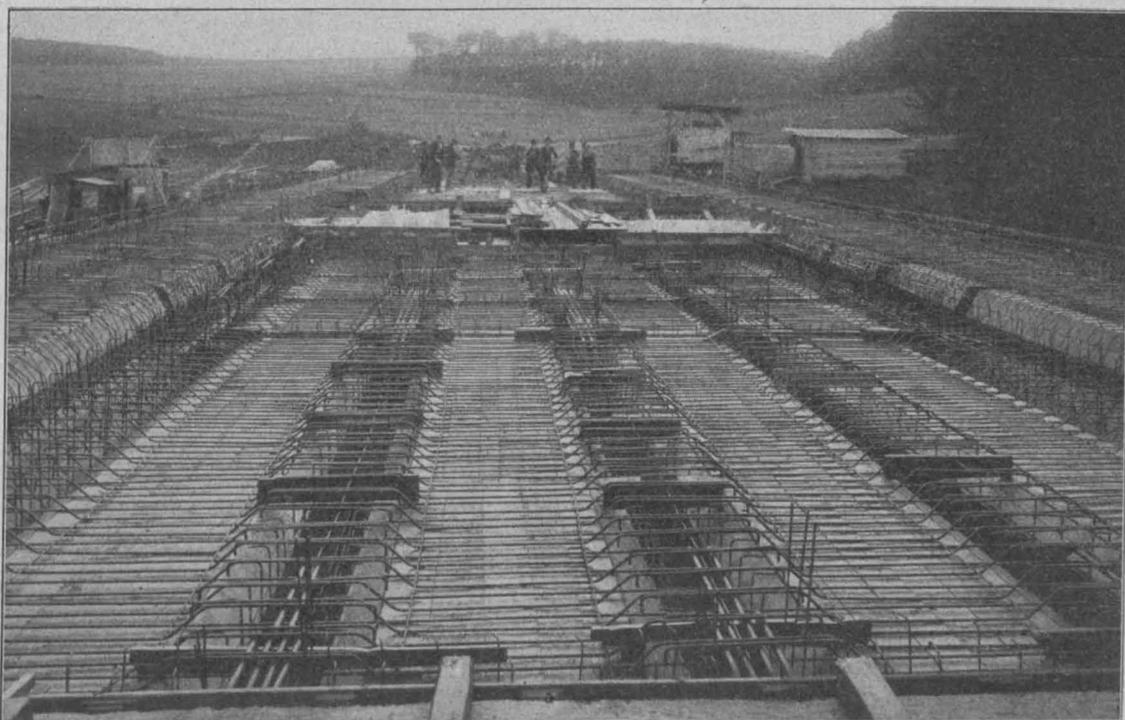


Abbildung 9. Bewehrung der Brückentafel der Straßenbrücke über die Sieg bei Weidenau.
Neue Eisenbeton-Brücken im oberen Siegtal.

der ja schon von altersher bekannt ist, und auf Gußbeton, der nach amerikanischem Vorbild jetzt auch in Deutschland schon in größerem Umfange angewendet wird und als dessen besonderer Vorzug, neben Erleichterung des Herstellungsverfahrens gegenüber dem Stampfbeton, größerer Einheitlichkeit des ganzen Betonkörpers geltend gemacht wird. Es sei erinnert an die lebhaften Auseinandersetzungen in der Fachpresse, die sich nach dieser Richtung an den Einsturz einer in Stampfbeton ausgeführten Mauer der Schleuse bei Hemelingen geknüpft haben. Eine Gefahr liegt anderseits beim Gußbeton in der Möglichkeit leichter Entmischung der flüssigen Betonmasse. Die neuen Bestimmungen geben daher sehr eingehende Vorschriften, wie der besonderen Natur dieses Baustoffes Rechnung zu tragen ist. Die Vorschriften für das Mischen sind im Wesentlichen bestehen geblieben, nur wird jetzt für alle größeren Bauausführungen die Mischung mittels einer geeigneten Mischmaschine gefordert. Zumischen anderer Stoffe in Pulverform (Traß, Kalk usw.) muß so geschehen, daß eine innige Mischung gewährleistet ist (Vermahlen auf der Baustelle). Sehr eingehend wird in gleichartiger Weise wie bei den Bestimmungen für Eisenbeton die Herstellung der Schalungen und die Ausrüstung behandelt. Es sind hier auch die Normal-Unfallverhütungs-Vorschriften für

sehen. Andererseits ist in eiligen Fällen auch eine Vorprüfung nach 7 Tagen vorgesehen, der jedoch die Hauptprüfung nach 28 Tagen folgen muß.

Abweichend von den früheren Bestimmungen ist die Frage der zulässigen Beanspruchung gelöst. Wie früher ist die Druckbeanspruchung auf höchstens $\frac{1}{5}$ der Druckfestigkeit, ermittelt nach der Würfelprobe, festgesetzt, es ist aber nun auch eine obere Grenze von 50 kg/qcm festgelegt, die nur bei einigen besonderen Konstruktionen überschritten werden darf. Für Stützen und Pfeiler sind jetzt die Bestimmungen des preuß. Ministerial-Erlasses vom 8. Dezember 1910 aufgenommen, wonach die Druckbeanspruchung mit zunehmendem Verhältnis der Höhe des Pfeilers zur kleinsten Dicke abzumindern ist von $\frac{1}{5}$ der Druckfestigkeit bei dem Verhältnis $1:1$ bis zu $\frac{1}{20}$ bei $10:1$. Bestrebungen des „Deutschen Beton-Vereins“, die auch von den Bach'schen Versuchen mit unbewehrten Prismen (Mitteilungen Jahrg. 1914) unterstützt werden, die Grenzen für die Druckbeanspruchung zwischen $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit festzulegen, haben keinen Erfolg gehabt.

Neu ist die Einsetzung eingehender Bestimmungen über die Berechnung zentrisch belasteter Stützen auf Knicken. Sobald ihre Höhe mehr als das 15fache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt, hat die Knickbewehrung nach der Euler'schen Formel und nach denselben Gesichtspunkten, wie sie in den Eisen-Beton-Bestimmungen für Eisenbetonsäulen festgelegt sind, zu erfolgen. Es gilt hier auch dasselbe, was schon dort über die Zulässigkeit der Anwendung anderer Knickformeln gesagt ist. Wir bringen den Wortlaut der neuen Bestimmungen demnächst hier zum Abdruck. — Fr. E.

*) Nach in Lichterfelde durchgeführten Versuchen betrug das Durchschnittsgewicht einer Reihe von Portland-Zementen nur 1270 kg cbm , auch für Eisen-Portland-Zement und Hochofenzement wurde etwa diese Zahl gefunden. Im Einzelnen zeigten sich aber erhebliche Schwankungen, die für Portland-Zement z. B. zwischen $121,2$ und $136,8 \text{ kg}$ für 1 Hektoliter lagen.

Neue Deutsche Vorschriften für die Ausführung von Eisenbeton-Bauten.

(Fortsetzung statt Schluß.)



ir lassen nun zunächst den Wortlaut des Teiles I, Allgemeine Vorschriften, der Bestimmungen selbst folgen, um dann fortzufahren mit den Erläuterungen zu Teil II, Leitsätze für die statische Berechnung, und dann mit dem Wortlaut der letzteren zu schließen.*)

Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton.

Aufgestellt vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton 1915.

Vorbemerkung.

Bauleitung und Ausführung von Eisenbetonbauten fordern eine gründliche Kenntnis dieser Bauweise. Daher darf der Bauherr nur solche Unternehmer damit betrauen, die diese Kenntnis und eine sorgfältige Ausführung gewährleisten. Den Nachweis dafür fordere man (vergl. B. G.-B. § 831). Ebenso darf der Unternehmer als verantwortlicher Bauleiter von Eisenbetonbauten nur solche Persönlichkeiten heranziehen, die diese Bauart gründlich kennen; zur Aufsicht der Arbeiten sind nur geschulte Poliere oder zuverlässige Vorarbeiter zu verwenden, die bei Eisenbetonbauten schon mit Erfolg tätig gewesen sind.

Es empfiehlt sich, Teil I dieser Bestimmungen und den Anhang auf jeder Baustelle auszuhängen.

Teil I. Allgemeine Vorschriften.

§ 1. Geltungsbereich.

Die Bestimmungen sind für alle Bauausführungen maßgebend, bei denen Beton in Verbindung mit Eisen derart verwendet wird, daß beide Elemente in gemeinsamer Wirkung zur Uebertragung der äußeren Kräfte nötig sind.

§ 2. Bauvorlagen.

1. Für ein Bauwerk, das ganz oder zum Teil aus Eisenbeton hergestellt werden soll, sind zur baupolizeilichen Prüfung Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, woraus zu ersehen sind: die Gesamtanordnung, die Belastungsannahmen, die Querschnitte der einzelnen Teile, die genaue Gestalt und Lage der Eiseneinlagen, der Bewegungsfugen und dergl., ferner Art, Ursprung und Beschaffenheit der Baustoffe, die zum Beton verwendet werden sollen, ihr Mischungsverhältnis (vergl. § 6) und die gewährleistete Druckfestigkeit¹⁾ des Betons nach 28- oder 45tägiger Erhärtung (vergl. § 18, Ziff. 1 u. 2).

2. Die statischen Berechnungen müssen die Sicherheit des Bauwerkes nach diesen Bestimmungen in übersichtlicher und prüfbarer Form nachweisen.

3. Bei noch unerprobter Bauweise kann die Baupolizeibehörde die Zulassung abhängig machen vom Ausfall von Probeausführungen und Belastungsversuchen. Diese Belastungsversuche sind bis zum Bruche durchzuführen.

4. Auf Anfordern sind Proben der Baustoffe beizufügen.

5. Die Vorlagen haben zu unterschreiben der Bauherr, der Entwurfsverfasser und vor dem Beginn der Arbeiten auch der ausführende Unternehmer. Wird die Ausführung einem anderen Unternehmer übertragen, so ist dies der Baupolizeibehörde sofort mitzuteilen.

§ 3. Vorläufiger Festigkeitsnachweis.

Der Unternehmer ist verpflichtet, auf Anfordern der Baupolizeibehörde vor Baubeginn den Nachweis zu bringen, daß die Mischungen mit den Baustoffen und bei der für den Bau in Aussicht genommenen Verarbeitungsweise die gewährleistete Druckfestigkeit¹⁾ ergeben.

§ 4. Bauleitung.

Der Name des verantwortlichen Bauleiters und seines für die betreffende Baustelle zu bestimmenden örtlichen Vertreters ist der Baupolizeibehörde bei Beginn der Bauarbeiten anzugeben; ein Wechsel ist sofort mitzuteilen.

Während der ganzen Dauer der Bauausführung muß entweder der verantwortliche Bauleiter oder sein Vertreter auf der Baustelle anwesend sein.

§ 5. Die Baustoffe.

Die Eigenschaften der Baustoffe, die verwendet werden, sind auf Anfordern der Baupolizeibehörde durch Zeugnisse nachzuweisen. Im Streitfalle entscheidet eine amtliche Prüfungsanstalt.

1. Zement. Verwendet werden darf nur normalbindender Portland- oder Eisenportlandzement,²⁾ der den jeweils gültigen deutschen Normen für Lieferung und Prüfung von Portlandzement und Eisenportlandzement entspricht.

Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen An-

gaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfineheit, Zug- und Druckfestigkeit enthalten.

Da erfahrungsgemäß die Abbindezeit eines Zementes wechseln kann, muß der Unternehmer durch wiederholte Abbindeproben auf der Baustelle feststellen, daß kein rasch bindender Zement verwendet wird.

Der Zement ist in der Ursprungspackung (Fabrikpackung) auf der Verwendungsstelle anzuliefern.

2. Sand, Kies, Grus und Steinschlag sollen möglichst gemischtkörnig sein und dürfen keine schädlichen Beimengungen enthalten.³⁾ In Zweifelsfällen ist der Einfluß von Beimengungen durch Druckversuche festzustellen.⁴⁾ Steine sollen wetterbeständig sein. Für Bauteile, die laut polizeilicher Vorschrift feuerfest sein müssen, dürfen nur solche Zuschlagstoffe verwandt werden, die im Beton dem Feuer widerstehen.

Zweckmäßig wird das Korn der Zuschläge so gehalten, daß die Hohlräume des Gemisches möglichst gering werden. Die größten Körner der Zuschläge müssen sich noch zwischen die Eiseneinlagen sowie Schalung und Eiseneinlagen ohne Verschiebung der Eisen einbringen lassen.

3. Wasser. Das Wasser darf keine Bestandteile enthalten, die die Erhärtung des Betons beeinträchtigen. Bei Zweifeln ist die Brauchbarkeit des Wassers vorher durch Versuche festzustellen.

4. Eisen. Das Eisen muß den Mindestforderungen genügen, die fürs Bauwerkeseisen enthalten sind in den Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl, aufgestellt vom Verein deutscher Eisenhüttenleute 1911. Das Eisen darf zum Zweck der Prüfung weder abgedreht noch ausgeschmiedet oder ausgewalzt werden; es ist also stets in der Dicke zu prüfen, wie es angeliefert wird.

Anzahl und Durchführung der Proben richten sich ebenfalls nach den genannten Vorschriften.

Die Kaltbiegeprobe soll in der Regel auf jeder Baustelle durchgeführt werden; dabei muß der lichte Durchmesser der Schleife an der Biegestelle gleich dem Durchmesser des zu prüfenden Rundeisens sein (bei Flacheisen gleich der Dicke). Auf der Zugseite dürfen dabei keine Risse entstehen.

Für Bauteile, die besonders ungünstigen, rechnerisch nicht faßbaren Beanspruchungen ausgesetzt sind, kann die Baupolizeibehörde bei Prüfung der Bauvorlagen ausnahmsweise die Prüfung auf Zug verlangen, wobei die Mindestzahlen der obengenannten Vorschriften, 3700 kg/qcm Bruchspannung und 20 vH. Bruchdehnung, eingehalten werden müssen.

§ 6. Zubereitung der Betonmasse.

1. Betongemenge. Sand, Kies, Grus und Steinschlag werden für den Beton nach Raumteilen, Zement nach Gewicht bemessen.

2. Zur Umrechnung von Gewichtsteilen auf Raumteile ist das Gewicht des Zementes nach losem Einfüllen in ein Hektolitergefäß zu bestimmen.

3. Das Betongemenge soll so viel Sand, Kies oder Kiessand, Grus oder Steinschlag und Zement enthalten, daß ein dichter Beton entsteht, der eine rostichere Umhüllung der Eiseneinlagen gewährleistet; erfahrungsgemäß wird dies erreicht, wenn in 1 cbm Betonmischung wenigstens $\frac{1}{10}$ cbm Mörtel enthalten ist.

4. Die in § 18 Ziff. 1 geforderte Druckfestigkeit des Betons von 150 oder 180 kg/qcm ist nachzuweisen.⁵⁾ Solange dieser Nachweis nicht geführt ist, kann die Bau-

* Anm. d. Red. Der Wortlaut der Bestimmungen nebst den Erläuterungen kann zusammen mit den Bestimmungen für unbewehrten Beton später als Sonderdruck von der „Deutschen Bauzeitung“ bezogen werden.

¹⁾ Unter Druckfestigkeit ist hier und im folgenden die Druckfestigkeit von Würfeln zu verstehen, die nach den Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom Oktober 1915* angefertigt und geprüft worden sind (s. Anhang).

²⁾ Für das Kgr. Preußen gelten die Runderlasse des Minist. d. öffentl. Arbeiten vom 26. März 1913 (Zentralbl. d. Bauverw. 1913, S. 177) und vom 18. Januar 1915 (Zentralbl. d. Bauverw. 1915, S. 50).

³⁾ Soll zerkleinerte Hochofenschlacke als Zuschlag verwendet werden, so ist vorher zu prüfen, ob sie sich dazu eignet.

⁴⁾ Es läßt sich keine erschöpfende, allgemeine Bestimmung treffen, wie die Baustoffe beschaffen sein müssen, aus denen der Beton hergestellt wird. Lehm, Ton und ähnliche Beimengungen wirken schädlich auf die Festigkeit des Betons, wenn sie am Sand und Kies festhaften. Sind sie im Sand fein verteilt, ohne an den Körnern zu haften, so schaden sie in der Regel nichts, sie können sogar unter Umständen die Festigkeit erhöhen. Im ersten Falle können die Baustoffe zuweilen durch Waschen zum Betonieren brauchbar werden, im anderen Falle wäre Waschen verfehlt.

Die in verschiedenen Fluß-Kiessanden vorkommenden Braunkohlenteile können schädlich wirken, wenn sie in größeren Mengen vorhanden sind.

⁵⁾ Vergl. die Bestimmungen für Druckversuche von Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom Jahre 1915* (Anhang).

polizeibehörde unter Berücksichtigung der Güte der Baustoffe und der Bauweise die Verwendung einer Mindestmenge von Zement auf 1 cbm Zuschlagstoffe vorschreiben.

5. Betonmasse. Die Festigkeit des Betons nimmt mit steigendem Wasserzusatz ab; erdfeuchter Beton erreicht eine höhere Festigkeit als weicher und dieser wiederum eine höhere Festigkeit als flüssiger Beton. Zur Erreichung der vorgesehenen Festigkeiten muß somit die Menge des Zementes um so größer sein, je höher der Wasserzusatz ist; das Mischungsverhältnis von Zement zu Sand und Zuschlägen ist deshalb je nach dem Wassergehalt des Betons zu bestimmen. Außerdem ist die Art und Zusammensetzung der Zuschläge von Einfluß auf die Festigkeit des Betons. Zement, Sand und Wasser bilden den Mörtel, das Bindemittel des Betons; je größer der Sandgehalt der Betonmasse, desto größer muß der Zementgehalt zur Erzielung gleicher Festigkeit sein.

6. Mischweise. Die Betonmasse kann von Hand, muß aber bei größeren Bauausführungen durch geeignete Mischmaschinen gemischt werden. Die Zusammensetzung der Mischung muß an der Mischstelle mit deutlich lesbarer Schrift angeschlagen sein und muß sich beim Arbeitsvorgang leicht feststellen lassen.

a. Bei Handmischung ist die Betonmasse auf einer gut gelagerten, kräftigen, dichtschließenden Pritsche oder auf sonst ebener, schwer absaugender und fester Unterlage herzustellen. Zunächst sind Sand, Kies- sand oder Grus mit dem Zement trocken zu mischen, bis sie ein gleichfarbiges Gemenge ergeben; dann ist das Wasser zuzusetzen, hierauf gröbere Zuschläge (vergl. § 5, Ziff. 2), die vorher genäßt und wenn nötig gereinigt werden müssen. Das Ganze ist noch so lange zu mischen, bis eine gleichmäßige Betonmasse entstanden ist.

b. Bei Maschinenmischung wird das gesamte Gemenge zunächst trocken und hierauf unter allmählichem Wasserzusatz so lange noch weiter gemischt, bis eine innig gemischte, gleichmäßige Betonmasse entstanden ist.

Die Mischdauer kann als ausreichend angesehen werden, wenn die Steine allseitig von innig gemischtem, gleichfarbigem Mörtel umgeben sind.

§ 7. Verarbeitung der Betonmasse.

1. Die Betonmasse soll alsbald nach dem Mischen und ohne Unterbrechung verarbeitet werden. In Ausnahmefällen darf die Betonmasse einige Zeit unverarbeitet liegen bleiben; bei trockener und warmer Witterung aber nicht über eine Stunde, bei nasser und kühler nicht über zwei Stunden. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungseinflüssen, wie Sonne, Wind, starkem Regen usw., zu schützen und unmittelbar vor Verwendung umzuschaukeln. In allen Fällen muß die Betonmasse vor Beginn des Abbindens verarbeitet sein.

2. Bei dem Einbringen der Betonmasse ist darauf zu achten, daß die Gleichmäßigkeit der Mischung erhalten bleibt. Größere Zuschlagsteile, die sich abgesondert haben, sind mit dem Mörtel wieder zu vermengen.

3. Die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß sie untereinander ausreichend fest binden. Bei Plattenbalken sind Steg und Platte in einem Arbeitsvorgang zu betonieren, soweit es die Abmessungen der Bauteile zulassen. Die Betonierungsabschnitte sind an die wenigst beanspruchten Stellen zu legen.

4. Die Betonmasse ist in einem dem Wasserzusatz entsprechenden Maße mit passend geformten Geräten zu verdichten und so durchzuarbeiten, daß Luftblasen entweichen und der Beton die für ihn bestimmten Räume vollständig ausfüllt. Zur guten und dichten Umhüllung des Eisens ist weicher oder flüssiger Beton der geeignete.

Wird für einzelne Bauteile mit geringer Eisenbewehrung ausnahmsweise erdfeuchter Beton verwendet, so ist in Schichten von höchstens 15 cm Stärke zu stampfen; dabei darf der erdfeuchte Beton nicht zu trocken gemacht werden.

5. Die Oberfläche abgebundener Schichten ist vor dem Fortsetzen des Betonierens aufzurauen, von losen Bestandteilen zu reinigen und anzunässen. Sodann ist ein dem Mörtel der Betonmasse entsprechender Zement-Mörtelbrei aufzubringen, wobei streng darauf zu achten ist, daß dieser Mörtelbrei nicht schon abgetrocknet ist oder abgebunden hat, bevor die neue Betonschicht hergestellt wird.

§ 8. Betonieren bei Frost.

Bei stärkerem Frost als -3°C . an der Arbeitsstelle darf nur betoniert werden, wenn in geeigneter Weise gesorgt wird, daß der Frost keinen Schaden bringt. Die Bau-

stoffe dürfen nicht gefroren sein. An gefrorene Bauteile darf nicht anbetoniert werden. Beton, der im Abbinden ist, ist besonders sorgfältig vor Kälteeinwirkung zu schützen.

§ 9. Einbringen des Eisens.

1. Das Eisen ist vor Verwendung von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien.

2. Die Bewehrung muß den Plänen entsprechen.

3. Besondere Sorgfalt ist zu verwenden auf die vorgeschriebene Form und die richtige Lage der Eisen sowie auf eine gute Verknüpfung der durchlaufenden Zug- oder Druckeisen mit Verteilungseisen und Bügeln.

4. In Plattenbalken sind stets Bügel anzuordnen, um den Zusammenhang zwischen Platte und Balken zu gewährleisten.

5. Die Zugeiseneinlagen sind an ihren Enden mit runden oder spitzwinkligen Haken zu versehen, deren lichter Durchmesser mindestens gleich dem 2,5fachen des Eisendurchmessers ist. Der lichte Krümmungshalbmesser von abgelenkten Eisen muß das 10- bis 15fache des Eisendurchmessers betragen.

6. In Balken soll der lichte Abstand der Eiseneinlagen voneinander nach jeder Richtung in der Regel mindestens gleich dem Eisendurchmesser, aber nicht kleiner als 2 cm sein. Wenn sich geringere Abstände nicht vermeiden lassen, so muß durch einen feinen und fetten Mörtel für eine dichte Umhüllung der einzelnen Eisen gesorgt werden.

7. Die Betondeckung der Eiseneinlagen an der Unterseite von Platten soll mindestens 1 cm stark sein; die Ueberdeckung der Bügel an den Rippen und bei Säulen muß überall mindestens 1,5 cm, bei Bauten im Freien 2 cm betragen.⁶⁾

8. Während des Betonierens sind die Eisen in der richtigen Lage festzuhalten und mit der Betonmasse dicht zu umkleiden.

9. Die Eisen dürfen mit Zementbrei nur unmittelbar vorm Einbetonieren eingeschlämmt werden, da ein ange-trockneter Zementmantel den Verbund zwischen Eisen und Beton stört.

§ 10. Herstellung der Schalungen.

1. Alle Rüstungen und Einschaltungen sind tragfähig herzustellen; sie müssen ausreichend widerstandsfähig gegen Durchbiegung und genügend fest sein gegen die Einwirkung des Stampfens. Sie müssen auch leicht und gefahrlos wieder entfernt werden können (wegen der Notstützen vergl. Ziff. 7). Die Stützen oder Lehrbögen sind auf Keile, Sandkästen oder Schrauben zu stellen, damit durch deren allmähliches Lüften das Lehrgerüst langsam gesenkt werden kann.

2. Lehrgerüsteisen als alleinige Unterstützung von Deckenschalungen sind nur bis zu einer Spannweite von 2,5 m zulässig; bei größerer Spannweite sind End- und Zwischenstützen anzuwenden. Das Abstürzen und Aufstapeln von Baustoffen auf solchen Einschaltungen ist verboten.

3. Bei allen unterstützten Lehrgerüsten dürfen gestoßene, d. h. aufeinandergesetzte Unterstützungshölzer nur bis zu zwei Drittel der Gesamtheit der Stützen verwendet werden. Gestoßene Stützen dürfen nur abwechselnd mit aus einem Stück geschnittenen Stützen gesetzt werden. Die Schnittflächen der gestoßenen Stützen müssen wagrecht glatt aufeinander passen. An der Stoßstelle sind sie durch aufgenagelte, mindestens 0,70 m lange, hölzerne Laschen gegen Ausbiegen und Knicken zu sichern. Bei Stützen aus Rundholz sind drei, bei solchen aus Vierkantholz vier Laschen für jeden Stoß zu verwenden. Mehr als einmal gestoßene Stützen sind unzulässig. Wegen der Knickgefahr ist der Stoß nicht ins mittlere Drittel der Stützen zu legen. Stützen unter 7 cm Zapfstärke sind unzulässig.

4. Stützen mit Ausziehvorrichtung oder eiserner Verlängerung gelten als nicht gestoßen, wenn der Stoß haltbar durch Schrauben gesichert ist.

5. Die Stützen müssen eine unverrückbare Unterlage aus Holz (Bohlen, Kanthölzern) erhalten. Bei nicht tragfähigem Untergrunde sind besondere Sicherungen anzuwenden.

6. Bei Schalungsgerüsten für Ingenieurbauten sowie für Hochbauten in Räumen von mehr als 5 m Höhe kann ein rechnerischer Festigkeitsnachweis verlangt werden. Stützen von 5 m Länge und darüber sind nach der Längen- und Tiefenrichtung untereinander abzuschweren und knicksicher auszubilden.

Bei Herstellung von Decken und Gewölben, die mehr als 8 m vom Fußboden entfernt sind, oder bei schwer

⁶⁾ Bei nicht reinen Eisenbetonbauten, besonders bei Verwendung von Formeisen sind besondere Maßnahmen zu treffen.

lastenden Bauteilen sind, soweit nicht abgebundene Lehrgerüste verwendet werden, die Stützen aus besonders starken oder gekuppelten Hölzern zu fertigen, die wagtrecht miteinander zu verbinden und durch doppelte Kreuzstreben besonders zu sichern sind.

7. Bei Herstellung der Schalungen ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß bei der Ausschalung einige Stützen (sogen. Notstützen) weiter stehen bleiben können, ohne daß daran und an den darüberliegenden Schalbrettern gerührt zu werden braucht. In mehrgeschossigen Gebäuden sind die Notstützen derart übereinander anzuordnen, daß alle Lastdrucke in gerader Fortsetzung weitergeführt werden. Bei den üblichen Spannweiten genügt eine Notstütze unter der Mitte jedes Balkens und der Mitte von Deckenfeldern, die mehr als 3 m Spannweite haben. Bei Unterzügen und langen Balken können noch weitere Notstützen verlangt werden.

8. Vorm Einbringen des Betons sind die Schalungen zu reinigen; Fremdkörper im Inneren der Schalungen sind zu beseitigen. Bei Schalungen von Säulen sind am Fuß und Ansatz der Auskragungen, bei Schalungen von tiefen Trägern an der Unterseite Reinigungsöffnungen anzubringen.

9. Während des Betonierens einer Decke sind im Geschoß darunter die Keile zu prüfen und, wenn erforderlich, nachzutreiben.

§ 11. Schalungsfristen und Ausschalen.

1. Die Ausschalung eines Bauteiles, d. h. die Beseitigung der Schalung und Stützung mit Ausnahme der Notstützen (s. § 10, Ziff. 7), darf nicht eher vorgenommen werden, als bis der verantwortliche Bauleiter durch die Untersuchung des Bauteiles sich von der ausreichenden Erhärtung des Betons und Tragfähigkeit des Bauteiles überzeugt und die Ausschalung angeordnet hat.

2. Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkung des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen sowie vor Erschütterung und Belastung zu bewahren.

3. Die Fristen zwischen der Beendigung des Betonierens und der Ausschalung sind abhängig von der Witterung, der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile. Bei günstiger Witterung darf die seitliche Schalung der Balken und die Einschalung der Stützen oder Pfeiler nicht vor drei Tagen, die Schalung von Deckenplatten nicht vor Ablauf von acht Tagen, die Stützung der Balken und weitgespannten Deckenplatten nicht vor Ablauf von drei Wochen beseitigt werden. Bei großen Stützweiten und Abmessungen sind die Fristen unter Umständen bis zu sechs Wochen zu verlängern.

Besondere Vorsicht ist bei Bauteilen (z. B. Dächern und Dachdecken) geboten, die beim Ausschalen nahezu schon die volle rechnermäßige Last haben.

4. Die Notstützen (s. § 10, Ziff. 7) sollen nach der Ausschalung überall noch wenigstens 14 Tage erhalten bleiben.

5. Beim Ausschalen sind die Stützen und Lehrbögen zunächst abzusenken; das ruckweise Wegschlagen und Abzwängen ist verboten. Auch sonst ist jede Erschütterung dabei zu vermeiden.

6. Tritt während der Erhärtung Frost ein, so sind die in Ziff. 3 und 4 vorgeschriebenen Fristen mindestens um die Dauer der Frostzeit zu verlängern. Bei Wiederaufnahme der Arbeiten nach dem Frost und vor jeder weiteren Ausschalung ist der Beton darauf zu untersuchen, ob er abgeunden hat und genügend erhärtet, nicht nur hart gefroren ist.

7. Ueber den Gang der Arbeiten ist ein Tagebuch zu führen, woraus die Zeitabschnitte für die Ausführung der einzelnen Arbeiten stets nachgewiesen werden können. Frosttage sind darin unter Angabe der Grade und der Stunde ihrer Messung besonders zu vermerken.

Das Tagebuch ist den Aufsichtsbeamten auf Verlangen vorzuzeigen.

Vermischtes.

Herstellung billiger Zierdecken mit Zuhilfenahme fertiger Eisenbetonbalken. Zu dem Aufsatz zu obigem Gegenstand in No. 20 werden wir von den Hrn. Brtn. Schilling & Graebner gebeten, noch hinzuzufügen, daß der Bau des Rathauses zu Schneeberg seinerzeit im Zusammenarbeiten mit Hrn. Stadtmstr. Lorenz zu Schneeberg erfolgt ist. —

Neue deutsche Vorschriften für Eisenbeton. Wir werden darauf aufmerksam gemacht, daß die Ausführungen in No. 20, S. 160, über das Betonieren bei Frost mißverständlich

8. Im Baubetriebe dürfen Decken während der ersten drei Tage nach der Herstellung überhaupt nicht und vom 4. bis 14. Tage nur dann benutzt werden, wenn sie durch einen Bretterbelag geschützt sind.

Es ist verboten, Lasten (Steine, Balken, Bretter, Träger usw.) auf frisch hergestellte Decken abzuwerfen oder abzukippen, oder Baustoffe, die nicht sofort verwendet werden, auf noch nicht ausgeschaltete Decken aufzustapeln.

§ 12. Prüfung während der Ausführung. Probelastungen.

1. Die Baupolizeibehörde kann während der Bauausführung Anfertigung und Prüfung von Probekörpern verlangen.⁷⁾ Die Probekörper hat der Unternehmer auf der Baustelle herzustellen, auf Verlangen der Baupolizeibehörde in Gegenwart des Baupolizeibeamten. Sie sind anzufertigen und zu prüfen nach den „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom Oktober 1915“ (s. Anhang).

2. Die Festigkeitsprüfung kann auf der Baustelle oder an anderer Prüfungsstelle mittels einer Betonpresse, deren Zuverlässigkeit von einer staatlichen Versuchsanstalt bescheinigt ist, oder in einer staatlichen Prüfungsanstalt vorgenommen werden.

3. Wegen der Schwierigkeit einer nachträglichen Prüfung muß vorm Betonieren der verantwortliche Bauleiter die plangemäße Anordnung und die Querschnitte der Eisen prüfen. Nachträgliches Aufstemmen des Betons ist möglichst zu vermeiden.

4. Probelastungen sollen auf den unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden. Sie sind nicht vor 45tägiger Erhärtung des Betons vorzunehmen und nur in ganz besonderen Fällen bis zum Bruch durchzuführen, wenn es ohne Schädigung des Bauwerkes möglich ist.

5. Bei Deckenplatten und Balken ist die Probelastung folgendermaßen vorzunehmen:

Die Belastung ist so anzubringen, daß sie in sich beweglich ist und der Durchbiegung der Decke folgen kann.

Bei Belastung eines Deckenfeldes soll, wenn mit p die gleichmäßig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, die Probelast den Wert von $1,5 p$ nicht übersteigen.

Bei Nutzlasten über 1000 kg/qm kann die Probelast bis zur einfachen Nutzlast ermäßigt werden.

Bei Probelastungen von Brückenbauten und anderen Bauwerken, wobei sichtbare Zugrisse im Beton vermieden werden sollen, sind die wirklichen, der Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten aufzubringen, z. B. Menschengedränge (oder eine diesem gleichwertige Belastung), Eisenbahnzug, auch in Bewegung, Dampfwalze usw.

6. Die Probelast muß mindestens 12 Stunden liegen bleiben; danach erst ist die größte Durchbiegung zu messen. Die bleibende Durchbiegung ist frühestens 12 Stunden nach Beseitigung der Probelast festzustellen.

Unter Ausschaltung des Einflusses etwaiger Auflagersenkungen darf die bleibende Durchbiegung höchstens $\frac{1}{4}$ der gemessenen Gesamtdurchbiegung der Probelast betragen.

§ 13. Anzeigen an die Baupolizeibehörde.

Der Baupolizeibehörde ist Anzeige zu machen:

1. vom beabsichtigten Beginn der Betonarbeiten, bei Hochbauten in jedem einzelnen Geschoß;
2. von der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen;
3. vom Wiederbeginn der Betonarbeiten nach längeren Frostzeiten nach Eintritt milderer Witterung.

Die Anzeigen müssen, sofern die Baupolizeibehörde nicht ausdrücklich anders bestimmt, spätestens 48 Stunden vor dem Beginn der Arbeiten oder vor der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen der Baupolizeibehörde vorliegen. — (Schluß folgt.)

⁷⁾ Wegen der durch die baupolizeiliche Ueberwachung entstehenden Kosten wird für den Bereich des Kgrchs. Preußen auf den Runderlaß des Minist. d. öffentl. Arbeiten vom 16. April 1904 (Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 253) verwiesen.

lich aufgefaßt werden könnten. Wir geben nun auf S. 167 in § 8 den Wortlaut wieder, der das Betonieren bei Frost behandelt, so daß damit allen weiteren Zweifeln vorbeugt sein dürfte. —

Inhalt: Neue Eisenbeton-Brücken im oberen Siegtal. — Neue deutsche Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton. — Neue Deutsche Vorschriften für die Ausführung von Eisenbeton-Bauten. (Fortsetzung statt Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



**DEUTSCHE
 BAUZEITUNG**
 MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT,
 BETON- UND EISENBETONBAU
 * * * * *
 UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
 CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

№ 22.

Neue Eisenbeton-Brücken im oberen Siegtal.

Von H. J. Kraus, Ingenieur der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H. in Düsseldorf.

(Fortsetzung.)



s soll ferner kurz eines kleinen Bauwerkes Erwähnung getan werden, das seitens der Genossenschaft, die auch Auftraggeberin der vorher behandelten Brücke war, während des Baues derselben ebenfalls der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H. übertragen worden ist.

u. 171, in Grundriß, Längs- und Querschnitt dargestellt. Die Brüstungen sind massiv und passen sich in ihrer Architektur und konstruktiven Ausbildung genau derjenigen der früher besprochenen Siegbrücke an. Die Ansichtsflächen sind auch hier mit dem Stockhammer leicht überarbeitet worden. Die Bauzeit fiel in den Monat August 1913. Die Baugruben der beiden Widerlager wurden nach der Wasserseite zu durch Fangedämme abgeschlossen und durch eine 200 mm-Kreiselpumpe trocken gehalten. —

II. Brücke über den Hammergraben bei Weidenau.

Zum Zwecke der Aufschließung des Baugeländes in Charlottental wurde auch die Ueberbrückung des sogen. Hammergrabens notwendig.

In Abb. 10, S. 171, ist das als Plattenbalkenbrücke für 20^t Dampfwalzenlast und Menschengedränge von 400 kg/qm ausgebildete Bauwerk in seiner Erscheinung nach einer Aufnahme, in den Abbild. 11—13, S. 170

III. Siegbrücke in der Stadt Siegen.

Die im Nachstehenden zu beschreibende Brücke wurde der oben genannten Firma auf Grund einer engeren Verdingung, der schon eine öffentliche Ausschreibung vorausgegangen war, seitens des Magistrates der Stadt Siegen übertragen. Ein Bild der Brücke zeigt Abbildung 14.

Wie aus dem Lageplan, Abb. 15 a. f. S., zu ersehen

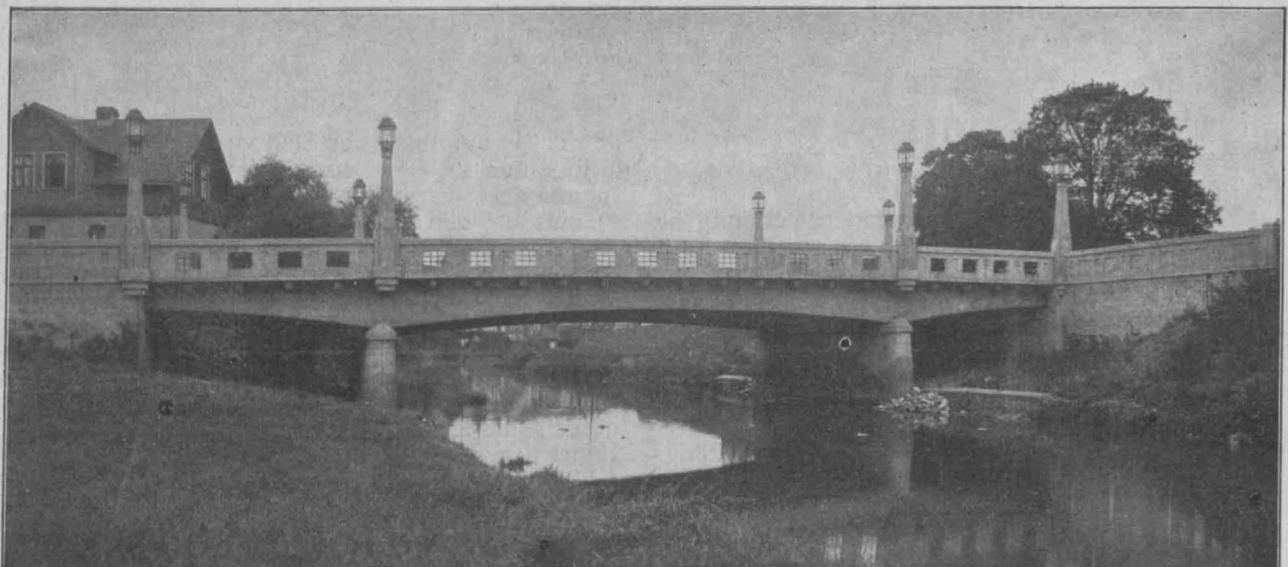


Abbildung 14. Ansicht der Straßenbrücke über die Sieg in der Stadt Siegen.

beiderseits 3,55 m vom Auflager auf 0 ausläuft, wie dieses aus dem Brückengrundriß in Abbildung 17, S. 170, zu erkennen ist. Unter den Fußwegen war die Anordnung derartiger Druckglieder wegen der geringeren Belastung nicht erforderlich. Zwischen den beiden mittleren Fahrbahnträgern ist die Betonplatte in Unterkante-Träger auf die ganze Brückenlänge durch-

geführt, wodurch ein Leitungskanal gebildet wird, der bei etwaigen Neuverlegungen und Ausbesserungsarbeiten zu durchschlüpfen ist. Die Bodenplatte des Leitungskanals nimmt von 15 cm Stärke über den Mittelpfeilern auf 8 cm Stärke in Feldmitte bzw. an den Enden der Kragarme ab. —

(Schluß folgt.)

Neue Deutsche Vorschriften für die Ausführung von Eisenbeton-Bauten.

(Schluß.)



Am umfangreichsten und wichtigsten sind die Umgestaltungen, welche den Teil II, Leitsätze für die statische Berechnung betreffen.

Zunächst wird bezüglich der Belastungsannahmen bestimmt, daß der Eisenbeton nicht anders zu behandeln ist, als die anderen Bauweisen, daß also die sonst üblichen amtlichen Vorschriften gelten sollen. Geregelt wird jetzt ferner bezüglich der anzunehmenden Grenzen die vielumstrittene Frage des Einflusses der Wärmeschwankungen, der rechnerisch zu berücksichtigen ist, sobald durch innere Spannungen entstehen können. Die Natur des Betons als mäßiger Wärmeleiter findet dabei angemessene Berücksichtigung (Abweichung von der mittleren Jahrestemperatur $\pm 15^\circ \text{C}$., bei massigen oder durch Ueberschüttung usw. geschützten Bauteilen $\pm 10^\circ \text{C}$. gegenüber $\pm 30^\circ \text{C}$. und mehr bei Eisenkonstruktionen). Die Wärme-Ausdehnungszahl des Betons ist dabei nach den Versuchen im Mat.-Prüf.-Amt Lichterfelde (Heft 23 d. Mitt. d. Deutsch. Aussch. f. Eisenbeton) genügend genau mit dem für die Rechnung bequemen Wert von $1 : 10^5$ einzuführen (früher vielfach mit 0,00012 angenommen). Falls die Wärmespannungen zu ermitteln sind, ist aber jetzt auch noch der Einfluß des Schwindens des Betons an der Luft, wodurch ebenfalls innere Spannungen entstehen, in Betracht zu ziehen. Aus den erwähnten Versuchen ist ermittelt, daß die Wirkung des Schwindens etwa gleich gesetzt werden darf einem Temperatur-Abfall von 15°C . Dadurch werden die Anforderungen, die an die Berechnung wichtiger Konstruktionen gestellt werden, wieder verschärft.

Bei den Vorschriften für die Ermittlung der äußeren Kräfte ist zunächst der Hinweis neu, daß bei Berechnung der unbekanntenen Größen statisch unbekannter Tragwerke und der elastischen Formänderung aller Tragwerke der Beton-Querschnitt (selbstverständlich) auch in der Zugzone noch als wirksam anzunehmen ist. Für diesen niedrigen Belastungs-Zustand ist dann aber auch E_b mit 210 000 kg/qcm, also $n = 10$ statt 15 einzuführen.

Die Annahmen über Stützweiten von Balken und Platten sind dieselben wie früher. Für durchgehende Balken findet die einspannende Wirkung starker Stützen, die günstige Wirkung der Balkenschrägen (Vouten) entsprechende Berücksichtigung. Auch ist die Beschränkung des Zusammenhanges durchgehender Tragwerke auf 3 Felder bei der Berechnung fallen gelassen. Letztere ist dann aber auf alle Fälle für die ungünstigste Stellung der Nutzlast durchzuführen. Bei nur ständiger Last und gleichen Stützweiten wird ein Feldmoment in den Mittelfeldern von $\frac{pl^2}{24}$ (früher $\frac{pl^2}{10}$) zugelassen. Für über Eisenbetonbalken durchlaufende und mit ihnen starr verbundene Platten und für angenähert gleiche Feldweiten und gleichmäßige Belastung wird $\frac{pl^2}{14}$ für die Mittel-, $\frac{pl^2}{11}$ für die Endfelder zugelassen unter Berücksichtigung der Einspannung.

Bei Plattenbalken war die in Rechnung zu stellende Plattendicke bisher ziemlich willkürlich in ein bestimmtes Verhältnis zur Stützweite gebracht. Namentlich auf Grund der in Stuttgart durch v. Bach ausgeführten Versuche sind jetzt statt dessen Beziehungen zur Rippenbreite, Plattendicke und Trägerhöhe aufgestellt, von denen das kleinste Verhältnis zugrunde zu legen ist. Für die wirksame Balkenhöhe wird ferner, um ungünstige Spannungs- und Durchbiegungs-Verhältnisse auszuschließen, jetzt ein Mindestverhältnis zur Stützweite von $\frac{1}{20}$ verlangt.

Hinsichtlich der Berechnung der rings aufliegenden rechteckigen Platten haben ebenfalls die Stuttgarter Versuche (Heft 30 d. M. d. D. A.) ihren Einfluß ausgeübt. Sie haben die Zulässigkeit der bisher im Eisenbetonbau schon vielfach üblichen Verteilung der gleichmäßigen Last nach den beiden Platten-Stützweiten a und b

im Verhältnis der 4. Potenzen erwiesen, d. h. $p_a = p \cdot \frac{b^4}{a^4 + b^4}$

und $p_b = p \cdot \frac{a^4}{a^4 + b^4}$. Im Uebrigen sind mit diesen Belastungsarten die Berechnungen nach den Regeln für frei aufliegende, eingespannte und durchgehende Platten durchzuführen (früher einfach $M = \frac{pb^2}{12}$).

Die frühere Bestimmung, daß die Dicke von Platten und Druckplatten an Plattenbalken nicht unter 8 cm sein dürfen, ist für Dachplatten und unbelastete Unterdecken usw. zweckmäßiger Weise jetzt aufgehoben. Für die Platten von Rippendecken werden einige Sondervorschriften gegeben, die eine genügende Steifigkeit sichern sollen. Schließlich sind noch für Platten, bei denen Einzelzellen zu berücksichtigen sind (Brückenplatten usw.) Vorschriften gegeben für die Verteilungsbreiten der Lasten bei Berechnung auf Biegung und Schubspannungen.

Also auch in diesem Abschnitt sind die Vorschriften sehr viel weiter ins Einzelne gehend als früher.

Hinsichtlich der Ermittlung der inneren Kräfte ist an dem Grundgedanken: Aufnahme aller Zugspannungen im Querschnitt durch das Eisen unter Vernachlässigung der Mitwirkung des Betons auf Zug i. Allg. festgehalten. Dabei ist vorausgesetzt, daß sich bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen die Dehnungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten und das $E_s : E_b = n = 15$ ist. Bei wichtigen Bauten im Freien dürfen die Zugspannungen im Beton aber ein gewisses Maß nicht überschreiten, damit nicht Risse entstehen, die zum Anrosten des Eisens Veranlassung geben können. Um aber auch für diesen Fall die Berechnung der Beton-Zugspannungen zu ersparen, wird auf Grund von Untersuchungen, die Prof. Mörsch angestellt hat, ein bestimmtes Verhältnis von Eisenquerschnitt und Stegquerschnitt des Rippenbalkens für bestimmte Werte der Eisen- und Beton-Zugspannungen vorgeschrieben, dessen Einhaltung die Gewähr bietet, daß solche schädlichen Risse nicht entstehen. Prof. Hager hat hierzu eine graphische, den Bestimmungen beigegebene Tafel aufgestellt, aus der das Verhältnis abgelesen werden kann. Nur für Bogen-, Rahmen- und sonstige unbestimmte Systeme von Hauptbahn-Brücken wird die tatsächliche Berechnung der Beton-Zugspannungen verlangt, wobei auf Grund der Untersuchungen von Prof. Mörsch und von ihm nachgerechneter, ausgeführter, bewährter Beispiele das rechnerisch ermittelte $\sigma_{b,z}$ zu 24 kg/qcm unter Berücksichtigung von Wärme und Schwindspannungen bemessen werden darf. (Vergl. auch die Stuttgarter Versuche, Heft 24 d. M. d. D. A.)

Größere Aufmerksamkeit als früher wird auch der Aufnahme der Schubspannungen im Balken zugewendet, zu deren Herabminderung zunächst ein angemessener Rippenquerschnitt verlangt wird und deren Aufnahme, da sie zu schiefer gerichteten Zugspannungen Veranlassung geben, nach obigem Grundsatz vollkommen dem Eisen zugewiesen wird, wo die für Beton zulässige Schubspannung von 4 kg/qcm überschritten ist (das entspricht auch den Forderungen der neuen schweizerischen und italienischen Bestimmungen).

Von der Haftspannungs-Berechnung wird entsprechend dem schon früher aufgetretenen Verlangen dagegen jetzt ganz abgesehen, falls der Verbund durch entsprechende Hakenform gesichert und ein Aufsprengen des Betons durch Einhalten einer Höchststärke der Eisen (nach den Versuchen in Stuttgart etwa 26 mm Durchm.) vermieden wird.

Für die Berechnung der Säulen und Stützen ohne Knickgefahr hat sich für die gewöhnliche Bügelbewehrung nach den Lichterfelder Säulen-Versuchen (Heft 5, 21 u. 28 d. M. d. D. A. f. E.) die bisherige Formel $P = \sigma_b (F_b + 15 F_s)$ als zutreffend gezeigt, nur muß eine untere und obere Grenze des Bewehrungs-Verhältnisses eingehalten werden und es müssen die Bügel, sollen die Längs-

eisen ohne Knickgefahr voll ausgenutzt werden können, erheblich näher gelegt werden, als bisher vorgeschrieben (größte Entfernung = 12fachen Durchm. der Längseisen, statt bisher 30fachem).

Hinsichtlich der umschnürten Säulen geben die neuen Bestimmungen eine genaue Begriffserklärung und Vorschrift für die zweckmäßige Gestaltung der Bewehrung. Spiral-Bewehrung und Ringbewehrung werden dabei nach den Lichterfelder Versuchen (Heft 28) als gleichwertig betrachtet, eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch die Umschnürung wird aber nur für kreisförmigen Kernquerschnitt anerkannt.

Quadratische und rechteckige Umschnürungen, die sich unter dem Einfluß der Querdehnung des Betons strecken können, sind nicht anders als gewöhnliche Bügel zu behandeln. Die neue Formel für die Berechnung umschnürter Säulen zeigt die bekannte dreigliedrige Form $P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 45 F_s)$ des Erlasses des preuß. Minist. der öffentl. Arbeiten vom 18. Sept. 1909. Im ersten Glied darf aber nicht mehr der volle Beton-Querschnitt F eingeführt werden, sondern nur der Kern-Querschnitt F_k . Wenn auch nach den Lichterfelder Versuchen (Heft 28) der Schale ein gewisser Anteil an der Tragkraft zukommt, ist doch die Anschauung von Prof. Mörsch, daß diese nicht zu berücksichtigen sei, durchgedrungen. Andererseits ist der Anteil der Umschnürung an der zulässigen Last jetzt von $30 F_s$ auf $45 F_s$ erhöht.

Die Grenze, bei welcher eine Berechnung auf Knicken erfolgen muß, ist entsprechend den bisher schon in München geltenden Vorschriften von $l = 18 d$ auf $15 d$ herabgesetzt, für die Berechnung selbst wieder die Euler'sche Formel vorgeschrieben. Vorausgesetzt ist dabei 10fache Sicherheit und $E = 140000 \text{ kg/qcm}$ (d. h. $n = 15$). Nach Knickversuchen mit Säulen, durchgeführt in Stuttgart (Zeitschrift d. Vereins deutsch. Ing. Jahrg. 1913 No. 50) stimmt die Euler'sche Formel bei entsprechender Wahl von E mit den Versuchsergebnissen gut überein. Für das Verhältnis $l = 15 d$ wird dabei reichliche Sicherheit geboten. Für die Berechnung exzentrisch belasteter, sehr schlanker Säulen werden verschärfte Vorschriften gegeben.

Eine einschneidende und grundsätzliche Umgestaltung ist bezüglich der Festsetzung der zulässigen Spannungen eingetreten. Die alten Bestimmungen geben für die Beanspruchung des Betons nur feste Zahlen für Schub- und Haft-Spannungen, für Druck- und Zugspannungen dagegen nur Verhältniszahlen zu der nachzuweisenden Bruchfestigkeit, ermittelt an 30 cm -Würfeln. Die neuen Vorschriften dagegen geben sehr ins Einzelne gehende feste Zahlen für die Beton-Beanspruchungen unter der Voraussetzung einer an 20 cm -Würfeln mit flüssigem Beton ermittelten Mindestfestigkeit von 150 kg/qcm (180 bei Säulen) nach 28 Tagen, 180 kg/qcm (210 bei Säulen) nach 45 Tagen. Das sind Zahlen, die nach in Lichterfelde durchgeführten Versuchen (Heft 29 d. M. d. D. A.) mit Sicherheit nur von einem fetteren Beton mit ausreichendem Zementgehalt (1:4 mit über 300 kg Zement auf 1 cbm Beton) erreicht worden sind, sodaß die neuen Bestimmungen eine Verbesserung der durchschnittlichen Güte des Betons für Eisenbeton-Bauten zur Folge haben dürften. Im Vergleich zu den bisher üblichen 30 cm -Würfeln ist nach den obigen Versuchen nur etwa ein Mehr an Festigkeit von 40% für den flüssigen Beton in kleineren Würfeln gefunden worden. Für einen besonders hochwertigen Beton von über 245 kg/qcm Druckfestigkeit nach 45 Tagen werden noch höhere Beanspruchungen bis zu 50 kg/qcm Höchstwert zugelassen. Es entspricht das den schon in Bayern geltenden Vorschriften, während Württemberg sogar bis 60 kg/qcm ging.

Die zulässige Beanspruchung in Säulen bei zentrischem Druck wird jetzt abgestuft nach den Geschossen, abnehmend vom Höchstwert im Untergeschoß. Es war dabei der Gedanke maßgebend, daß eine Vollbelastung aller Geschosse, also die ungünstigste Höchstlast für die Untergeschosse, wohl kaum je eintritt. Für die Säulen im Obergeschoß werden, um zu schlanken und wenig widerstandsfähige Konstruktionen zu vermeiden, Mindestabmessungen des Querschnittes empfohlen. Die unter gewöhnlichen Verhältnissen zulässige höchste Säulen-Beanspruchung von 35 kg/qcm entspricht rd. $\frac{1}{5}$ der Würfel-festigkeit nach 28 Tagen gegen früher $\frac{1}{10}$. (Für die 45-Tage-Tragfähigkeit, die in dem flüssigen Beton eigentlich erst als die volle Festigkeit anzusehen ist, wird das Verhältnis jetzt $\frac{1}{6}$).

Für auf Biegung und exzentrischen Druck beanspruchte Bauteile ist die höchste Druckbeanspruchung für ruhende Last jetzt auf 40 kg/qcm bemessen, im Uebrigen werden die Beanspruchungen des Betons und

auch des Eisens, für das sonst allgemein die zuletzt zulässige Zug- und Druckbeanspruchung von 1200 kg/qcm festgehalten ist, abgestuft je nach dem Grade der Erschütterungen, denen die Konstruktionen ausgesetzt sind, bis herab auf 30 bzw. 750 kg/qcm für Brücken unter Eisenbahngleisen. Man hatte lange geschwankt, ob der Einfluß der Erschütterungen durch Erhöhung der veränderlichen Last oder durch Abminderung der Beanspruchung herbeigeführt werden sollte. Als Konzession an die erste, namentlich in Bayern geltende Anschauung, ist zugelassen, daß die Baupolizei bei starken Erschütterungen unt. Umst. Berechnung mit 1,5facher Last fordern kann, dann aber nicht gleichzeitig auch noch die Beanspruchung herabsetzen darf. Schließlich ist, wie bei den Eisenkonstruktionen, sorgfältiger Durchbildung und Durchrechnung der Konstruktion unter Berücksichtigung aller Möglichkeiten ungünstigster Belastung eine Vergünstigung durch Erhöhung der sonst für den Bauteil zulässigen Beanspruchungen gewährt.

Die zulässige Schubspannung ist etwas herabgesetzt, die Haftspannung wie früher geblieben, soweit sie überhaupt noch rechnerisch nachzuweisen ist. Für Verdrehungs-Spannungen, die unt. Umst. Berücksichtigung finden müssen, ist bei rechteckigem Querschnitt nach in Stuttgart durchgeführten Versuchen (Heft 16 d. M. d. D. A.) 4 kg/qcm jetzt zugelassen.

Der Abschnitt über die zulässigen Spannungen zeigt hiernach Änderungen, die von weitgehendem Einfluß auf die Ausgestaltung der Eisenbeton-Konstruktionen sein werden, da sie — allerdings unter Voraussetzung einer guten Durchbildung und eines guten Materials sowie einer sorgfältigen Durchrechnung — eine weitergehende Ausnutzung der Baustoffe gestatten als bisher.

Wir lassen nun den Wortlaut des II. Teiles der Bestimmungen folgen:

Teil II. Leitsätze für die statische Berechnung.

§ 14. Belastungsannahmen.

1. Bei Hochbauten sind die in den einzelnen Bundesstaaten jeweils gültigen aml. Vorschriften zu beachten. Sind solche nicht erlassen, so gelten die vom preuß. Minister d. öffentl. Arbeiten herausgegebenen Bestimmungen⁸⁾ über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen vom 31. Jan. 1910 sowie die später dazu herausgegebenen Ergänzungen.

2. Für Ingenieurbauten ist die Belastung durch Eigengewicht ebenfalls nach den in Ziff. 1 genannten amtlichen Vorschriften zu berechnen. Die Nutzlasten sind nach den in den einzelnen Bundesstaaten von den zuständigen Stellen (Provinzial-, Kommunalbehörden usw.) erlassenen Vorschriften zu bemessen.

§ 15. Einfluß der Wärmeschwankungen und des Schwindens.

1. Bei gewöhnlichen Hochbauten können die Wärmeschwankungen außer Berechnung bleiben; es genügt im allgemeinen, Schwindfugen in Abständen von 30 bis 40 m anzuordnen. In besonderen Fällen sowie bei Ingenieurbauten empfiehlt es sich, die Abstände zu verkleinern.

2. Bei rahmen- und bogenförmigen Tragwerken von großen Spannweiten sowie allgemein bei Ingenieurbauten muß der Einfluß der Wärme berücksichtigt werden, wenn dadurch innere Spannungen entstehen. Soll bei mittlerer Jahreswärme betoniert werden, so ist mit einem Wärmeunterschied von $\pm 15^\circ \text{ C}$ zu rechnen. Wird bei anderer Wärme betoniert, so ist zu beachten, daß die statischen Verhältnisse dadurch eine Änderung erfahren.

Der außerdem zu ermittelnde Einfluß des Schwindens des Betons an der Luft ist dem eines Wärmeabfalles von 15° C gleich zu achten.

Als Wärmeausdehnungszahl von Beton ist $1 : 10^5$ einzusetzen.

3. Bei Tragwerken, deren geringste Abmessung 70 cm oder mehr beträgt, und solchen, die durch Ueberschüttung oder sonst hinreichend geschützt sind, dürfen die Wärmeschwankungen geringer, mit $\pm 10^\circ \text{ C}$, in die Rechnung eingestellt werden.

§ 16. Ermittlung der äußeren Kräfte.

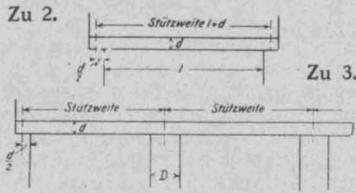
1. Bei statisch bestimmten Tragwerken sind Auflagerkräfte, Querkräfte und Biegemomente nach den Regeln der Statik zu ermitteln.

Bei der Berechnung der unbekanntenen Größen statisch unbestimmter Tragwerke und der elastischen Formänderung aller Tragwerke sind die aus dem vollen Betonquerschnitt einschließlich der Zugzone und aus der zehnfachen Fläche der Längseisen gebildeten ideellen Querschnitt-

⁸⁾ Diese Bestimmungen sind (mit einer geringen Änderung) auch im Kgr. Württemberg eingeführt.

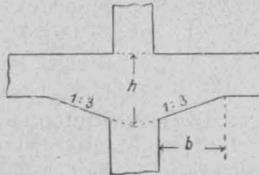
flächen und die daraus errechneten Trägheitsmomente ($n = 10$),⁹⁾ sowie eine für Druck und Zug im Beton gleich große Formänderungszahl $E = 210000 \text{ kg/qcm}$ in Rechnung zu stellen. Für die Ermittlung der äußeren Kräfte (Einspannungsmomente und Auflagerkräfte) kann in der Regel unter Vernachlässigung der Eiseneinlagen mit unveränderlichem Trägheitsmoment gerechnet werden.

2. Bei beiderseits frei aufliegenden Platten ist die Lichtweite zuzüglich der Deckenstärke in Feldmitte, bei frei aufliegenden Balken die Entfernung der Auflagermittelpunkte als Stützweite in die Berechnung einzuführen. Bei außergewöhnlich großen Auflagerlängen ist die Stützweite gleich der um 5 v. H. vergrößerten Lichtweite zu wählen.



3. Bei durchgehenden Platten und Balken gilt als Stützweite die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen. Ist bei Hochbauten die Stützenbreite D gleich oder größer als der fünfte Teil der Stockwerkhöhe, so sind durchgehend ausgebildete Balken nicht mehr als durchgehend, sondern als an der Stütze voll eingespannt zu berechnen. Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Balken entweder mit der Stütze biegeunverformbar verbunden sind, oder daß eine entsprechende Auflast über den Stützen vorhanden ist, wobei als Stützweite die um 5 v. H. vergrößerte Lichtweite zu rechnen ist.

4. Bei durchgehenden Balken kann zur Aufnahme des Stützenmomentes die durch Verlängerung der flachen Balkenschrägen bis zur Stützenmitte sich ergebende Balkenhöhe h als wirksam angenommen werden; dabei ist zu beachten, daß der am stärksten beanspruchte Querschnitt nicht immer über der Stützenmitte liegt.



Die in Rechnung zu stellende Neigung der Schrägen soll nicht steiler als 1:3 sein; das Maß b (s. Abb.) ist so zu wählen, daß der Momentennullpunkt außerhalb der Schräge zu liegen kommt.

5. Eisenbetonstützen in fester Verbindung mit Balken sind ausnahmsweise, auf Verlangen der Baupolizeibehörde, auf Biegung zu untersuchen, insbesondere bei Brücken und ähnlichen Ingenieurbauten. Bei Endstützen ist, wenn eine genaue Berechnung auf Rahmenwirkung nicht angestellt wird, wenigstens ein solches Biegemoment zu berücksichtigen, das ein Drittel des Momentes im Endfeld bei freier Auflagerung des Balkens über der Endstütze ist.

6. Bei Berechnung des Momentes in den Feldmitten darf eine Einspannung an den Balken- und Plattenenden nur soweit berücksichtigt werden, als sie durch bauliche Maßnahmen gesichert und rechnerisch nachweisbar ist.

Wenn freie Auflagerung im Mauerwerk angenommen wird, muß gleichwohl durch obere Eiseneinlagen und einen ausreichenden Betonquerschnitt an der Unterseite einer doch vorhandenen, unbeabsichtigten Einspannung Rechnung getragen werden; dies ist namentlich bei Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume zu beachten.

Mit Rücksicht auf die Querkräfte sind bei Balken — auch bei freier Auflagerung — einige abgebogene Eisen bis über das Auflager hinweg zu führen.

7. Die Berechnung durchgehender Tragwerke (vergl. Ziff. 1, Abs. 2) ist stets für die ungünstigste Stellung der Nutzlast durchzuführen; aufwärts biegende Momente in Feldmitte sind zu berücksichtigen.

Wenn nur ständige Belastung vorkommt, darf das Feldmoment bei gleichen Stützweiten in den Mittelfeldern nicht unter $\frac{pl^2}{24}$ angenommen werden.

8. Platten in Hochbauten, die einerseits oder beiderseits mit Eisenbetonrippen starr verbunden sind, können bei annähernd gleicher Feldweite und gleichmäßiger Belastung zur Vereinfachung der Rechnung derart als eingespannt berechnet werden, daß die größten Feldmomente der Mittelfelder zu $\frac{pl^2}{14}$, der Endfelder zu $\frac{pl^2}{11}$ angenommen werden; dabei ist l der Achsabstand der Rippen. An den Rippen ist vollkommene Einspannung anzunehmen.

Bei wesentlich verschiedenen Feldweiten sind die Feldmomente bei ungünstigster Laststellung unter An-

nahme eines durchgehenden Trägers nachzuweisen; aufwärts biegende Momente in den Feldmitten sind zu berücksichtigen.

Die Verstärkung von Deckenplatten durch Kehlen oder Schrägen darf nur soweit in Rechnung gestellt werden, als die Neigung nicht steiler als 1:3 ist.

9. Die Breite der Druckplatte eines Plattenbalkens darf, von der Rippenachse aus nach jeder Seite gemessen, nicht größer angenommen werden als die 4fache Rippenbreite, die 8fache Plattendicke, die 2fache Trägerhöhe einschl. Plattendicke oder die halbe zugehörige Plattenfeldweite. Bei einseitigen Plattenbalken ist die 3fache Rippenbreite, die 6fache Plattendicke und die $1\frac{1}{2}$ fache Trägerhöhe maßgebend. Das kleinste dieser Maße ist zu wählen.

Liegen die Deckeneisen gleichlaufend mit den Hauptbalken, so sind rechtwinklig zu ihnen besondere Eiseneinlagen anzuordnen, die die Mitwirkung der anschließenden Deckenplatte auf die gerechnete Breite sichern, und zwar wenigstens 8 Eisen von 7 mm Durchmesser auf 1 m Balkenlänge.

10. Die wirksame Balkenhöhe, d. h. der Abstand der äußeren Beton-Druckkante vom Schwerpunkt der Eiseneinlagen, muß mindestens betragen:

Bei Balken, Unterzügen und Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume $\frac{1}{20}$ der Stützweite (vergl. Ziff. 2 und 3).

Bei massiven Eisenbetonplatten und Hohlsteindeckenplatten (Steindecken mit auf Druck beanspruchten Steinen) $\frac{1}{27}$ der Stützweite. Bei durchlaufenden Platten gilt als Stützweite die größte Entfernung der Momentennullpunkte.

11. Bei ringsum aufliegenden rechteckigen Platten mit gekreuzten Eiseneinlagen ist, wenn nicht nach genauem Verfahren gerechnet wird, bei gleichmäßig verteilter Belastung p , wenn die Länge a und die Breite b beträgt, die Belastung wie folgt, zu verteilen:

$$\text{für die Stützweite } a \text{ wird } p_a = p \frac{b^4}{a^4 + b^4},$$

$$\text{für die Stützweite } b \text{ wird } p_b = p \frac{a^4}{a^4 + b^4}.$$

Mit diesen Belastungswerten ist die Berechnung nach den Regeln durchzuführen, die für freiaufliegende, eingespannte oder durchgehende Platten gelten (vergl. Ziff. 7 und 8).

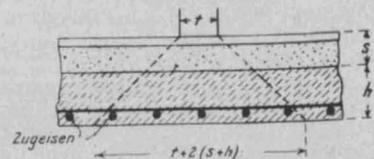
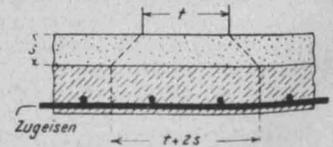
12. Die sich rechnerungsmäßig ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen. Ausgenommen von dieser Vorschrift sind Dachplatten und untergehängte Decken, die nur zum Abschluß dienen oder nur zwecks Reinigung und dergl. begangen werden, sowie fabrikmäßig hergestellte fertig verlegte Eisenbetonplatten.

Die Druckplatten von Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume (vergl. Ziff. 10) bis zu 0,6 m Achsabstand müssen mindestens 5 cm stark sein. Solche Decken müssen zur Lastverteilung Querrippen von der Stärke und Bewehrung der Tragrippen erhalten, und zwar bei Deckenspannweiten von 4 bis 6 m eine Querrippe, bei Spannweiten über 6 m mindestens zwei. Bei starken Einzellasten ist ein besonderer Festigkeitsnachweis erforderlich.

Bei vollen Deckenplatten darf in der Gegend der größten Momente der Eisenabstand 15 cm nicht überschreiten.

13. Platten mit oder ohne verteilende Deckschicht von der Stützweite l , die Einzellasten (z. B. Raddrucke oder Drucke von Maschinenfüßen) aufzunehmen haben, sind auf Biegung zu berechnen wie plattenförmige Balken von der Breite $\frac{2}{3}l$. In der Richtung der Zugeisen kann bei Berechnung von Brückenplatten und Decken, die mit schweren Maschinen belastet werden, eine Lastverteilung auf die Länge $t + 2s$ angenommen werden.

14. Für die Berechnung der Schubspannungen kann in der Plattenmitte ebenfalls eine Plattenbreite von $\frac{2}{3}l$ angenommen werden; am Auflager ist dagegen nur $t + 2(s + h)$ in Rechnung zu stellen. Zwischenwerte sind angemessen einzuschalten.



⁹⁾ Vergleiche § 17, Ziffer 2.

§ 17. Ermittlung der inneren Kräfte.

1. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung oder des auf Biegung mit Achsdruck beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten. Die zulässigen Beanspruchungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sowie die zulässigen Schub- und Haftspannungen haben zur Voraussetzung, daß das Eisen alle Zugspannungen im Querschnitt aufnimmt, daß also von einer Mitwirkung des Betons auf Zug ganz abgesehen wird.

2. Für die Bemessung der Bauteile ist das Verhältnis der Elastizitätsmaße von Eisen und Beton zu $n = 15$ anzunehmen (vergl. § 16, Ziff. 1).

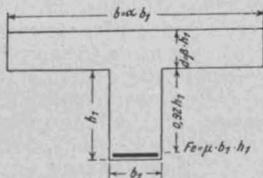
3. In Balken sind die Schubspannungen τ_0 nachzuweisen (vergl. 18, Ziff. 10).

Geht der ohne Rücksicht auf abgebogene Eisen oder Bügel errechnete Wert der Schubspannung über 14 kg/qcm hinaus, so ist zunächst die Rippenstärke zu vergrößern, bis dieser Wert erreicht oder unterschritten wird. Sodann sind die Anordnungen so zu treffen, daß die Schubspannungen in denjenigen Balkenteilen, wo der für Beton zulässige Wert von 4 kg/qcm überschritten wird, durch abgebogene Eisen, durch die Bügel (vergl. § 9, Ziff. 4) oder durch beide zusammen vollkommen aufgenommen werden.

4. Die Haftspannungen brauchen nicht berechnet zu werden, wenn die Enden der Eisen mit runden oder spitzwinkligen Haken versehen und dabei die Eisen nicht stärker als 26 mm sind.

5. Bei Brücken unter Gleisen, die von Hauptbahn-Lokomotiven befahren werden, soll zur Vermeidung von Rissen nachstehende Regel befolgt werden:

Unter Festhaltung des Wertes $\sigma_e \leq 750$ kg/qcm und $\sigma_{bz} \leq 24$ kg/qcm darf für nur auf Biegung beanspruchte Rippenbalken, deren in Rechnung gestellte Plattenbreite $b = a \cdot b_1$ ist, das aus der nebenstehenden Zeichnung und der Tafel*) hervorgehende Bewehrungsverhältnis $\mu = \frac{F_e}{b_1 \cdot h_1}$ (d. h. Eisenquerschnitt



geteilt durch Rippenhöhe [nur bis Plattenunterkante] mal Rippenbreite) nicht überschritten werden.¹⁰⁾

Bei Bogen-, Rahmen- und sonstigen statisch unbestimmten Brücken, die von Hauptbahn-Lokomotiven befahren werden, müssen auch die auftretenden Betonzugspannungen unter Berücksichtigung der Achskräfte nachgewiesen werden. Auch dabei ist $n = 15$ anzunehmen; die so errechnete Betonzugspannung darf nicht den Wert von 24 kg/qcm übersteigen. Dabei ist die Wirkung der Wärmeschwankungen und das Schwinden des Betons nach § 15 zu berücksichtigen.

Vorausgesetzt wird, daß die betreffenden Bauteile nach dem Einstampfen mindestens sechs Wochen lang feucht gehalten und vor Einwirkung der Sonnenstrahlen geschützt werden. Bei Brücken über Bahnanlagen wird ein besonderer Schutz (z. B. durch Schutzanstrich oder aufgehängte Schutztafeln) gegen die Einwirkung der schwefeligen Rauchgase empfohlen; seine Ausführung ist den besonderen Verhältnissen anzupassen.

6. Bei Stützen ohne Knickgefahr und mit gewöhnlicher Bügelbewehrung berechnet sich die zulässige zentrische Belastung aus der Formel

$$P = \sigma_b (F_b + 15 F_e),$$

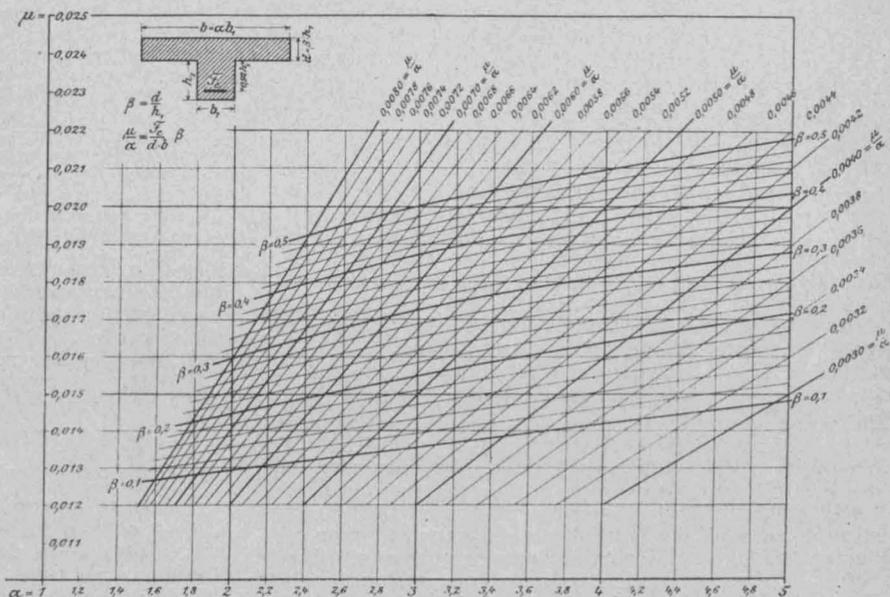
worin σ_b die zulässige Druckspannung des Betons für Stützen (vergl. § 18, Ziff. 3), F_b die Durchschnittfläche des Betons und F_e diejenige der Längseisen bedeutet.

Die Anwendung dieser Formel ist nur gestattet, wenn die Längseisen zusammen mindestens 0,8 v. H. und nicht mehr als 3 v. H. des Betonquerschnittes ausmachen und

durch Bügel verbunden sind (vergl. Fußnote 6). Der Abstand der Bügel (von Mitte zu Mitte gemessen) darf nicht größer sein als die kleinste Abmessung des Stützenquerschnittes und nicht über das Zwölfwache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.¹¹⁾

7. Bei umschnürten Säulen und anderen umschnürten Druckgliedern mit kreisförmigem Kernquerschnitt soll die zulässige zentrische Last aus der Formel

$$P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 45 F_s)$$



Tafel für die Bestimmung des Bewehrungs-Verhältnisses.

berechnet werden. Hierin bedeutet F_k den Querschnitt des umschnürten Kerns (durch die Mitte der Querbewehrungseisen begrenzt)

$$F_s = \frac{\pi \cdot D \cdot f}{8},$$

wenn D den mittleren Krümmungsdurchmesser der Querbewehrungseisen, f den Querschnitt der letzteren und s ihren Abstand in Richtung der Säulenachse (von Mitte bis Mitte) bezeichnet.

Dabei muß sein

$$(F_k + 15 F_e + 45 F_s) \geq 2 F_b.$$

Als umschnürte Säulen sind solche mit Querbewehrung nach der Schraubenlinie (Spiralbewehrung) und gleichwertigen Wicklungen¹²⁾ oder mit Ringbewehrung versehene Säulen mit kreisförmigem Kernquerschnitt anzusehen, bei denen das Verhältnis der Ganghöhe der Schraubenlinie oder des Abstandes der Ringe zum Durchmesser des Kernquerschnittes kleiner als $\frac{1}{5}$ ist. Der Abstand der Schraubenwindungen oder der Ringe soll nicht über 8 cm hinausgehen. Die Längsbewehrung (F_e) soll mindestens $\frac{1}{3}$ der Querbewehrung (F_s) sein.¹¹⁾

8. Quadratischen oder rechteckigen Umschnürungen wird eine Erhöhung der Tragfähigkeit nicht zuerkannt; nach dieser Art bewehrte Stützen und Druckglieder sind daher nach den Vorschriften in Ziff. 6 zu berechnen.¹²⁾

9. Beträgt die Höhe einer zentrisch belasteten Stütze mehr als das 15fache der kleinsten Querschnittabmessung, so ist die Stütze auch auf Knicken zu berechnen. Hier-

¹⁰⁾ Zu diesem Zweck wählt man zunächst eine bestimmte Rippenhöhe h_1 und ermittelt angenähert $F_e = \frac{M}{(0,92 h_1 + \frac{d}{2}) \sigma_e}$. Da die

Plattenstärke d schon vorher bekannt ist, so kann auch $\beta = \frac{d}{h_1}$ und $\mu = \frac{F_e}{d \cdot b} \cdot \beta$ berechnet werden. In der Tafel sucht man nun den

Schnittpunkt der β -Linie mit der μ -Linie und liest die Abszisse α und die Ordinate μ ab. Die gesuchte Rippenbreite ist $b_1 = \frac{h_1}{\alpha}$. Die Ordinate μ gibt zur Kontrolle $\mu = \frac{F_e}{b_1 \cdot h_1}$ (vergl. Zentralbl. der Bauverw.

1914, S. 204 und 1915, S. 391).

¹¹⁾ Änderungen in diesen Einzelbestimmungen bleiben vorbehalten, bis nach Abschluß der weiter im Gange befindlichen Versuche.

¹²⁾ Die Gleichwertigkeit ist nachzuweisen.

*) Anmerkung der Redaktion. Den Bestimmungen in doppelter Größe beigegeben.

bei ist die Euler'sche Formel anzuwenden unter Voraussetzung einer zehnfachen Sicherheit. Das Elastizitätsmaß des Betons ist zu 140000 kg/qcm anzunehmen. Das erforderliche Trägheitsmoment berechnet sich dann zu

$$J \text{ (in cm}^4\text{)} = 70 P \cdot l^2,$$

worin P die Belastung der Stütze in t und l die volle Stablänge (Stockwerkhöhe) in m ist.

Die Benutzung anderer Knickformeln soll nicht ausgeschlossen sein; doch bedarf es daneben des Nachweises der Knicksicherheit nach der Euler'schen Formel.

10. Ist eine Stütze exzentrisch belastet oder ist die Möglichkeit vorhanden, daß sie seitliche Drucke erhält (z. B. in Fabriken und Lagerhäusern), so sind neben dem Nachweis der Knicksicherheit (vergl. Ziff. 9) die größten Kantenpressungen aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

zu ermitteln (vergl. § 16, Ziff. 5).

Beträgt die Höhe der Stütze mehr als das 20fache der kleinsten Querschnittsdimension, so ist M noch um den Wert $P \cdot \frac{l}{200}$, der der Wirkung der Knickkraft am Hebelarm der Durchbiegung Rechnung tragen soll, zu vermehren.

§ 18. Zulässige Spannungen.

1. Die nachstehend für Beton angegebenen Spannungen sind unter der Voraussetzung zulässig, daß der Beton, auch wenn flüssig angemacht und entsprechend der Verarbeitung im Bauwerk behandelt, nach 28 Tagen Erhärtung eine Würfel Festigkeit (siehe Anhang) von mindestens 150 kg/qcm und nach 45 Tagen von mindestens 180 kg/qcm hat. Ist der Beton für Säulen oder Stützen bestimmt, so muß die Würfel Festigkeit nach 28 Tagen mindestens 180 kg/qcm und nach 45 Tagen mindestens 210 kg/qcm betragen. Im Streitfall entscheidet die Prüfung nach 45 Tagen.

2. Wird bei Beton, auch wenn flüssig angemacht, nach 45 Tagen eine Würfel Festigkeit von mehr als 245 kg/qcm nachgewiesen, so darf bei Hochbauten der Beton in Säulen und Stützen (Ziff. 3, a) anstatt mit 35 kg/qcm mit $\frac{1}{7}$, in Rahmen und Bögen (Ziff. 4, b) anstatt mit 40 kg/qcm mit $\frac{1}{6}$ der nachgewiesenen Würfel Festigkeit, jedoch nicht mit über 50 kg/qcm beansprucht werden.

3. Zentrischer Druck. Als zulässige Druckspannung des Betons σ_b gelten folgende Werte:

- a) bei Hochbauten allgemein 35 kg/qcm
- b) bei Säulen mehrgeschossiger Gebäude im Dachgeschoß¹³⁾ 25 "
- im darunter liegenden Geschoß 30 "
- in den folgenden Geschossen 35 "

Die nach Ziff. 2 u. U. zulässige Spannungserhöhung ist für die höheren Geschosse in gleichem Verhältnis wie vorstehend zu ermäßigen.

- c) bei Stützen von Brücken 30 kg/qcm (vergl. Ziff. 5).

4. Biegung und exzentrischer Druck. Nach dem Grad der Erschütterungen wird die zulässige Druckspannung des Betons σ_b und die Zugspannung des Eisens σ_e wie in obenstehender Tabelle festgesetzt.

5. Auf Verlangen der Baupolizei ist in den Gruppen c, d und e (Ziffer 4) die veränderliche Last mit dem 1,5fachen in die Rechnung einzusetzen; dann sind aber die Werte $\sigma_b = 40$ kg/qcm und $\sigma_e = 1200$ kg/qcm der Rechnung zugrunde zu legen. Ausnahmsweise kann in Gruppe c für Bauteile, die besonders starken Erschütterungen (z. B. durch Rotationsmaschinen) ausgesetzt sind, eine Erhöhung des Beiwertes über 1,5 (bis höchstens 2) gefordert werden.

Wird mit dem Beiwert 1,5 gerechnet, so kann bei Berechnung von Brückenstützen (vergl. Ziff. 3, c) von der Druckspannung $\sigma_b = 40$ kg/qcm ausgegangen werden.

¹³⁾ Empfohlen wird, die Seitenlänge des Querschnittes bei Mittelstützen zu mindestens 25 cm anzunehmen.

Den Bestimmungen ist ein Anhang beigegeben: Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, die sich nur in wenigen Punkten unterscheiden von den Bestimmungen für Stampfbeton-Druckversuche, die wir später folgen lassen. Der wesentliche Unterschied ist, daß die Probe nach 28 und nach 45 Tagen vorzunehmen ist, während für Stampfbeton die 45-Tageprobe nur ausnahmsweise stattzufinden hat, und daß aus Rücksicht auf die Verringerung der Kosten und die Möglichkeit der Benutzung weniger starker Druckpressen, die Würfelgröße auf 20 cm beschränkt

Art des Bauwerkes oder des Bauteiles	σ_b kg/qcm	σ_e kg/qcm
a) Hochbauten (einschl. Fabriken) mit vorwiegend ruhender Last	40	1200
b) Rahmen und Bögen	40	1200
Wegen Erhöhung der Betonspannung bei Rahmen und Bögen vergl. Ziff. 2.		
c) Platten von weniger als 10 cm Stärke sowie Bauteile, die der unmittelbaren Einwirkung von Stößen und Erschütterungen durch Maschinen usw. ausgesetzt sind, Haupttreppen, Tanzsäle, Fabriken usw.	35	1000
d) Die Teile von Straßenbrücken, die der unmittelbaren Erschütterung durch Lastwagen und Dampfrollen ausgesetzt sind, sehr stark (z. B. durch schwere Maschinen) erschütterte sonstige Tragwerke und Durchfahrten	35	900
e) Die übrigen Teile von Straßenbrücken	40	1000
f) Brücken unter Eisenbahngleisen bei einem Schotterbett von mindestens 0,30 m Stärke (vergl. auch § 17 Ziff. 5)	30	750

6. An den Unterseiten der Schrägen oder Kehlen von Plattenbalken, wo diese an die Mittelstützen anschließen, kann die Druckspannung um $\frac{1}{3}$, jedoch nicht über 50 kg/qcm erhöht werden.

7. Bei Bauteilen, die auf exzentrischen Druck beansprucht werden, darf der Wert $\frac{P}{F}$ die in Ziff. 3 für zentrischen Druck genannten Werte nicht überschreiten. Wenn zur Vereinfachung der Rechnung die Formel $\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$ zugrunde gelegt wird, so darf der Beton am Rande bis zu 5 kg/qcm auf Zug beansprucht werden.

8. Werden in der statischen Berechnung außer der ständigen Last und der ungünstigen Nutzlast (einschl. der Fliehkraft bei Bahnbrücken) auch noch Schneelast, die größten Winddrucke, die Brems- und Reibungskräfte und bei statisch unbestimmten Tragwerken der Einfluß der Wärmeschwankung und des Schwindens (vergl. § 15, Ziff. 2), ferner in Hochbauten bei Stützen die von den Unterzügen auf sie übertragene Biegung, also sämtliche möglichen Einwirkungen berücksichtigt, so dürfen bei ungünstigster Zusammensetzung dieser Spannungen die in Ziff. 3 und 4 angegebenen Betondruck- und Eisenspannungen um 30 v. H. überschritten werden, wobei als äußerste Grenzen der Eisenspannung 1200 kg/qcm und der Betondruckspannung 60 kg/qcm einzuhalten sind. Maßgebend ist der ungünstigste Belastungsfall.

9. Ausnahmsweise können bei Gelenken und anderen besonderen Bauteilen höhere Beanspruchungen zugelassen werden.

10. Schubspannung. Die Schubspannung τ_0 des Betons darf 4 kg/qcm nicht überschreiten. Sie ist zu berechnen aus der Gleichung $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$, worin b_0 bei Plattenbalken die Stegbreite und z den Abstand des Eisenschwerpunktes vom Druckmittelpunkt bedeutet.

11. Haftspannung. Die zulässige Haftspannung τ_1 (Gleitwiderstand) beträgt 4,5 kg/qcm. Dabei ist für die auf Biegung beanspruchten Platten und Balken vorausgesetzt, daß sie, wenn nur gerade Eisen mit oder ohne Bügel vorhanden sind, aus der Gleichung $\tau_1 = \frac{b_0 \cdot \tau_0}{u}$ berechnet wird.

Sind dagegen Eisen nach der einfachen oder mehrfachen Strebenanordnung abgebogen, so daß sie imstande sind, die gesamten schrägen Zugspannungen allein aufzunehmen, so ist für die Berechnung der Haftspannung an den unteren gerade geführten Eisen nur die halbe Querkraft in Ansatz zu bringen.

12. Drehungsspannung. Die zulässige Drehungsspannung des Betons beträgt für rechteckige Querschnitte $\tau_d = 4$ kg/qcm.¹⁴⁾

¹⁴⁾ Bezüglich einer zweckmäßigen Bewehrung vergl. Heft 16 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

wird. Die Würfel sind selbstverständlich mit einem Beton der gleichen Beschaffenheit herzustellen, wie er im Bauwerk verwendet wird, also mit weichem bzw. flüssigem Beton. Während einer Uebergangszeit dürfen noch die alten Würfelformen von 30 cm Kantenlänge Verwendung finden. —

Inhalt: Neue Eisenbeton-Brücken im oberen Siegtal. (Fortsetzung.) — Neue Deutsche Vorschriften für die Ausführung von Eisenbeton-Bauten. (Schluß.) —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



XII. JAHRGANG 1915.

№ 23.

Neue Eisenbeton-Brücken im oberen Siegtal.

Von H. J. Kraus, Ingenieur der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H. in Düsseldorf. (Schluß.)

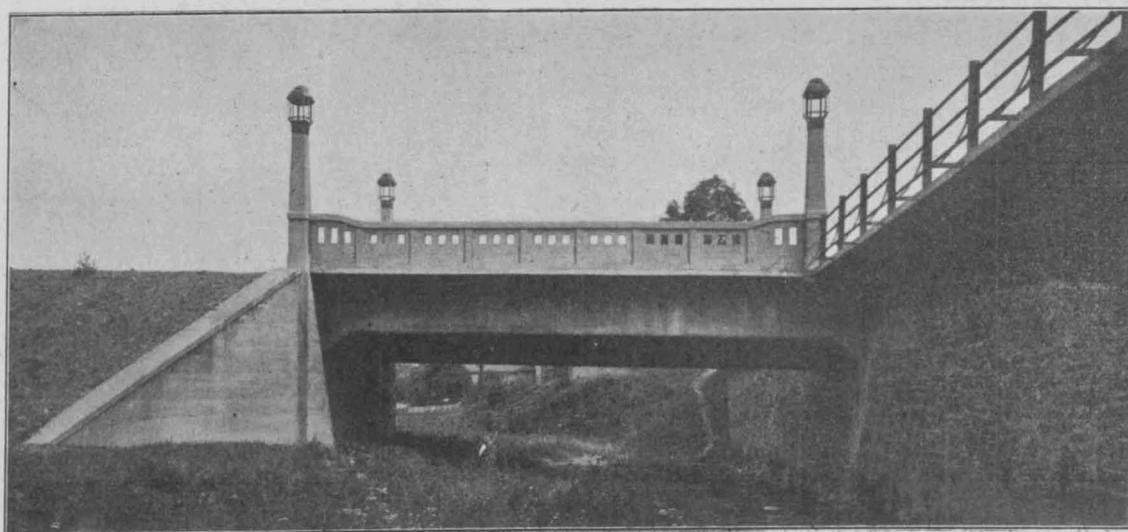


Abbildung 19. Ansicht der Weißbach-Brücke mit anschließender Fußweg-Auskragung.



Die Anordnung der Eiseneinlagen der Tragbalken, sowie die sonstige Ausbildung der Brücke im Längsschnitt und in Querschnitten sind aus den Abb. a—c S. 178 und 179 zu ersehen. Die Fahrbahnplatten sind als durchlaufende Träger ausgebildet. Von einer Aufbiegung der unteren Eiseneinlagen über den Auf-

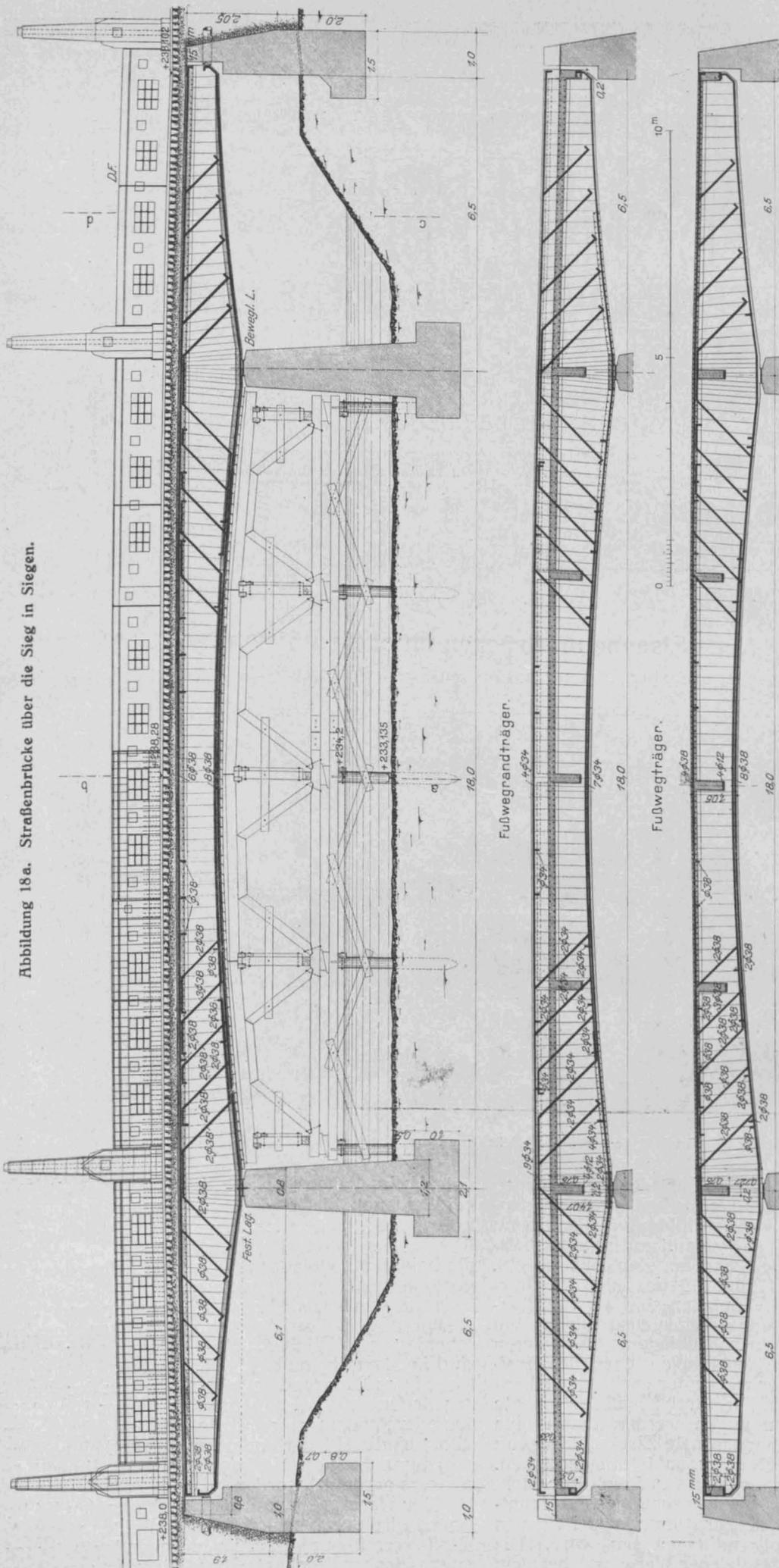
lagerstellen wurde hier wegen der geringen Balken-Entfernung abgesehen. Die durch negative Momente entstehenden Zugspannungen werden durch eine obere, durchgehend angeordnete Eiseneinlage von 7 Rundeseisen von 10^{mm} Durchm. auf 1^m aufgenommen. Die Stärke der Fahrbahnplatten wurde mit Rücksicht auf die großen Biegungsbeanspruchungen der Hauptträger größer gewählt, als zur Aufnahme der eigenen Biegemomente notwendig gewesen wäre. Die Fußwegplatten sind in gleicher Weise wie bei dem

unter I behandelten Bauwerk, der Brücke über die Sieg bei Weidenau, ausgebildet, wie aus der Abbildung 9 in Nr. 21, S. 165 deutlich hervorgeht.

Das Gewicht der gesamten Brückentafel wird auf die beiden Mittelpfeiler mittels schmiedeiserner Lager unter den Hauptträgern, von denen das eine als festes, das andere als bewegliches Lager ausgebildet ist, übertragen. Die Lagerplatten erhielten eine Zwischenlage aus Walzblei. Die Mittelpfeiler der Brücke sind in Stampfbeton ausgeführt und im Flußbett auf felsartigem Baugrund gegründet. Wegen der günstigen Bodenverhältnisse wurde von einer Umschließung der Fundamente durch Spundwände abgesehen, jedoch sind die Pfeilerfundamente durch Steinpackungen, namentlich am Vorkopf, gegen den Angriff des Wassers geschützt worden.

Der Uebergang von der Brücke zu den Widerlagern wird durch schmiedeiserne Platten von 15^{mm} Stärke vermittelt, die den hier entstehenden Zwischenraum zwischen Brückentafel und Widerlagerswand über-

Abbildung 18a. Straßenbrücke über die Sieg in Siegen.



decken und dann auch dazu dienen, den Einfluß der Bewegungen der Kragkonstruktion auf die Fahrbahn- und Fußwegbefestigung zu vermindern. Die wasserdichte Isolierung der Fahrbahn ist über diese Platten hinweggeführt.

Die Fahrbahn wurde mit einem 15 cm hohen Steinpflaster befestigt, während für die Fußwege Gußasphalt in doppelter Lage zur Verwendung kam. Die Bordsteine werden durch den oberen Teil der Fußwegrandträger gebildet, deren Flächen scharriert und deren Kanten durch Winkeleisen geschützt worden sind, die entsprechend der Wölbung der Brücke in der Längsrichtung durchgehend gebogen wurden.

Die Brüstungen und Lichtkandelaaber sind in Eisenbeton-Konstruktion hergestellt, wie aus der Ansicht, Abbildung 14 in No. 22, und aus Abbildung 18 zu entnehmen ist. Die Brüstungen erhielten Durchbrechungen, in welche kräftige Gitter aus gehämmertem Schmiedeeisen eingesetzt wurden; auf den Rampen- und Flügel-Mauern wurden anstatt der Durchbrechungen nur Vertiefungen angeordnet.

Die gesamten Ansichtsflächen, abgesehen von den Flächen der Pfeiler und Rampenmauern, die in gewöhnlichem Beton gestampft und dann gekrönet wurden, sind in Vorsatzbeton aus gelbrotm

Muschelkalk ausgeführt und dann steinmetzmäßig bearbeitet worden.

Die Bauarbeiten an der Brücke wurden Mitte Dezember 1913 begonnen. Die Fundamente der Mittelpfeiler wurden innerhalb von Kastenfangedämmen unter Wasserhaltung durch eine 200mm-Kreiselpumpe und eine Diaphragma-Handpumpe ausgeführt. Die Stampfbetonarbeiten waren größtenteils Mitte Februar 1914 fertiggestellt, worauf dann mit dem Aufstellen des Lehrgerüsts für die Mittelöffnung begonnen wurde. Die Konstruktion desselben ist aus Abbild. 18 a u. b zu ersehen. Der untere Teil bestand aus Rundholz-

4mm und am Ende der beiden Kragarme eine größte Hebung von 1,1 bzw. 0,9mm festgestellt worden. Am 1. Juli 1914 waren sämtliche Arbeiten einschließlich der Flächenbearbeitung beendet.

IV. Weißbach-Brücke und Brücke über den Ax'schen Obergraben in Hain bei Siegen.

Am Bahnhof Siegen-Ost, der an der neuen Eisenbahnstrecke Weidenau-Dillenburg angelegt wird, sind im Laufe des vorjährigen Sommers für die Stadt Siegen 2 Bauwerke errichtet worden, die dem Uebergang über die Weiß und den Ax'schen Werkkanal von

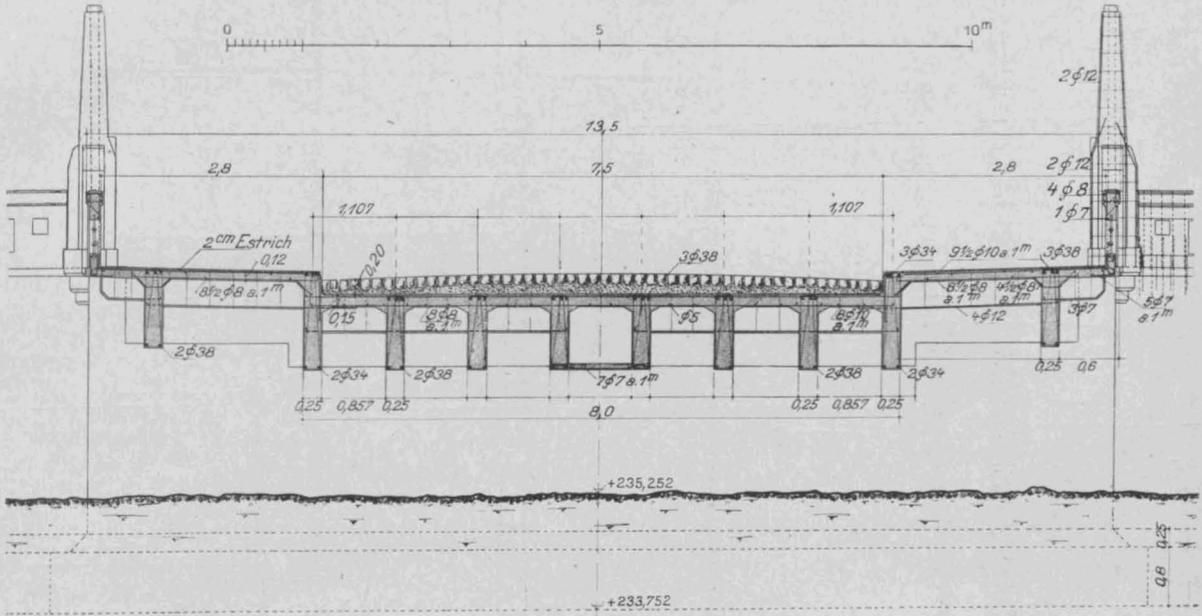


Abbildung: 18c. Straßenbrücke über die Sieg in Siegen Brückenquerschnitt nach c-d.

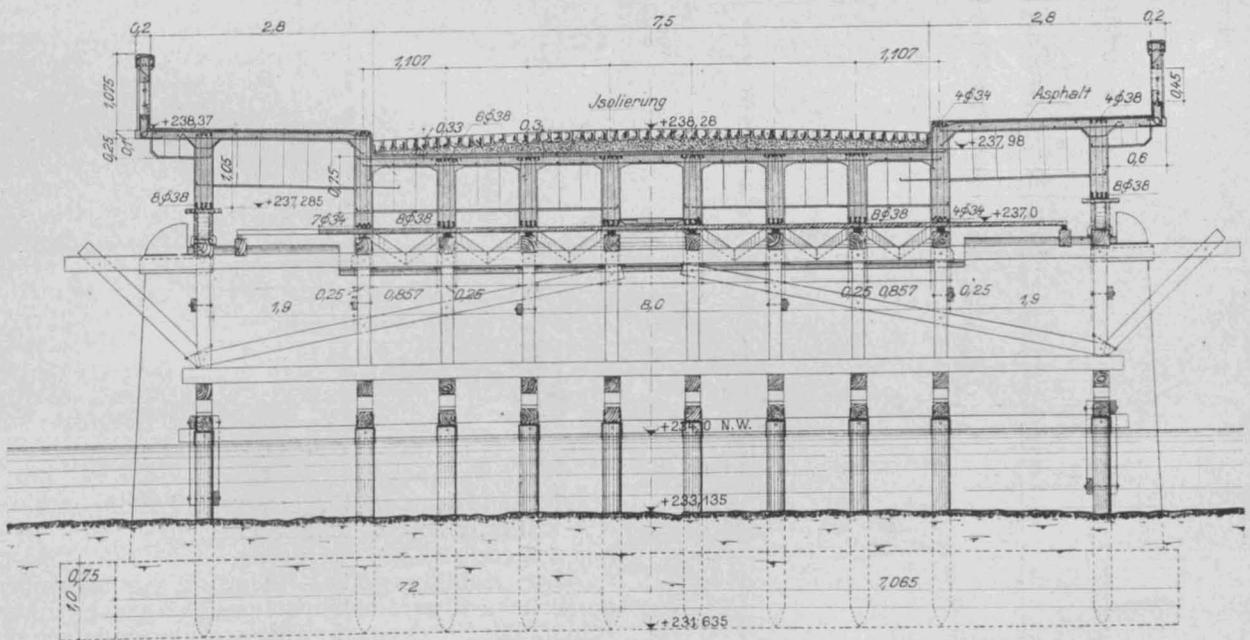


Abbildung: 18b. Brückenquerschnitt mit Lehrgerüst nach a-b (Vergl. Abb. 18 a.).

pfählen, die z. T. bis auf tragfähige Tiefe gerammt wurden, teilweise auf den Fundamentabsätzen der Mittelpfeiler standen und durch Zangen usw. gut untereinander verbunden waren. Zwischen Unter- und Obergerüst waren zum bequemeren Ablassen Keile aus Eichenholz angeordnet.

Am 2. Mai war die Brückentafel in allen Teilen, am 15. Juni auch die Brüstungen usw. fertiggestellt.

Bei der am 12. Juni 1914 erfolgten Ausrüstung, bei welcher zuerst die Kragarme, dann das Mittelfeld von der Rüstung befreit wurden, ist mittels Griot'scher Biegemesser in Feldmitte eine größte Senkung von

der Marienborner-Straße zu dem neu errichteten Empfangsgebäude des Bahnhofes Siegen-Ost dienen.

Die Weißbach-Brücke, deren Gesamterscheinung aus Abbild. 19 S. 177, hervorgeht, ist in Abbild. 20 a-e in Grundriß und Schnitten dargestellt; sie ist eine Plattenbalken-Brücke von 12m Lichtweite und 8m nutzbare Breite und ist für dieselbe Belastung wie die Brücke unter III berechnet worden. Am linken Ufer des Weißbaches steht entlang der Marienborner-Straße eine alte Stützmauer aus Bruchsteinen, die als Widerlager für die neue Brücke benutzt werden konnte. Die Marienborner-Straße wurde anschließend

Vorschriften.

§ 1. Geltungsbereich.

Diese Bestimmungen sind für alle Ausführungen von Bauwerken aus Beton maßgebend (vergl. § 9, Ziff. 14 nebst Fußnote).

§ 2. Bauvorlagen.

1. Für ein Bauwerk, das ganz oder zum Teil aus Beton hergestellt werden soll, sind zur baupolizeilichen Prüfung Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, woraus zu ersehen sind: die Gesamtanordnung, die Belastungsannahmen, die Querschnitte der einzelnen Teile, Bewegungsfugen, Gelenke und dergl., ferner Art, Ursprung und Beschaffenheit der Baustoffe, die zum Beton verwendet werden sollen, ihr Mischungsverhältnis, die gewählte Betonart, ihre Verarbeitungsweise (vergl. §§ 8 u. 9) und die gewährleistete Druckfestigkeit³⁾ des Betons.

2. Die statischen Berechnungen müssen die Sicherheit des Bauwerkes in übersichtlicher und prüfbarer Form nachweisen.

3. Auf Anfordern sind Proben der Baustoffe beizufügen.

4. Die Vorlagen haben zu unterschreiben der Bauherr, der Entwurfsverfasser und vor dem Beginn der Arbeiten auch der ausführende Unternehmer. Wird die Ausführung einem anderen Unternehmer übertragen, so ist dies der Baupolizeibehörde sofort mitzuteilen.

§ 3. Vorläufiger Festigkeitsnachweis.

Der Unternehmer ist verpflichtet, auf Anfordern der Baupolizeibehörde vor Baubeginn den Nachweis zu bringen, daß die Mischungen mit den Baustoffen und bei der für den Bau in Aussicht genommenen Verarbeitungsweise die gewährleistete Druckfestigkeit³⁾ ergeben.

§ 4. Zulässige Beanspruchung.

1. Die größte Druckbeanspruchung des Betons für ruhende Last darf $\frac{1}{5}$ seiner Druckfestigkeit³⁾ nicht überschreiten; sie darf nicht größer sein als 50 kg/qcm. Ausnahmeweise können bei Gelenken und anderen besonderen Bauteilen höhere Beanspruchungen zugelassen werden. Die Zugfestigkeit des Betons ist bei der Berechnung der größten Druckspannung nicht in Ansatz zu bringen.

2. Bei Stützen und Pfeilern ist die Druckbeanspruchung (bei exzentrischer Belastung die größte Kantenpressung) mit zunehmendem Verhältnis von Höhe (Länge) zur kleinsten Dicke abzumindern und höchstens anzunehmen;

für das Verhältnis 1:1 zu $\frac{1}{5}$ der Druckfestigkeit³⁾

" " " 5:1 " $\frac{1}{10}$ " "

" " " 10:1 " $\frac{1}{20}$ " "

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

§ 5. Knicksicherheit.

1. Beträgt die Höhe einer zentrisch belasteten Stütze mehr als das 15fache der kleinsten Querschnittsabmessung, so ist die Stütze außer auf Achsdruck auch auf Knicken zu berechnen. Hierbei ist die Euler'sche Formel anzuwenden unter Voraussetzung einer 10fachen Sicherheit. Das Elastizitätsmaß des Betons ist zu 140 000 kg/qcm anzunehmen. Das erforderliche Trägheitsmoment berechnet sich dann zu:

$$J \text{ (in cm}^4\text{)} = 70 P \cdot l^2,$$

worin P die Belastung der Stütze in t und l die volle Stablänge (Stockwerkhöhe) in m ist.

Die Benutzung anderer Knickformeln soll nicht ausgeschlossen sein, doch bedarf es daneben des Nachweises der Knicksicherheit nach der Euler'schen Formel.

2. Ist eine Stütze exzentrisch belastet, oder ist die Möglichkeit vorhanden, daß sie seitliche Drucke erhält (z. B. in Fabriken und Lagerhäusern), so sind neben dem Nachweis der Knicksicherheit (vergl. Ziff. 1) die größten Kantenpressungen zu ermitteln (vergl. § 4).

§ 6. Bauleitung.

Der Name des verantwortlichen Bauleiters und seines für die betreffende Baustelle zu bestimmenden örtlichen Vertreters ist der Baupolizeibehörde bei Beginn der Bauarbeiten anzugeben; ein Wechsel ist sofort mitzuteilen.

Während der ganzen Dauer der Bauausführung muß entweder der verantwortliche Bauleiter oder sein Vertreter auf der Baustelle anwesend sein.

§ 7. Die Baustoffe.

Die Eigenschaften der Baustoffe, die verwendet werden, sind auf Anfordern der Baupolizeibehörde durch Zeugnisse nachzuweisen. Im Streitfall entscheidet eine amtliche Prüfungsanstalt.

1. Zement. Verwendet werden darf nur normal bindender Zement, der den jeweils gültigen, behördlich anerkannten Vorschriften für Lieferung und Prüfung von Zement entspricht.

Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfineinheit, Zug- und Druckfestigkeit enthalten.

Da erfahrungsmäßig die Abbindezeit eines Zementes wechseln kann, muß der Unternehmer durch wiederholte Abbindeproben auf der Baustelle feststellen, daß kein rasch bindender Zement verwendet wird.

Der Zement ist in der Ursprungspackung (Fabrikpackung) auf der Verwendungsstelle anzuliefern.

2. Sand, Kies und sonstige Zuschläge.

a) Im Sinne dieser Bestimmungen ist zu verstehen:

unter Sand: Gruben-, Fluß-, See-, Brech- oder Quetschsand, Schlackensand⁴⁾ (in Wasser gekörnte Hochofenschlacke geeigneter Zusammensetzung), Bimssand⁴⁾ usw. bis zu höchstens 7 mm Korngröße;

unter Kies: Kiesgraupen, Kiessteine, Kiesel, Bimskies,⁴⁾ von 7 mm Korngröße aufwärts bis etwa 70 mm größter Abmessung;

unter Kiessand: das natürliche Gemenge von Sand und Kies, wie es sich an der Gewinnungsstelle vorfindet;

unter Steingrus: zerkleinertes Gestein zwischen etwa 7 und etwa 25 mm;

unter Steinschlag (Schotter): von Hand oder mit der Maschine zerkleinertes Gestein zwischen etwa 25 und etwa 70 mm größter Abmessung.

In Kies, Steingrus und Steinschlag dürfen bis zu 10 v. H. feinere Teile enthalten sein.

b) Sand, Kies, Grus, Steinschlag usw. dürfen keine schädlichen Beimengungen enthalten. In Zweifelsfällen ist der Einfluß von Beimengungen durch Versuche festzustellen.⁵⁾

c) Zur Erzielung eines dichten Betons ist erforderlich, daß Sand, Kies, Grus und Steinschlag gemischtkörnig sind, d. h. Stücke von verschiedener Form und Korngröße in richtiger Menge enthalten.

d) Die als Zuschlag verwendeten Baustoffe sollen in der Regel mindestens die gleiche Festigkeit besitzen, wie der erhärtete Mörtel des Betons.⁶⁾

e) Größere druckfeste Steine können in den Beton eingebettet werden, sofern Zweck, Art und Abmessungen des Betonkörpers dies zulassen und für eine sachgemäße Verteilung solcher Einlagen innerhalb des Betonkörpers sowie für Verwendung ausreichend weicher Betonmasse zur Erzielung einer vollständig dichten Umschließung dieser Einlagen Sorge getragen wird.

3. Wasser. Das Wasser darf keine Bestandteile enthalten, die die Erhärtung des Betons beeinträchtigen. Bei Zweifeln ist die Brauchbarkeit des Wassers vorher durch Versuche festzustellen.

§ 8. Zubereitung der Betonmasse.

1. Betongemenge. Sand, Kies, Grus und Steinschlag werden für den Beton nach Raumteilen, Zement nach Gewicht bemessen.

Zur Umrechnung von Gewichtsteilen auf Raumteile ist das Gewicht des Zementes nach losem Einfüllen in ein Hektolitergefäß zu bestimmen.

2. Mischweise. Die Betonmasse kann von Hand, muß aber bei größeren Bauausführungen durch geeignete Mischmaschinen gemischt werden. Die Zusammensetzung der Mischung muß an der Mischstelle mit deutlich les-

³⁾ Unter Druckfestigkeit ist hier und im folgenden die Druckfestigkeit von Würfeln zu verstehen, die nach Maßgabe der „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton vom Oktober 1915“ angefertigt und geprüft worden sind (s. Anhang).

⁴⁾ Bimssand und Bimskies eignen sich zur Herstellung leichter und poriger Bauteile, dagegen nicht für stark beanspruchte Bauteile. Das Gleiche gilt für Schlackensand, der schaumig und weich gefallen ist.

⁵⁾ Es läßt sich keine erschöpfende, allgemeine Bestimmung treffen, wie die Baustoffe beschaffen sein müssen, aus denen der Beton hergestellt wird. Lehm, Ton und ähnliche Beimischungen wirken schädlich auf die Festigkeit des Betons, wenn sie am Sand und Kies festhaften. Sind sie im Sand fein verteilt, ohne an den Körnern fest zu haften, so schaden sie in der Regel nichts, sie können sogar unter Umständen die Festigkeit erhöhen. Im ersten Fall können die Baustoffe zuweilen durch Waschen zum Betonieren brauchbar werden, im anderen Fall wäre Waschen verfehlt.

Die in verschiedenen Flußkiessanden vorkommenden Braunkohlenteile können schädlich wirken, wenn sie in größeren Mengen vorhanden sind.

Sollen Schlacken (Kessel- oder Lokomotivschlacke), zerkleinerte Hochofenschlacke, Müllverbrennungs-Rückstände u. dergl.) als Zuschlag verwendet werden, so ist vorher zu prüfen, ob sie sich dazu eignen.

⁶⁾ Weiche Gesteine, schwach gebrannte Ziegelsteine u. dergl. sind nicht geeignet.

barer Schrift angeschlagen sein und muß sich beim Arbeitsvorgang leicht feststellen lassen.

- a) Bei Handmischung ist die Betonmasse auf einer gut gelagerten, kräftigen, dicht schließenden Pritsche oder auf sonst ebener, schwer absaugender und fester Unterlage herzustellen. Zunächst sind Sand, Kiessand oder Grus mit dem Zement trocken zu mischen, bis sie ein gleichfarbiges Gemenge ergeben; dann ist das Wasser zuzusetzen, hierauf gröbere Zuschläge, die vorher genäßt und wenn nötig gereinigt werden müssen. Das Ganze ist noch so lange zu mischen, bis eine gleichmäßige Betonmasse entstanden ist.
- b) Bei Maschinenmischung wird das gesamte Gemenge zunächst trocken und hierauf unter allmählichem Wasserzusatz so lange noch weiter gemischt, bis eine innig gemischte, gleichmäßige Betonmasse entstanden ist.
- c) Sollen außer Zement noch andere Stoffe (Traß, Kalk und dergl.) in Pulverform zugesetzt werden, so darf dies, um Nesterbildung zu vermeiden, nur so geschehen (z. B. durch Vermahlen auf der Baustelle), daß eine innige Mischung gewährleistet ist.
- d) Die Mischdauer kann als ausreichend angesehen werden, wenn die Steine allseitig von innig gemischtem, gleichfarbigem Mörtel umgeben sind.

3. Wasserzusatz. Der Wasserzusatz richtet sich nach der Art der Baustoffe, dem Mischungsverhältnis, der Witterung, dem Feuchtigkeitsgehalt und der Wasseraufnahmefähigkeit der Baustoffe sowie nach dem Verwendungszweck des Betons.

Je nach der Menge des zugesetzten Wassers unterscheidet man:

- a) Erdfeuchte Betonmasse. Die Betonmasse gilt als erdfeucht, wenn beim Formen eines Handballens die innere Handfläche sichtlich naß wird; sie enthält nur soviel Wasser, daß erst bei beendigtem Stampfen an der Oberfläche Wasser austritt.

Erdfeuchte Betonmasse muß gestampft werden.

- b) Weiche Betonmasse. Weiche Betonmasse enthält soviel Wasser, daß die Ränder der durch einen Stampfstoß hervorgerufenen Vertiefung eine kurze Zeit stehen und nur langsam verlaufen.

Weiche Betonmasse verlangt weniger große Stampfarbeit als erdfeuchte.

- c) Flüssige Betonmasse. Flüssige Betonmasse enthält soviel Wasser, daß sie fließt. Stampfen ist unmöglich. Die Masse ist so zu verteilen, daß keine Hohlräume entstehen.

Erdfeuchter Beton ergibt die größte Druckfestigkeit, diese nimmt mit höherem Wasserzusatz ab. Soll bei höherem Wasserzusatz die gleiche Festigkeit erreicht werden wie bei erdfeuchtem Beton, so ist ein größerer Zementzusatz erforderlich.

§ 9. Verarbeitung der Betonmasse.

Allgemeine Bestimmung.

1. Die Betonmasse soll alsbald nach dem Mischen eingebracht und ohne Unterbrechung verarbeitet werden. In Ausnahmefällen darf die Betonmasse einige Zeit unverarbeitet liegen bleiben; bei trockener und warmer Witterung aber nicht über eine Stunde, bei kühler und nasser nicht über zwei Stunden. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungseinflüssen, wie Sonne, Wind, starkem Regen usw., zu schützen und unmittelbar vor Verwendung umzuschaukeln. In allen Fällen muß die Betonmasse vor Beginn des Abbindens verarbeitet sein.

2. Bei dem Einbringen der Betonmasse ist darauf zu achten, daß die Gleichmäßigkeit der Mischung erhalten bleibt. Größere Zuschlagteile, die sich abgesondert haben, sind mit dem Mörtel wieder zu vermengen.

3. Man unterscheidet:

- a) Stampfbeton,
- b) Schüttbodyeton,
- c) Gußbeton,
- d) Füllbeton.

a) Stampfbeton.

4. Die Betonmasse darf in die Verwendungsstelle (Baugrube, Verschalung) nur schichtenweise und nur in solcher Höhe eingebracht werden, daß die fertig gestampfte Schicht in der Regel nicht stärker ist als

- 15 cm bei erdfeuchter Masse,
- 20 cm bei weicher Masse.

Die einzelnen Schichten sollen, wo es die Bauausführung gestattet, rechtwinklig zu der im Bauwerk auftretenden Druckrichtung und, wo dies nicht möglich ist, gleichlaufend mit der Druckrichtung eingelegt werden.

Die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß die einzelnen Schichten untereinander ausreichend fest binden. Es ist unbedingt erforderlich, daß vor dem Weiterarbeiten auf einer soeben fertig gestampften Schicht die Oberfläche dieser Schicht durch Abkehren mit Stahlbesen, Kelle oder sonstwie gehörig aufgeraut wird.

Treten frische Stampfschichten mit bereits abgeordneten in Berührung (Weiterarbeiten am nächsten Tage), so muß für ausreichend festen Zusammenschluß der Betonschichten gesorgt werden. Neben einer geeigneten Gliederung der in Betracht kommenden Betonkörper selbst (z. B. stufenartige Abtreppungen) ist die Oberfläche der zuletzt gestampften Schicht sofort nach Beendigung der Stampfarbeit gehörig aufzurauen. Diese erhärtete und aufgeraute Oberfläche ist vor dem Fortsetzen des Betonierens von losen Bestandteilen zu reinigen und anzunässen. Sodann ist ein dem Mörtel der Betonmasse entsprechender Zementmörtelbrei aufzubringen, wobei streng darauf zu achten ist, daß dieser Mörtelbrei nicht schon abgetrocknet ist oder abgeunden hat, bevor die neue Betonschicht hergestellt wird.

5. Für erdfeuchte Betonmasse sind quadratische oder rechteckige Stampfer von 12 bis 16 cm Seitenlänge und 12 bis 17 kg Gewicht zu verwenden, sofern nicht mechanisch betriebene Stampfer zur Anwendung kommen. Für weiche Betonmasse können leichtere und anders geformte Stampfer verwendet werden.

6. Die Stampfarbeit erhöht innerhalb gewisser Grenzen die Festigkeit, und zwar bei erdfeuchter Betonmasse mehr als bei weicher. Die Verwendung erdfeuchter Betonmasse empfiehlt sich nur dort, wo die Gewähr für eine ausgiebige Stampfarbeit, sei es von Hand oder maschinell, gegeben ist. Besondere Sorgfalt ist auf das Stampfen der Ecken und Außenseiten (längs der Verschalung) zu verwenden. Die einzelnen Stampfflächen sollen sich etwas überdecken.

b) Schüttbodyeton.

7. Schüttbodyeton kommt hauptsächlich für die Herstellung unter Wasser in Frage. Die Betonmasse muß in weichem Zustand eingebracht werden.⁷⁾

8. Das Schütten geschieht in Trichtern oder Senkkästen, bei geringen Wassertiefen auch unmittelbar aus dem Fördergefäß. Freier Fall der Betonmasse durch das Wasser muß vermieden werden, deshalb sind die Trichter vor dem Versenken mit Betonmasse zu füllen und während des Schützens stets genügend gefüllt zu halten; die Senkkästen sind geschlossen bis auf die Schüttfläche herabzulassen.

Die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß ein ausreichend festes Binden der einzelnen Schichten untereinander eintreten kann. Beim Aufbringen neuer Schichten auf abgeordneten Beton muß der darauf abgesetzte Schlamm durch geeignete Mittel (z. B. Absaugen) entfernt werden, damit eine gute Verbindung der Schichten stattfindet. Bei Herstellung stärker beanspruchter Bauteile (z. B. Schleusenböden) ist die Arbeit ohne Unterbrechung in Tag- und Nachtschichten auszuführen.

9. Das Wasser in der Baugrube ist ruhig, d. h. ohne Strömung und Auftrieb zu erhalten, da sonst ein Ausspülen des Zementes aus dem Beton durch fließendes Wasser eintreten würde.

c) Gußbeton.

10. Die Betonmasse muß genügend flüssigen Mörtel enthalten, damit dieser alle Hohlräume der Zuschläge (Kies, Schotter) ausfüllt. Kiessand muß so viel feine Teile enthalten, daß eine flüssige Masse entsteht.

Das Mischen der Gußbetonmasse muß in dicht schließenden Maschinen geschehen, um Auslaufen des Mörtels während des Mischens zu verhindern.

11. Bei dem Einbringen der Betonmasse ist darauf zu achten, daß keine Entmischung eintritt. Das Einbringen kann mit Hilfe von Rinnen, Röhren und dergl. geschehen, damit der Gußbeton vermöge seiner eigenen Schwere an die Verwendungsstelle fließt. Bei steiler Neigung trennt sich in der Rinne das grobe Material von dem Mörtel, durchläuft die Rinne schneller und fällt infolge flacherer Wurfparabel an anderer Stelle nieder als der Mörtel. Hierdurch können z. B. bei Schotter- und grobem Kiesbeton Steinnester entstehen, die sich nur durch Handarbeit beseitigen lassen. Bei steiler Rinnenneigung (mehr als 25 v. H. gegen die Wagrechte) ist daher vor der Rinnenmündung eine Klappe oder ein Trichter derartig

⁷⁾ Das Auswaschen des Zementes kann durch geringen Zusatz von hydraulischem oder Fettkalk (in Seewasser Traß-Kalk) abgemindert werden.

anzubringen, daß die Betonmasse möglichst senkrecht niederfällt. Die Rinnen werden vorteilhaft derart beweglich angeordnet, daß sie die ganze Grundfläche des zu betonierenden Bauteiles bestreichen können.

Um der Entmischung des Betons beim freien Fall vorzubeugen, soll der Auslauf der Zubringer nicht höher als 2 m über der Verwendungsstelle liegen.

Größere Zuschlagteile, die sich beim Einbringen der Betonmasse abgesondert haben, sind mit dem Mörtel wieder zu vermengen.

12. Der Gußbeton ist in hohen Schichten herzustellen, wenn nicht der ganze Bauteil in einem Guß betoniert werden kann. Zu diesem Zweck sind bei größerer Grundrißausdehnung einzelne Bauabschnitte zu bilden. Die Massen sind innerhalb einer Arbeitsschicht so zeitig (frisch aus frisch) einzubringen, daß die einzelnen über- oder nebeneinander liegenden Betonstreifen ausreichend fest binden.

Bei längerer Unterbrechung der Arbeit (Weiterarbeiten am folgenden Tage) muß für ausreichend festen Zusammenschluß der Betonschichten gesorgt werden. Neben einer geeigneten Gliederung der in Betracht kommenden Betonkörper selbst ist die Oberfläche der zuletzt gegossenen Schicht möglichst unregelmäßig und rau zu gestalten. In besonders wichtigen Fällen kann dies dadurch geschehen, daß Bruchsteinbrocken, Stücke von starken Rundeisen, Schienenstücke und dergl. mindestens bis zur Hälfte ihrer Höhe oder Länge als Dübel in die noch nicht erhärtete Schicht eingelassen werden, sodaß der überstehende Teil dieser Dübel in die neu aufzubringende Schicht hineinragt. Vor dem Aufbringen neuer Betonmassen am nächsten Tage ist die alte Oberfläche durch Abkehren zu reinigen und gehörig anzunässen.

Stampfen ist bei Gußbeton nicht möglich. Kann die Betonmasse nicht von selbst überall hinfließen, so ist durch Nachhelfen mit geeigneten Geräten dafür zu sorgen, daß sie alle Bauteile, auch die Ecken und Außenflächen (längst der Verschalung) satt ausfüllt.

d) Füllbeton.

13. Füllbeton kommt in erdfeuchtem, weichem oder flüssigem Zustand da zur Anwendung, wo es sich um die Herstellung wenig beanspruchter zusammenhängender Massen handelt. Seine Verarbeitung richtet sich nach Material und Zweck.

14. Die hier gegebenen Vorschriften finden sinnge-
mäßige Anwendung auch für Eisenbauwerke mit Betonumhüllung und für Beton mit Eiseneinlagen.⁸⁾ Für rostschützende Umhüllung der Eiseneinlagen ist zu sorgen.

§ 10. Betonieren bei Frost.

Bei stärkerem Frost als -3°C an der Arbeitstelle darf nur betoniert werden, wenn in geeigneter Weise gesorgt wird, daß der Frost keinen Schaden bringt. Die Baustoffe dürfen nicht gefroren sein. An gefrorene Bauteile darf nicht anbetoniert werden. Beton, der im Abbinden ist, ist besonders sorgfältig vor Kälte-Einwirkung zu schützen.

§ 11. Herstellung der Schalungen.

1. Alle Rüstungen und Einschaltungen sind tragfähig herzustellen; sie müssen ausreichend widerstandsfähig gegen Durchbiegung und genügend fest sein gegen die Einwirkung des Stampfens. Sie müssen auch leicht und gefahrlos wieder entfernt werden können. Die Stützen oder Lehrbögen sind auf Keile, Sandkästen oder Schrauben zu stellen, damit durch deren allmähliches Lüften das Lehrgerüst langsam gesenkt werden kann.

2. Bei allen unterstützten Lehrgerüsten dürfen gestoßene, d. h. aufeinandergesetzte Unterstützungshölzer nur bis zu zwei Dritteln der Gesamtheit der Stützen verwendet werden. Gestoßene Stützen dürfen nur abwechselnd mit aus einem Stück geschnittenen Stützen gesetzt werden. Die Schnittflächen der gestoßenen Stützen müssen wagrecht glatt aufeinander passen. An der Stoßstelle sind sie durch aufgenagelte, mindestens 0,70 m lange, hölzerne Laschen gegen Ausbiegen und Knicken zu sichern. Bei Stützen aus Rundholz sind drei, bei solchen aus Vierkantholz vier Laschen für jeden Stoß zu verwenden. Mehr als einmal gestoßene Stützen sind unzulässig. Wegen der Knickgefahr ist der Stoß nicht ins mittlere Drittel der Stützen zu legen. Stützen unter 7 cm Zopfstärke sind unzulässig.

⁸⁾ Hierunter ist nicht Eisenbeton im eigentlichen Sinne zu verstehen. Für diesen gelten die Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, vom Oktober 1915⁴⁾.

3. Stützen mit Ausziehvorrückung oder eiserner Verlängerung gelten als nicht gestoßen, wenn der Stoß haltbar durch Schrauben gesichert ist.

4. Die Stützen müssen eine unverrückbare Unterlage aus Holz (Bohlen, Kanthölzern) erhalten. Bei nicht tragfähigem Untergrunde sind besondere Sicherungen anzuwenden.

5. Bei Schalungsgerüsten für Ingenieurbauten sowie für Hochbauten in Räumen von mehr als 5 m Höhe kann ein rechnerischer Festigkeitsnachweis verlangt werden.

Stützen von 5 m Länge und darüber sind nach der Längen- und Tiefenrichtung untereinander abzuschwächen und knicksicher auszubilden.

Bei Herstellung von Decken und Gewölben, die mehr als 8 m vom Fußboden entfernt sind, oder bei schwer lastenden Bauteilen sind, soweit nicht abgebundene Lehrgerüste verwendet werden, die Stützen aus besonders starken oder gekuppelten Hölzern zu fertigen, die wagrecht mit einander zu verbinden und durch doppelte Kreuzstreben besonders zu sichern sind.

6. Vorm Einbringen des Betons sind die Schalungen zu reinigen; Fremdkörper im Inneren der Schalung sind zu beseitigen. Bei Schalungen von Säulen sind am Fuß Reinigungs-Oeffnungen anzubringen.

§ 12. Schalungsfristen und Ausschalen.

1. Die Ausschalung eines Bauteiles, d. h. die Beseitigung der Schalung und Stützung, darf nicht eher vorgenommen werden, als bis der verantwortliche Bauleiter durch die Untersuchung des Bauteiles sich von der ausreichenden Erhärtung des Betons und Tragfähigkeit des Bauteiles überzeugt und die Ausschalung angeordnet hat.

2. Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkung des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen sowie vor Erschütterung und Belastung zu bewahren.

3. Die Fristen zwischen der Beendigung des Betonierens und der Ausschalung sind von der Art, Größe und Beanspruchung des Betonkörpers und von der Witterung abhängig.

Besondere Vorsicht ist bei Bauteilen geboten, die beim Ausschalen nahezu schon die volle rechnerungsmäßige Last haben.

4. Tritt während der Erhärtung Frost ein, so sind die sonst erforderlichen Ausschaltungsfristen mindestens um die Dauer der Frostzeit zu verlängern. Bei Wiederaufnahme der Arbeiten nach dem Frost und vor jeder weiteren Ausschalung ist der Beton darauf zu untersuchen, ob er abgebunden hat und genügend erhärtet, nicht nur hart gefroren ist.

§ 13. Prüfung während der Ausführung. Probebelastungen.

1. Die Baupolizeibehörde kann während der Bauausführung Anfertigung und Prüfung von Probekörpern verlangen.⁹⁾ Die Probekörper hat der Unternehmer auf der Baustelle herzustellen, auf Verlangen der Baupolizeibehörde in Gegenwart des Baupolizeibeamten. Sie sind anzufertigen und zu prüfen nach den Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton vom Oktober 1915⁴⁾ (s. Anhang).

2. Die Festigkeitsprüfung kann auf der Baustelle oder an anderer Prüfungsstelle mittels einer Betonpresse, deren Zuverlässigkeit von einer staatlichen Versuchsanstalt bescheinigt ist, oder in einer staatlichen Prüfungsanstalt vorgenommen werden.

3. Probebelastungen sollen auf den unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden. Sie sind nicht vor 45 tägiger Erhärtung des Betons vorzunehmen.

Bei Probebelastung von Brückenbauten sind die wirklichen der Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten oder gleichwertige Belastungen aufzubringen. —

Zum Schlusse lassen wir noch den Anhang betr. die Vorschriften für Würfelproben in ihrem Wortlaut folgen.

(Schluß folgt.)

⁹⁾ Wegen der durch die baupolizeiliche Ueberwachung entstehenden Kosten wird für den Bereich des Königreichs Preußen auf den Runderlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 16. April 1904 (Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 253) verwiesen.

Inhalt: Neue Eisenbeton-Brücken im oberen Siegtal. (Schluß.) — Neue deutsche Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken aus Beton. (Fortsetzung statt Schluß.) —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



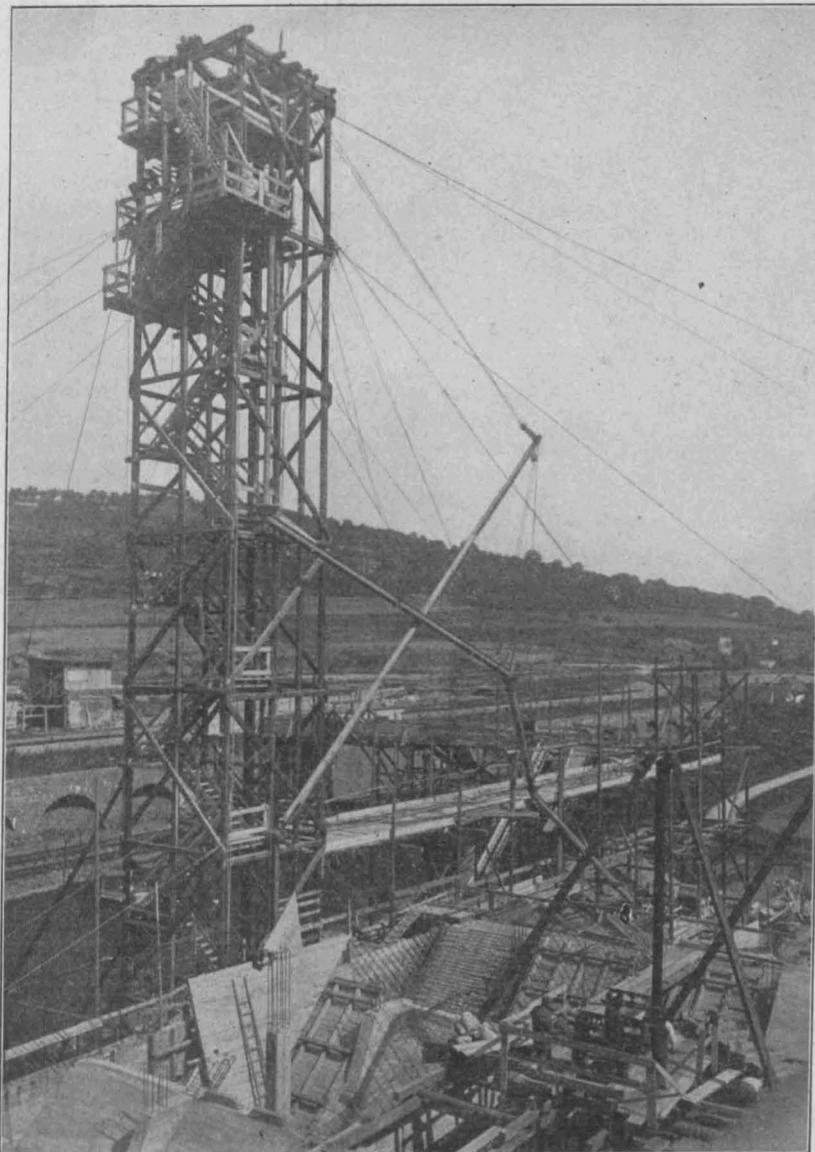
 DEUTSCHE
 BAUZEITUNG
 MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT,
 BETON- UND EISENBETONBAU
 * * * * *
 UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
 CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

№ 24.

Neue Anwendungen des Gußbeton-Verfahrens.

Mitgeteilt von Gebr. Rank in München. Hierzu die Abbildungen Seiten 188 und 189.



as Verfahren, den Beton in Rinnen der Verwendungsstelle zuzuführen, wird in Amerika bereits seit längerer Zeit angewendet. Daß

man sich bei uns nur in wenigen Fällen dazu entschließen konnte, dieses Verfahren trotz seiner guten Erfolge ebenfalls auszunutzen, scheint weniger auf Unkenntnis über die Sache, als auf Vorurteile gegen einen gegossenen Beton zurückzuführen zu sein. Die nachstehenden Mitteilungen über die von der Firma Gebr. Rank in München ausgebildete Arbeitsweise dürften daher von Interesse sein, weil daraus zu ersehen ist, daß das Verfahren auch für unsere Verhältnisse sehr wohl paßt und durchaus befriedigende Ergebnisse hat.

Die amerikanische Arbeitsweise besteht in der Hauptsache darin, daß man den fertig gemischten Beton hebt und von einem Punkte aus in Rinnen an die gewünschte Stelle fließen läßt. Die Firma Gebr. Rank hat die Arbeitsweise in der Weise verbessert, daß das Mischgut trocken gehoben, in der an der höchsten Stelle angebrachten Mischmaschine unter Wasserzusatz gemischt und dann der Verwendungsstelle zugeführt wird. Außerdem ist die Mischmaschine in einer fahrbaren Kabine untergebracht, die

Abbildung 6. Ausführung des Kohlen-Lagerhauses zu Pforzheim.

es ermöglicht, die Höhe entsprechend dem Baufortschritt zu regeln. Als Mischmaschine wird eine liegende Trommel verwendet, eine von der Firma Gebr. Rank selbst ausgebildete Bauart mit innen versetzten Schaufeln, die das Mischen hauptsächlich durch Hin- und Herwerfen des Materiales bewirken. Gleichzeitig wird das Gemenge während der Mischung nach vorwärts getrieben und ergießt sich in ununterbrochenem Strom in den Auslauftrichter und in die Rinnen. Diese, aus mehreren Teilen bestehend, sind drehbar aufgehängt.

Aus den Abbildungen können die Einzelheiten ohne weiteres entnommen werden.

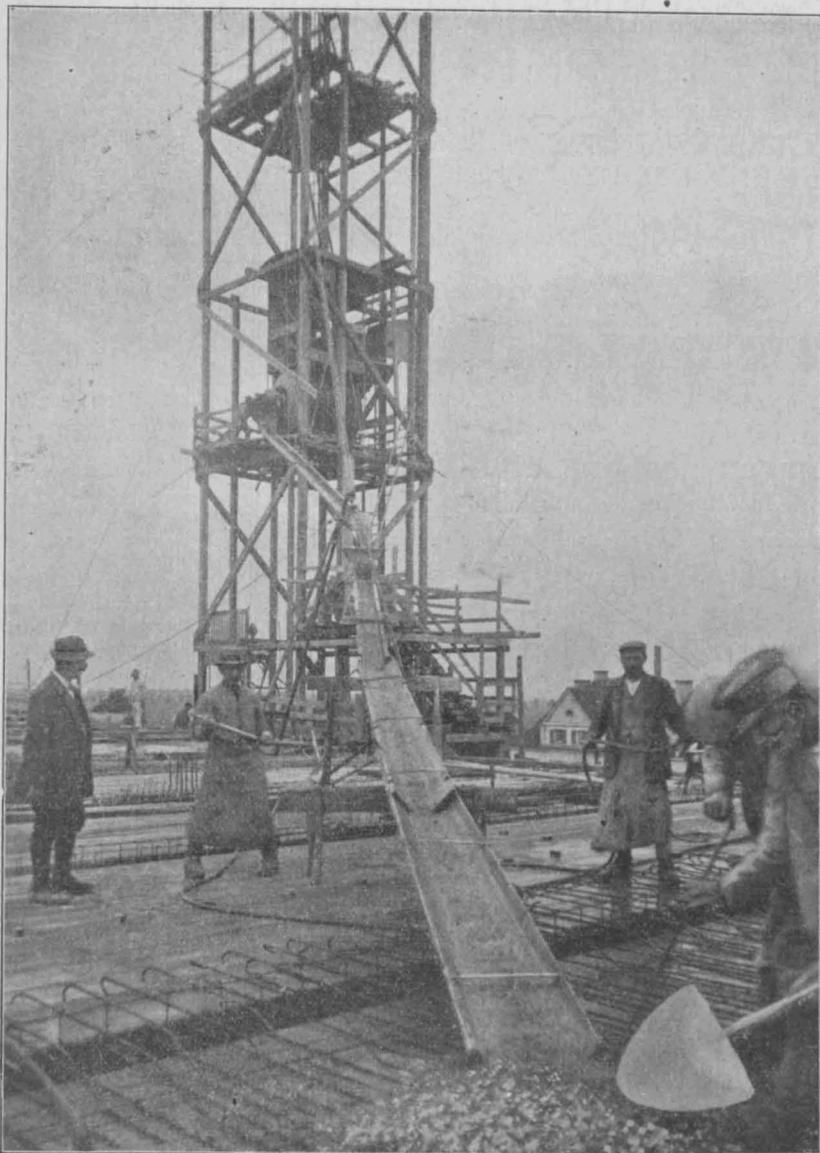


Abb. 2. Vom Neubau Zuban in München. Ausfluß des Betons aus der Schüttrinne.

Abb. 1, S. 189 ist eine beim Neubau Zuban in München gemachte Aufnahme, welche zeigt, wie der Beton durch zwei eiserne Rinnen hindurchfließt. Da es sich in dem Augenblick, in welchem die Aufnahme gemacht wurde, darum handelte, ein sehr weit entferntes Deckenfeld zu betonieren, wurde am Ende noch eine hölzerne Rinne angeschlossen.

Abbildung 2 zeigt den Auslauf des Betons aus der Rinne. Er fließt als gleichmäßiger, ununterbrochener Strom heraus, wobei bei geeigneter Auswahl des Materiales und richtiger Neigung der Rinnen keinerlei Entmischung stattfindet.

Abb. 3, S. 189 von demselben Bau zeigt eine weitere Entwicklung, die darin besteht, daß die untere Rinne zu ihrer Ausführung mit einem leichten Fachwerk in Verbindung gebracht wurde. Ein Gegengewicht ermöglicht, die Höhenlage des Auslaufes beliebig zu regeln.

Einzelheiten der Konstruktion können aus den Abbildungen 4 und 5, S. 188 ersehen werden, die vom Neubau der Versicherungsanstalt Arminia in München stammen. Dort wurde auch mit sehr gutem Erfolg der Stampfbeton der Kellermauern nach dem beschriebenen Verfahren hergestellt. Allerdings zeigte es sich dabei als vorteilhaft, den Beton nicht unmittelbar in die Schalungen laufen zu lassen, sondern in ein danebenliegendes Gefäß, in welchem die Betonmasse, weil zu trocken, nochmals gemischt und dann erst in die Schalung gegeben wurde.

Abb. 6, S. 185 zeigt die Einrichtung beim Neubau des Kohlenlagerhauses in Pforzheim. Hier fließt der Beton, weil die Verwendungsstelle sehr nahe gelegen, zunächst durch ein etwa 10 m hohes lotrechtes Rohr und von dort aus erst in die Rinnen, die durch Schwenkkrane in die jeweilige Lage gebracht werden.

Der Vorzug des neuen Verfahrens besteht zunächst darin, daß an Löhnen gespart wird. Der ganze Transport von der Mischmaschine bis zur Verwendungsstelle fällt weg. Es sind jetzt z. B. erforderlich für Zubringen von Kies und Zement zum Aufzug, für Bedienung der Maschinen und für das Einbringen und Verteilen des Betons an der Verwendungsstelle 12—14 Mann, während früher mindestens 20 Mann dazu erforderlich waren. Es handelt sich also um eine Ersparnis von etwa $\frac{1}{3}$ der früher gebrauchten Löhne.

Ferner ist der Umstand außerordentlich günstig, daß die ganzen Gerüste mit Gleisen, die früher zum Transport des gemischten Betons erforderlich waren, wegfallen; denn diese waren beim weiteren Bau oft sehr störend und brauchten zu ihrer Herstellung stets ziemlich viel Zeit. Jetzt ist die Umstellung der Rinnen eine Sache von wenigen Minuten.

Im Anfang war davon die Rede, daß diesem gegossenen Beton von manchen Seiten ein gewisses Mißtrauen entgegen gebracht wird. Durchaus mit Unrecht; denn der Beton, wie er verwendet wird, hat kaum einen höheren Wassergehalt als die sonst im Eisenbeton üblichen Mischungen. Es ist durchaus nicht notwendig, daß der Beton dünnflüssig ist, damit er durch die Rinnen hindurchfließt. Es kommt lediglich auf eine richtige Auswahl des Kies- und Schottermateriales und die Neigung der Rinnen an. Die bis jetzt erhaltenen Ergebnisse sind durchaus befriedigend. Die Druckfestigkeiten an Probewürfeln sind nicht schlechter als sonst im Eisenbetonbau gefundene.

Es wurden z. B. gefunden beim Neubau Arminia für einen Beton, Mischungsverhältnis 1 Teil Dyckerhoff'scher Portlandzement, 2 Teile unsortierter Grubenkies, 2 Teile gequetschter Grubenkies und 1 Teil Grubensand, im Alter von 45 Tagen etwa 200—220 kg/qcm Druckfestigkeit. Für Würfel im Alter von 60 Tagen 230 kg und im Alter von 88 Tagen 275 kg/qcm. Vergleicht man diese Zahlen mit Würfeln, die aus den sonst beim Eisenbeton verwendeten Mischungen hergestellt werden, so dürften sie kaum schlechtere Ergebnisse haben. Der fertige Beton hat stets ein gutes Aussehen und zeigt im Bruch eine gleichmäßige, geschlossene Mischung. Die bisher gemachten Erfahrungen zeigen also, daß die Arbeitsweise den bisher gebräuchlichen durchaus ebenbürtig ist und mit Rücksicht auf die steigenden Löhne eine große Zukunft hat.

Neue Deutsche Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken aus Beton.

(Schluß).

Für die Ausführung von Druckversuchen an Würfeln ist den neuen Vorschriften als Anhang eine Anleitung beigegeben, deren Wortlaut wir zum Schluß nachfolgen lassen:

Bestimmungen für Druckversuche

an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton¹⁾.

§ 1. Betonmasse.

Die zur Prüfung der Bauausführung bestimmten Probekörper müssen aus Betonmassen gleicher Art, gleicher Aufbereitung und gleichen Feuchtigkeitsgehaltes angefertigt werden, wie sie für den Beton des Bauwerkes oder Bauteiles verwendet werden. Demnach muß der zur Herstellung der Probekörper erforderliche Beton der für den Bau bestimmten Betonmasse an derjenigen Stelle entnommen werden, wo diese Betonmasse in den Bauteil eingebracht wird.

§ 2. Arbeitsstelle.

Die Probekörper sind an einem vor Regen, Zugluft, Kälte und strahlender Wärme geschützten Orte herzustellen.

§ 3. Anzahl der Probekörper.

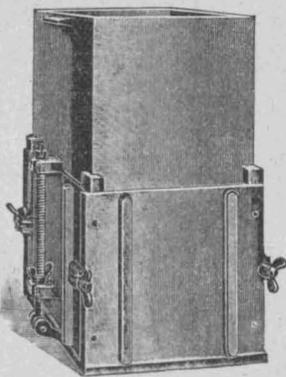
Für jede Versuchsreihe sind in der Regel drei Körper in unmittelbarer Arbeitsfolge herzustellen.

§ 4. Formen und sonstiges Arbeitsgerät.

Zur Herstellung der Probekörper sind eiserne Würfelformen von 30 cm Seitenlänge zu verwenden.²⁾

Zum Verarbeiten der Betonmasse in der Form sind Arbeitsgeräte zu benutzen, wie sie auch zum Verarbeiten der Betonmasse an der Verwendungsstelle am Bau gebraucht werden.

Zur Führung dieser Geräte an den Wandungen der Form sowie zum Halten der überstehenden Betonmasse dient ein eiserner, 30 cm hoher Rahmen, der auf die Form mit ihren Innenflächen bündig aufgesetzt wird.



§ 5. Einlegen und Durcharbeiten der Betonmasse.

Die Probekörper sind an einem Platz anzufertigen, der von der Lagerstelle der bereits fertigen Körper getrennt ist, damit etwaige Erschütterungen nicht auf die frisch hergestellten Körper einwirken können; die Form ist auf eine etwa 3 cm hohe Sandunterlage zu stellen.

Weiche Betonmasse ist in zwei Schichten von gleicher Höhe einzulegen, flüssige Betonmasse hintereinander einzufüllen.

Die Betonmasse ist möglichst in der gleichen Art durchzuarbeiten wie beim Bau.

Nach dem Durcharbeiten der Masse muß bei weichem Beton der Aufsatzrahmen sofort abgenommen und die überstehende Betonmasse, die nicht mehr für Anfertigung weiterer Probekörper verwendet werden darf, beseitigt werden. Auf die absackende Masse ist Betonmasse nachzufüllen, damit das überflüssige Wasser abfließen kann. Alsdann muß die Oberfläche der Masse mit den Formrändern bündig abgezogen werden; Hohlräume, die hierbei entstehen, sind mit Mörtel aus der übrigen Betonmasse auszufüllen.

Bei flüssigem Beton ist ohne Aufsatzrahmen zu arbeiten und so lange Betonmasse nachzufüllen, bis kein

Absacken mehr eintritt und das an der Oberfläche auftretende Wasser abgelaufen ist. Alsdann ist die Oberfläche der Masse mit den Formrändern bündig abzuziehen; die hierbei entstehenden Hohlräume sind mit Mörtel aus der übrigen Betonmasse auszufüllen.

§ 6. Behandlung und Aufbewahrung der Probekörper.

An jedem Probekörper ist in deutlicher und dauerhafter Weise der Anfertigungstag und das Mischungsverhältnis zu bezeichnen und eine Erkennungsmarke anzubringen.

Die Probekörper sollen mindestens 24 Stunden in der Form bleiben. Sind dann die vier Formwände entfernt, so sollen die Körper weitere 24 Stunden auf der Formplatte ruhen. Danach sind sie bis zum Tag der Prüfung oder des Versandes in einem geschlossenen frostfreien Raum auf einem Lattenrost so zu lagern, daß die Luft allseitig Zutritt hat. Die Probekörper müssen vom zweiten Tag an bis zum Tage der Prüfung oder des Versandes mit Tüchern bedeckt sein. Diese Tücher sind vom zweiten bis zum siebenten Tag feucht zu halten.

Bei Platzmangel können auf derart abgelagerte Reihen von Betonkörpern bis zu vier weitere Schichten aufgesetzt werden.

Beim Versand müssen die Probekörper in trockenes Sägemehl oder dergleichen verpackt werden.

In die Niederschrift über die Anfertigung und Prüfung der Probekörper sind Angaben über Luftwärme,³⁾ Witterung und Art der Lagerung einzutragen.

§ 7. Druckprobe.

1. Die Prüfungen sind 28 oder 45 Tage nach Herstellung der Probekörper auszuführen.

2. Um durch Druckversuche den Nachweis mit 28 Tage alten Probekörpern aus den vorgesehenen Baustoffen zu erbringen, bedarf es in der Regel mindestens fünf Wochen. Wenn diese Zeit nicht zur Verfügung steht, wird unter Umständen schon ein Druckversuch mit sieben Tage alten Probekörpern einen Schluß auf die nach 28 Tagen zu erwartende Festigkeit gestatten; die Prüfung nach 28 Tagen muß auch in diesen Fällen vorgenommen werden.

3. Vor der Prüfung ist festzustellen, ob die Druckflächen eben und gleichlaufend sind. Unebene und nicht gleichlaufende Flächen sind durch Abgleichung eben und gleichlaufend herzustellen. Die aufgebrachte Abgleichschicht soll bei der Prüfung annähernd die Festigkeit des Betonkörpers haben.

Vor der Prüfung sind Gewicht und Abmessungen der Körper festzustellen.

4. Die Druckfestigkeiten sind auf Maschinen zu ermitteln, die zuverlässig auf ihre Richtigkeit geprüft sind. Zwischenlagen von Blei, Pappe, Filz und dergl. sind unzulässig.

Wird der Druck durch Federdruckmesser gemessen, so sind deren zwei anzubringen. Von ihnen ist nur der eine (der Gebrauchsdruckmesser) dauernd zu benutzen. Der zweite muß abstellbar sein; er dient zur Prüfung des Gebrauchsdruckmessers und ist nur zu diesem Zweck anzustellen und dann gleichzeitig mit abzulesen. Ergeben sich hierbei in den Anzeigen beider Druckmesser andere Unterschiede als bei der ursprünglichen Prüfung der Maschine, so ist der Gebrauchsdruckmesser nachzuprüfen und nötigenfalls eine neue Krafttafel (Tafel für die Beziehungen zwischen Druckmesseranzeiger und Druckkraft) aufzustellen.

Der Druck kann in der Richtung, in der die Betonmasse eingebracht worden ist, oder senkrecht dazu ausgeübt werden.

Der Druck ist langsam und stetig zu steigern, ungefahr derart, daß die Belastung in der Sekunde um 1 kg/qcm wächst.

5. Als Druckfestigkeit gilt nicht etwa die Belastung beim Auftreten von Rissen, sondern die höchste erreichte Belastung.

6. Maßgebend ist der Mittelwert aus den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe (in der Regel drei Probekörper).

³⁾ Die Luftwärme ist von Einfluß auf die Erhärtung des Betons; warme Witterung beschleunigt, kalte verlangsamt die Erhärtung.

¹⁾ Diese Bestimmungen treten an die Stelle der A. Normen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton (Laboratoriums-Versuche) und B. Bestimmungen für Druckversuche bei der Ausführung von Bauten aus Stampfbeton.

²⁾ Es bleibt vorbehalten, Formen einzuführen, bei denen das überflüssige Wasser aus der weichen und flüssigen Betonmasse entfernt wird.

Durchlaufende Träger auf 4, 5 und 6 Stützen unter verteilten und Einzellasten.

Von Dr.-Ing. H. Nitzsche in Frankfurt a. M.



egen die Untersuchungen des Hrn. Dr. Lewe in No. 12 der „Mitteilungen“ ist wohl nur einzuwenden, daß der herangezogene Fall eines die Nutzlast übersteigenden Eigengewichtes praktisch bei normalen Konstruktionen nicht vorkommt, jedenfalls nicht gleich-

darin beizupflichten, daß man von den gefährlichen Näherungsformeln für die Momente durchlaufender Träger Abstand nehmen soll. Das empfiehlt sich umsomehr, als es möglich ist, solche Träger selbst in den verwickeltesten Belastungsfällen mit recht bequemen Hilfsmitteln genau zu berechnen. Diese Hilfsmittel sollen hier mitgeteilt und

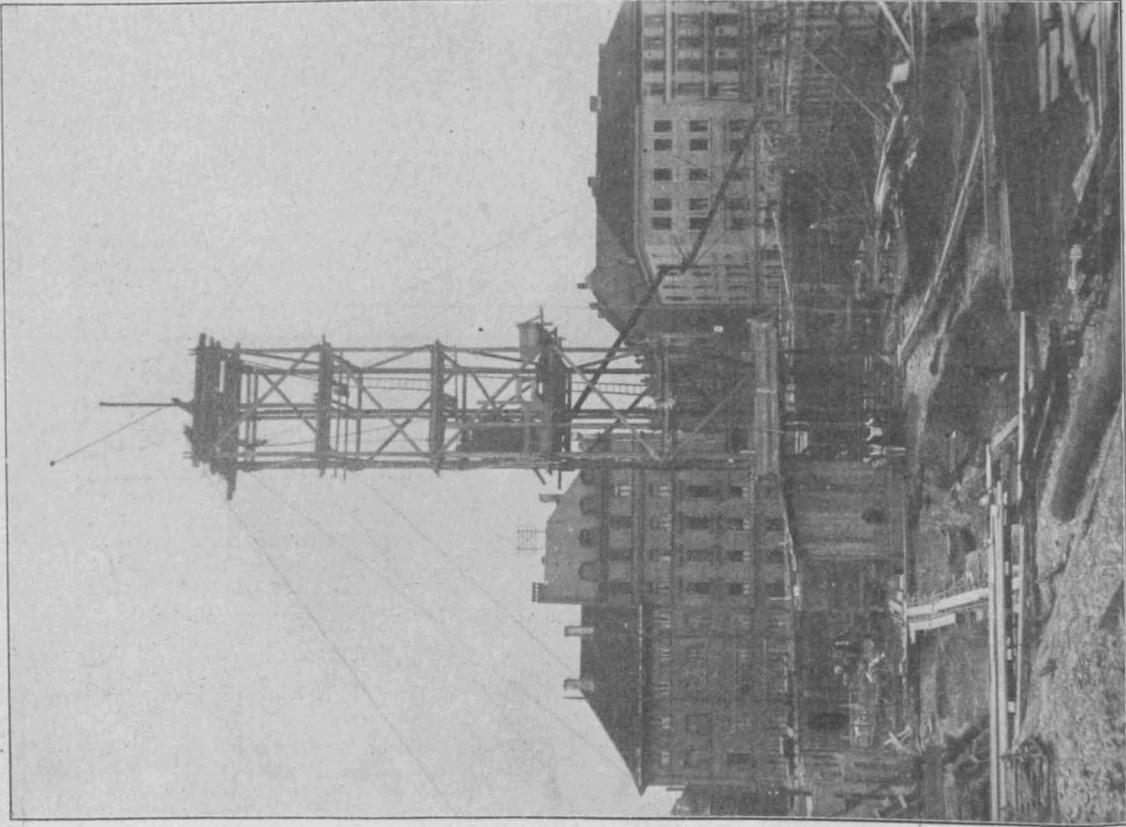


Abbildung 5. Gesamt-Uebersicht des Baustelle. Neue Anwendungen des Gußbeton-Verfahrens.

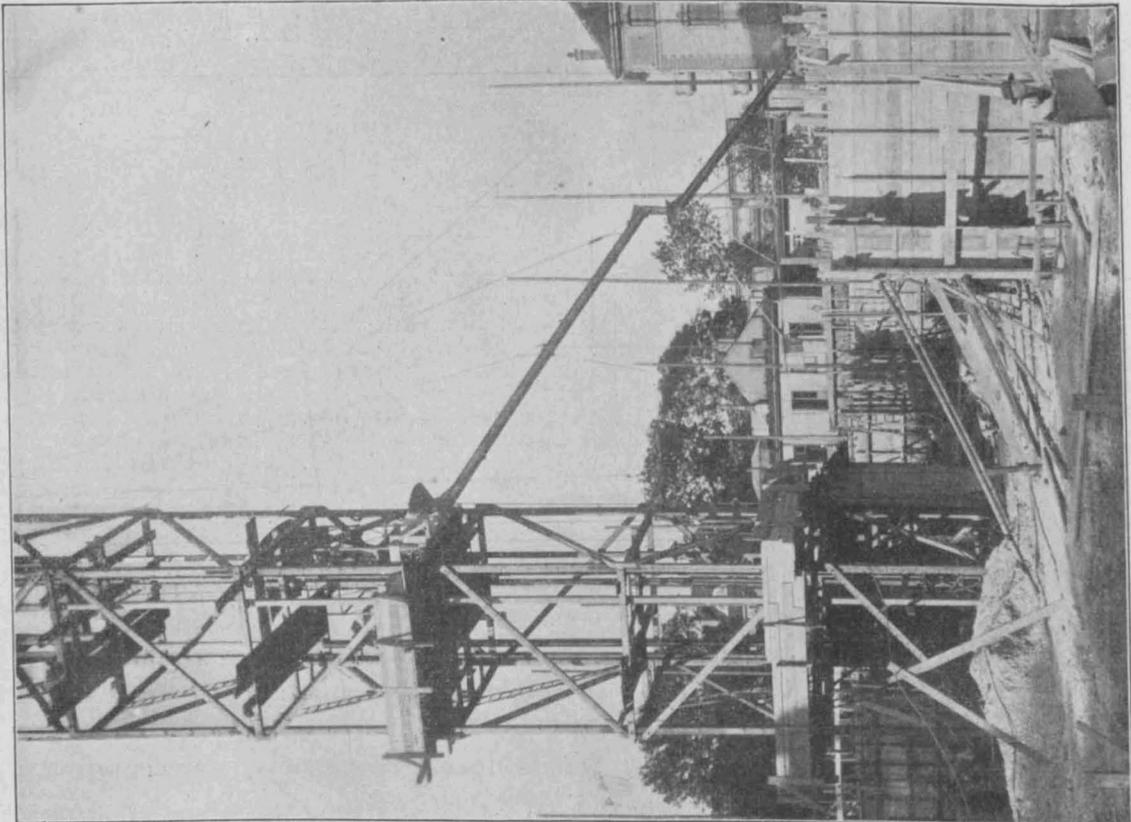


Abbildung 4. Herstellung des Stampfbetons der Kellermauern. Abbildung 4 und 5. Vom Neubau der Versicherungsanstalt Arminia in München.

zeitig mit dem Auftreten von rechnermäßigen Größtmomenten. Im Uebrigen ist Hrn. Dr. Lewe insbesondere

bezüglich des Gebrauches an Beispielen erläutert werden. Solange die bekannten Bedingungen: starre Stützen

in gleicher Höhenlage, gleich bleibendes Trägheitsmoment aller Trägerquerschnitte — in genügendem Maße erfüllt sind — und das wird im folgenden, weil praktisch ins-
 momente, durch die Clapeyron'sche Dreimomenten-Gleichung gebildet. Deren Anwendung wird aber recht unbequem und zeitraubend und bringt leicht Rechenfehler

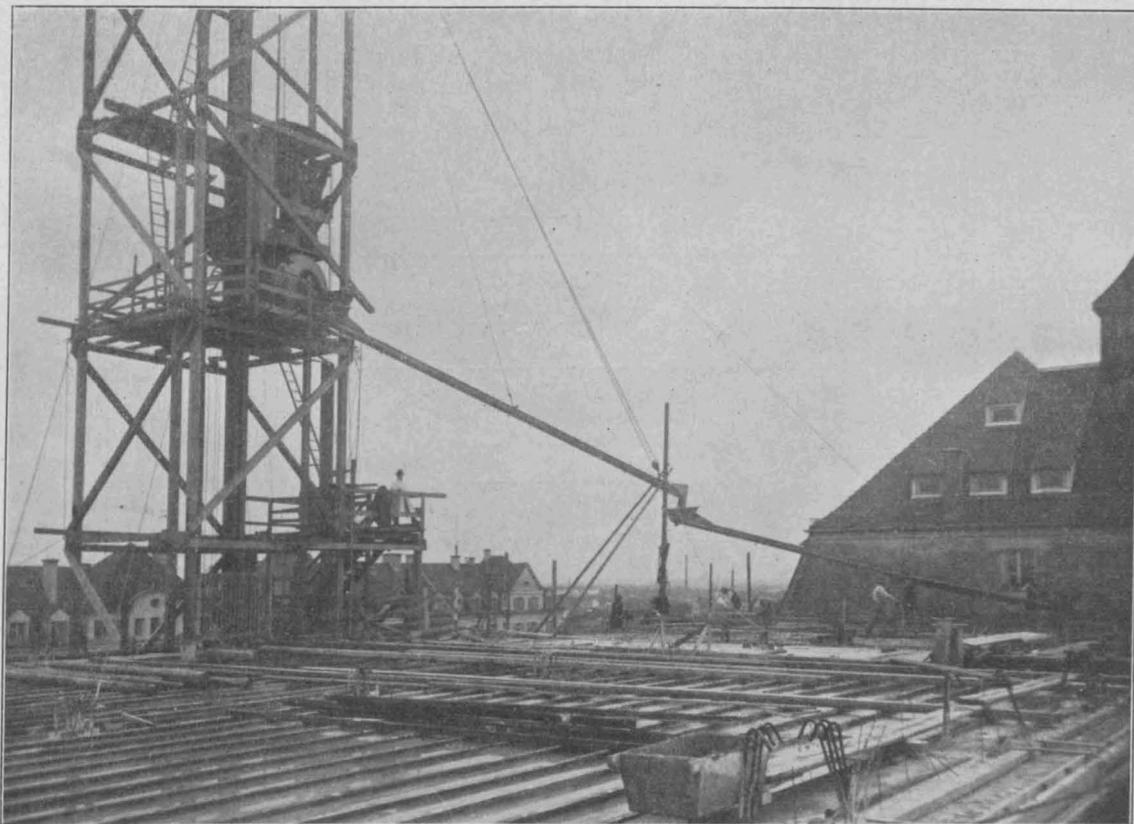


Abbildung 1. Herstellung von Eisenbeton-Decken im Neubau Zuban in München.

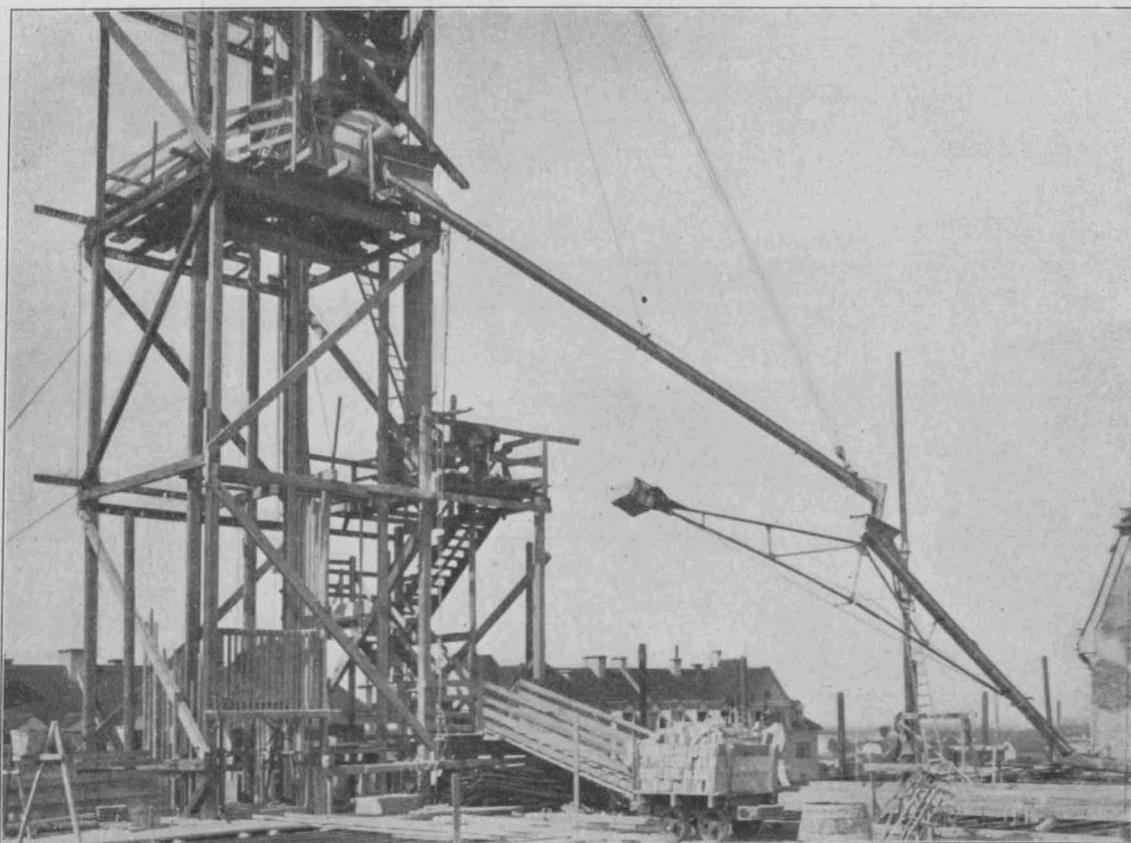


Abbildung 3. Vom Neubau Zuban in München. Stellbare Rinne mit Fachwerk-Versteifung und Gegengewicht. Neue Anwendungen des Gußbeton-Verfahrens.

besondere im Eisenbetonbau i. d. R. zutreffend, vorausgesetzt — wird die Grundlage der statischen Berechnung durchlaufender Träger, d. i. die Ermittlung der Stützen-

mit sich, wenn die Stützenszahl über 3 hinausgeht, wenn die Stützweiten verschieden und die Belastungsarten nicht einfache sind. Dagegen gelangt man zu recht bequem

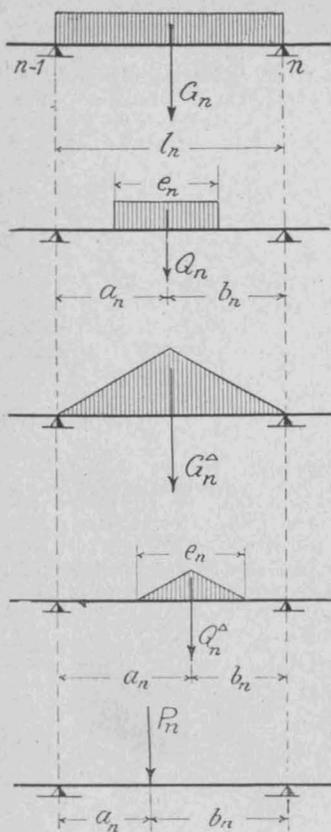


Abbildung 1.

Gleichmäßig verteilte Vollast $G_n = g_n l_n$

$$K_l^n = K_r^n = G_n \frac{l_n^2}{4}$$

Gleichmäßig verteilte Streckenlast $Q_n = g_n e_n$

$$K_l^n = Q_n \frac{a_n (l_n^2 - a_n^2 - \frac{e_n^2}{4})}{l_n}$$

$$K_r^n = Q_n \frac{b_n (l_n^2 - b_n^2 - \frac{e_n^2}{4})}{l_n}$$

Dreieckförmig verteilte Vollast G_n^Δ

$$K_l^n = K_r^n = G_n^\Delta \frac{5 l_n^2}{16}$$

Dreieckförmig verteilte Streckenlast Q_n^Δ

$$K_l^n = Q_n^\Delta \frac{a_n (l_n^2 - a_n^2 - \frac{e_n^2}{8})}{l_n}$$

$$K_r^n = Q_n^\Delta \frac{b_n (l_n^2 - b_n^2 - \frac{e_n^2}{8})}{l_n}$$

Einzellast P_n

$$K_l^n = P_n \frac{a_n (l_n^2 - a_n^2)}{l_n}$$

$$K_r^n = P_n \frac{b_n (l_n^2 - b_n^2)}{l_n}$$

anwendbaren, einfach gebauten und genauen Berechnungsformeln von allgemeiner Gültigkeit, wenn man die Clapeyron'schen Gleichungen ganz allgemein löst.

Diese Lösungen sollen hierfür 3-, 4- und 5-feldrige Kontinuität bei beliebigen und bei gleichen Stützweiten sowie für Einzellasten und gleichmäßig oder dreieckförmig verteilte Voll- und Streckenlasten, also für alle praktisch vorkommenden Fälle gegeben werden. Die dreieckförmig verteilte Belastung kommt bei ringsum aufliegenden Platten vor.

Formeln, welche die allgemeine Lösung Clapeyron'scher Gleichungen darstellen, müssen Glieder enthalten, die zumteil nur von den Stützweiten, zum anderen von solchen Koeffizienten abhängig sind, die sich auf Lastart und Laststellung beziehen. Die letzteren, die Lastkoeffizienten, sind unabhängig von der Stützzahl des vorliegenden Tragwerkes und haben (mit Bezug auf Abbildung 1) folgende Werte (siehe nebenstehend).

Die im Folgenden gebrauchten Bezeichnungen für die Träger gehen aus Abbildung 2 hervor, die sich auf einen Balken auf 6 Stützen bezieht; bei Trägern auf weniger als 6 Stützen entfällt die betreffende Anzahl rechts gelegener Felder mit den zugehörigen Bezeichnungen.

Die römischen Ziffern I—V kennzeichnen die Belastungszustände und besagen, daß z. B. im Falle des Belastungszustandes III das Trägerfeld 2—3 = III allein irgendwelche Belastung trägt. Die folgenden Formeln geben dem entsprechend je den Einfluß eines Belastungszustandes auf ein Stützenmoment an; diese Einflüsse sind also, wenn mehrere Felder zugleich belastet sind, entsprechend zu summieren.

In Zusammenstellung A sind zunächst die in den allgemeinen Formeln gebrauchten kürzenden

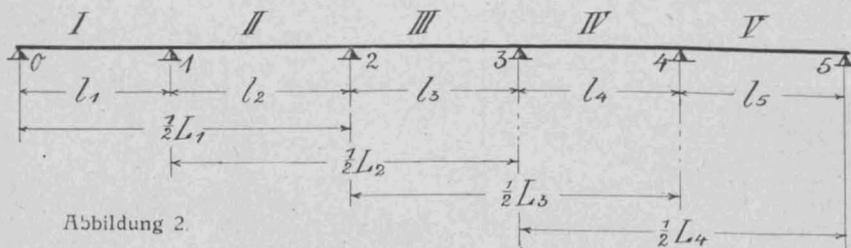


Abbildung 2.

Zusammenstellung D. Formeln für fünffeldrige Kontinuität.

Belastungs-zustand	I	II	III	IV	V
M_1	$\frac{K_l^I}{L_1} (\alpha_1 \varepsilon l_2^2 - 1)$	$-(m_1 \alpha_1 \varepsilon l_2 + \frac{K_r^{II}}{L_1})$	$\frac{l_2}{l_3} (m_3 \alpha_1 \varepsilon + \frac{K_l^{III}}{L_1})$	$m_4 \eta l_2 L_4$	$-K_r^V \eta l_2 l_4$
M_2	$-K_l^I \alpha_1 \varepsilon l_2$	$m_1 \alpha_1 \varepsilon L_1$	$-\frac{L_1}{l_3} (m_3 \alpha_1 \varepsilon + \frac{K_l^{III}}{L_1})$	$-m_4 \eta L_1 L_4$	$K_r^V \eta L_1 l_4$
M_3	$K_l^I \eta l_2 L_4$	$-m_1 \eta L_1 L_4$	$m_3 \mu L_4$	$m_4 \alpha_2 \varepsilon L_4$	$-K_r^V \alpha_2 \varepsilon l_4$
M_4	$-K_l^I \eta l_2 l_4$	$m_1 \eta L_1 l_4$	$-m_3 \mu l_4$	$-(m_4 \alpha_2 \varepsilon l_4 + \frac{K_l^{IV}}{L_4})$	$\frac{K_r^V}{L_4} (\alpha_2 \varepsilon l_4^2 - 1)$

Zusammenstellung G.

Belastungs-zustand	I	II	III	IV	V
M_1	$-\frac{56}{209 l} K_l^I$	$\frac{1}{209 l} (15 K_l^{II} - 56 K_r^{II})$	$\frac{1}{209 l} (15 K_r^{III} - 4 K_l^{III})$	$\frac{1}{209 l} (K_l^{IV} - 4 K_r^{IV})$	$\frac{1}{209 l} K_r^V$
M_2	$\frac{15}{209 l} K_l^I$	$\frac{15}{209 l} (K_r^{II} - 4 K_l^{II})$	$\frac{4}{209 l} (4 K_l^{III} - 15 K_r^{III})$	$\frac{4}{209 l} (4 K_r^{IV} - K_l^{IV})$	$-\frac{4}{209 l} K_r^V$
M_3	$-\frac{4}{209 l} K_l^I$	$\frac{4}{209 l} (4 K_l^{II} - K_r^{II})$	$\frac{4}{209 l} (4 K_r^{III} - 15 K_l^{III})$	$\frac{15}{209 l} (K_l^{IV} - 4 K_r^{IV})$	$\frac{15}{209 l} K_r^V$
M_4	$\frac{1}{209 l} K_l^I$	$\frac{1}{209 l} (K_r^{II} - 4 K_l^{II})$	$\frac{1}{209 l} (15 K_r^{III} - 4 K_l^{III})$	$\frac{1}{409 l} (15 K_r^{IV} - 56 K_l^{IV})$	$-\frac{56}{209 l} K_r^V$

Zusammenstellung A.

1. Drei Felder	2. Vier Felder	3. Fünf Felder
$\alpha_1 = \frac{1}{L_1 L_2 - l_2^2}$	$\gamma = \frac{1}{L_3 - \alpha_1 L_1 l_3^2}$	$\alpha_2 = \frac{1}{L_3 L_4 - l_4^2}$
$m_1 = K_l^{II} - \frac{l_2}{L_1} K_r^{II}$	$\beta = \alpha_1 \gamma L_3$	$\varepsilon = \frac{1}{L_1 L_4 l_3^2 \alpha_1 \alpha_2 - 1}$
$m_2 = K_l^{II} - \frac{L_2}{l_2} K_r^{II}$	$\delta = \alpha_1 \gamma L_1$	$\eta = \alpha_1 \alpha_2 \varepsilon l_3$
	$m_3 = \frac{l_3}{L_3} K_l^{III} - K_r^{III}$	$\mu = \alpha_1 \alpha_2 \varepsilon L_1$
	α_1 und m_1 wie zu 1.	$m_4 = K_r^{IV} - \frac{l_4}{L_4} K_l^{IV}$
		$m_5 = \frac{1}{\alpha_1 L_1} K_l^{III} - l_3 K_r^{III}$
		α_1 und m_1 wie bei 1.

Zusammenstellung C.
Formeln für vierfeldrige Kontinuität.

Belastungs- zustand	I	II	III	IV
M_1	$-\frac{K_l^I}{I_1} (\beta l_2^2 + 1)$	$\beta m_1 l_2 - \frac{K_r^{II}}{L_1}$	$-\beta m_3 l_2$	$-\alpha_1 \gamma l_2 l_3 K_r^{IV}$
M_2	$\beta l_2 K_l^I$	$-\beta m_1 L_1$	$\beta m_3 L_1$	$\delta l_3 K_r^{IV}$
M_3	$-\alpha_1 \gamma l_2 l_3 K_l^I$	$\delta m_1 l_3$	$-\delta m_3 l_3 - \frac{K_l^{III}}{L_3}$	$-\frac{K_r^{IV}}{L_3} (\delta l_3^2 + 1)$

Zusammenstellung F.

Belastungs- zustand	I	II	III	IV
M_1	$-\frac{15}{56 l} K_l^I$	$\frac{1}{56 l} (4 K_r^{II} - 15 K_r^{II})$	$\frac{1}{56 l} (4 K_r^{III} - K_l^{III})$	$-\frac{1}{56 l} K_r^{IV}$
M_2	$\frac{1}{14 l} K_l^I$	$\frac{1}{14 l} (K_r^{II} - 4 K_r^{II})$	$\frac{1}{14 l} (K_l^{III} - 4 K_r^{III})$	$\frac{1}{14 l} K_r^{IV}$
M_3	$-\frac{1}{56 l} K_l^I$	$\frac{1}{56 l} (4 K_r^{II} - K_r^{II})$	$\frac{1}{56 l} (4 K_r^{III} - 15 K_l^{III})$	$-\frac{15}{56 l} K_r^{IV}$

Zusammenstellung K.

Belastungs- zustand	I	II	III	IV	V	$\Sigma I-V$
M_1	$-\frac{14}{209} l^2$	$-\frac{41}{836} l^2$	$\frac{11}{836} l^2$	$-\frac{3}{836} l^2$	$\frac{1}{836} l^2$	$-\frac{22}{209} l^2$
M_2	$\frac{15}{836} l^2$	$-\frac{45}{836} l^2$	$-\frac{11}{209} l^2$	$\frac{3}{209} l^2$	$-\frac{1}{209} l^2$	$-\frac{3}{38} l^2$
M_3	$-\frac{1}{209} l^2$	$\frac{3}{209} l^2$	$-\frac{11}{209} l^2$	$-\frac{45}{836} l^2$	$\frac{15}{836} l^2$	$-\frac{3}{38} l^2$
M_4	$\frac{1}{836} l^2$	$-\frac{3}{836} l^2$	$\frac{11}{836} l^2$	$-\frac{41}{836} l^2$	$-\frac{14}{209} l^2$	$-\frac{22}{209} l^2$

Zusammenstellung B.
Formeln für dreifeldrige Kontinuität.

Belastungs- zustand	I	II	III
M_1	$-\alpha_1 L_2 K_l^I$	$\alpha_1 m_2 l_2$	$\alpha_1 l_2 K_r^{III}$
M_2	$\alpha_1 l_2 K_l^I$	$-\alpha_1 m_1 L_1$	$-\alpha_1 L_1 K_r^{III}$

Zusammenstellung E.

Belastungs- zustand	I	II	III
M_1	$-\frac{4}{15 l} K_l^I$	$\frac{m_2}{15 l}$	$\frac{K_r^{III}}{15 l}$
M_2	$\frac{1}{15 l} K_l^I$	$-\frac{4 m_1}{15 l}$	$-\frac{4}{15 l} K_r^{III}$

Ausdrücke enthalten. Diese Werte sind vor Beginn jeder Berechnung ein für allemal zu ermitteln oder im Falle einer Nachprüfung einer statischen Berechnung (Stichprobe!) nur die dazu benötigten. In den Zusammenstellungen B, C, D folgen dann die Formeln für die Stützmente bei 3, 4- und 5-feldriger Kontinuität.

Sind alle Stützweiten gleich groß, ein Fall, der praktisch sehr oft auftritt, so vereinfachen sich die Ausdrücke für die Stützmente naturgemäß wesentlich. In den Zusammenstellungen E, F, G sind die hierher gehörigen Ausdrücke enthalten.

Sind ferner außer gleichen Stützweiten alle Lasten gleichmäßig verteilte Vollasten, vom Betrage $p=1$ für die Längeneinheit, so nehmen die Stützmente die in den Zusammenstellungen H, J (S. 192) und K gegebenen Werte an.

1. Anwendungsbeispiel: Für den in Abbildung 3 (S. 192) skizzierten Träger sollen die Einflüsse der Last $G^\Delta = 5^t$ in Feld 1-2 und der Last $P = 10^t$ in Feld 3-4 auf das Stützmoment M_1 ermittelt werden.

Nach Zusammenstellung D ist $M_1 = -$

$$\left(m_1 l_2 \alpha_1 \varepsilon + \frac{K_r^{II}}{L_1} \right) + m_4 \eta l_2 L_4; \text{ ferner ist nach Zusammenstellung A:}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{18 \cdot 12 - 16} = \frac{1}{200};$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{14 \cdot 15 - 25} = \frac{1}{185};$$

$$\varepsilon = \frac{1}{18 \cdot 15 \cdot 4} = \frac{925}{200 \cdot 185} = \frac{1}{17960};$$

$$\eta = -\frac{1}{200 \cdot 185 \cdot 898} = -\frac{1}{17960};$$

$$K_l^{II} = K_r^{II} = 5 \cdot \frac{5 \cdot 16}{16} = 25.$$

$$m_1 = 25 \left(1 - \frac{4}{18} \right) = \frac{175}{9};$$

$$K_l^{IV} = 10 \frac{2(25-4)}{5} = 84;$$

$$K_r^{IV} = 10 \frac{3(25-9)}{5} = 96.$$

$$m_4 = 96 - 84 \frac{5}{15} = 68; \text{ somit folgt:}$$

$$M_1 = - \left(-\frac{175 \cdot 4 \cdot 925}{9 \cdot 200 \cdot 898} + \frac{25}{18} \right) - \frac{68 \cdot 4 \cdot 15}{17960} =$$

$$M_1 = -1,2155 \text{ mt.}$$

2. Anwendungsbeispiel: Es sei ein Träger mit 5 gleichweiten Feldern von je $l=2^m$ mit $g=500 \text{ kg/m}$ Eigengewicht und mit $p=1000 \text{ kg/m}$ Nutzlast belastet. Der Größtwert von M_4 ist nachzuprüfen.

Um $\max M_4$ zu erzeugen, ist außer dem Eigengewicht die Nutzlast in die Felder 3-4 und 4-5 zu stellen.

Nach Zusammenstellung K ist dann:

Einfluß des Eigengewichtes:

$$-\frac{22}{209} \cdot 4 \cdot 0,5 = -\frac{44}{209} \text{ mt}$$

Einfluß der Nutzlast:

$$-\left(\frac{41}{836} + \frac{14}{209} \right) 4 \cdot 1,0 = -\frac{97}{209} \text{ ,,}$$

$$\max M_4 = -\frac{141}{209} = -0,6746 \text{ mt.}$$

3. Anwendungsbeispiel: In ziemlich einfacher Weise gelingt es auch, die gegebenen Formeln zur Aufindung ungünstigster Laststellungen, also umt. Umst. zur Auftragung von Einflußlinien nutzbar zu machen, wobei es naturgemäß für alle Belastungsarten genügt, die Einflußlinie für eine wandernde Einzellast $P=1$ zu ermitteln.

Soll beispielsweise diejenige Stellung von $P=1$ in Feld 3-4 des Trägers aus dem 1. Anwendungsbeispiel ge-

funden werden, bei welcher $P = 1$ das größte M_1 erzeugt, so ist folgendermaßen zu rechnen:

Es ist $M_1 = m_1 \eta l_2 L_4$; hierin ist nur m_1 von der Laststellung, also von a_4 und b_4 (Abbildung 3) abhängig; es werde gesetzt: $\eta l_2 L_4 = r$, also $\frac{M_1}{r} = m_1$; dies soll zum Maximum werden.

Nun ist $m_1 = K_r^{IV} - \frac{1}{3} K_l^{IV}$, worin $K_r^{IV} = 5 b_4 - \frac{b_4^3}{5}$ und $K_l^{IV} = 5 a_4 - \frac{a_4^3}{5}$; mit $b_4 = l_4 - a_4$ folgt: $m_1 = \frac{4 a_4^3}{15} - 3 a_4^2 + \frac{25}{3} a_4$ und aus

$$\frac{d M_1}{d a} = 0 = \frac{4}{5} a_4^2 - 6 a_4 + \frac{25}{3} \text{ folgt } a_4 = 1,84 \text{ m}$$

$$b_4 = 3,16 \text{ m}$$

Es muß also $P = 1$ in 1,84 m Entfernung von Stütze 3 stehen, wenn max M_1 eintreten soll. Es ergibt sich dann:

$$m_1 = 6,8376$$

$$r = -\frac{4 \cdot 15}{17960} = -\frac{3}{898}$$

$$\text{Mithin max } \underline{M_1} = -\frac{3 \cdot 6,8376}{898} = -0,02284 \text{ mt.}$$

Vermischtes.

Ueber Versuche zur Klarstellung der Wirkungsweise der Umschnürung von Eisenbetonsäulen, ausgeführt in der Mat.-Prüf.-Anstalt der Techn. Hochschule zu Stuttgart, berichtet v. Bach in der „Ztschrift. des Vereins Deutsch. Ing.“ vom 30. Okt. d. J. Die Versuche wurden ausgeführt mit achteckigen Prismen von 330 mm Durchm., 510 mm Höhe, bewehrt mit 8 Längseisen von 10 mm Durchm. und 8 mm starken Spiralen von einer Ganghöhe $h = 8 - 100$ mm, im Mischungsverhältnis 1 Rt. Portland-Zement : 2 Rt. Rheinsand : 3 Rt. Rheinkies bzw. 1 Rt. Zement : 5 Rt. Rheinsand. Es wurden daneben Kontrollprismen gleicher Abmessungen ohne Bewehrung hergestellt. Die Versuchsstücke wurden im Alter von 28 Tagen geprüft und dabei ermittelt sowohl die Ribbildungslast, die Last beim Abfallen der Schale und die Höchstlast. Die Säulenfestigkeit ergab sich bei den unbewehrten Betonsäulen zu 129 kg/qcm, den Mörtelsäulen zu 61 kg/qcm i. M., während die Lasten die folgenden für sämtliche Prismen waren:

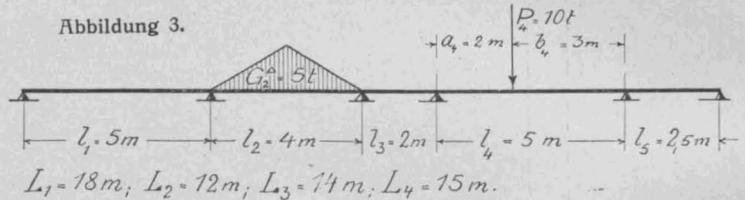
Lasten	Unbewehrt	h=100	75	50	40	32	24	16	8
I. Betonkörper									
Rißbildungslast	117 500	127 500	127 000	115 000	137 500	145 000	142 500	160 000	157 500
Höchstlast	117 500	156 500	163 750	187 500	205 000	235 000	274 500	348 500	559 000
II. Mörtelkörper									
Rißbildungslast	55 000	—	65 000	—	—	72 500	77 500	82 500	85 000
Höchstlast	56 200	—	101 500	—	—	162 000	183 250	262 500	443 500

Die Ribbildungs last wächst also nur sehr langsam und sehr wenig trotz erheblicher Verringerung der Ganghöhe der Spirale. Das Verhältnis entspricht etwa der Erhöhung der Widerstandskraft, wie sie sich nach der Elastizitätslehre berechnen läßt aus der Verhinderung der Querdehnung des Betons. Die Bruchlast wächst dagegen anfangs zwar auch langsam, dann aber in immer rascherem Verhältnis zu sehr bedeutender Höhe mit der Abnahme der Ganghöhe an. Diese starke Erhöhung der Widerstandsfähigkeit läßt sich aus der Verhinderung der Querdehnung nicht mehr herleiten, es müssen hier andere Gründe mitsprechen. v. Bach findet sie darin, daß die sehr dünne Betonschicht zwischen den Spiralgängen eine sehr stark abstützende Wirkung ausübt, die mit der Verringerung der Betondicke, also der Ganghöhe, rasch wächst, (im Grenzfall werden die Spiralinge dicht auf dicht liegen und den Druck unmittelbar übertragen). Aus diesem Grunde ist v. Bach auch der Ansicht, daß eine rechteckige Umschnürung rechteckiger Querschnitte zwar in Bezug auf Verhinderung der Querdehnung wegen der leichten Ausbiegung der geradlinigen Querbewehrung nur so geringfügige Wirkung hat, daß man allerdings sagen kann, die Wirkung der Umschnürung fehlte hier, dagegen muß die abstützende Wirkung des Betons bei enger Lage der Querbewehrung auch hier zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit der Säule beitragen. Herr v. Bach kommt also

Zusammenstellung J.

Belastungs-zustand	I	II	III	IV	$\Sigma I-IV$
M_1	$-\frac{15}{224} l^2$	$-\frac{11}{224} l^2$	$\frac{3}{224} l^2$	$-\frac{1}{224} l^2$	$-\frac{3}{28} l^2$
M_2	$\frac{1}{56} l^2$	$-\frac{3}{56} l^2$	$-\frac{3}{56} l^2$	$\frac{1}{56} l^2$	$-\frac{1}{14} l^2$
M_3	$-\frac{1}{224} l^2$	$\frac{3}{224} l^2$	$-\frac{11}{224} l^2$	$-\frac{15}{224} l^2$	$-\frac{3}{28} l^2$

Abbildung 3.



Zusammenstellung H.

Belastungs-zustand	I	II	III	$\Sigma I-III$
M_1	$-\frac{1}{15} l^2$	$-\frac{1}{20} l^2$	$\frac{1}{60} l^2$	$-\frac{1}{10} l^2$
M_2	$\frac{1}{60} l^2$	$-\frac{1}{20} l^2$	$-\frac{1}{15} l^2$	$-\frac{1}{10} l^2$

nach diesen allerdings nicht sehr zahlreichen Versuchen zu einer Anschauung, die sich mit derjenigen im § 17 der neuen Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton nicht deckt, die der Umschnürung bei rechteckigen Querschnitten gar keinen Wert für die Erhöhung der Bruchlast beilegen will. Weitere Versuche wären erwünscht. —

Druckwasser als Hilfsmittel beim Abruch von Mauerwerk ist in Berlin nach einer Mitteilung des Zentralbl. d. Bvwtg. 1915 No. 74 bei der Beseitigung von Pfeilern der Weidendammer Brücke verwendet worden, die der Durchführung des Tunnels der Nord-Süd-Linie der städtischen Schnellbahn im Wege standen und mit Rücksicht auf die Umgebung nicht in üblicher Weise durch Dynamit-Sprengungen gelockert werden durften. Benutzt wurde eine Druckwasser-Sprengpumpe, die, nachdem das Prinzip erfolgreich in England angewendet worden war, von Prof. Dr. Tübben von der Bergakademie zu Berlin in Deutschland eingeführt und von der Fa. Ernst

Heckel, G. m. b. H., in Saarbrücken, gebaut worden ist. Die Einrichtung bestand aus einem Druckzylinder von 85 mm Durchmesser und 530 mm Länge, aus dem, senkrecht zur Achse, 6 kleine Druckzylinder mit etwa 50 mm Hubhöhe herausstraten. An diesen Zylinder, der in wagrechter Richtung in ein entsprechend kleines Bohrloch im Mauerwerk eingeführt wird, schließt sich das Druckrohr der Druckwasserpumpe, die von Hand bedient wird. Das Druckwasser treibt die Stempel heraus und hebt dadurch das über dem Bohrloch liegende Mauerwerk an, es dabei in seinem Zusammenhang lockernd. Durch gleichzeitige Anwendung mehrerer Pumpen lassen sich ganze Blöcke herauslösen. Durch Oeffnung eines Ventiles an der Pumpe wird das Druckwasser abgelassen, die Kolben gehen zurück, der Apparat kann herausgezogen und an anderer Stelle verwendet werden. Die elektrische Bohrung eines 800 mm tiefen Bohrloches dauerte etwa 15 Minuten, das Abdrücken eines Mauerwerkblockes 20 Minuten. Die Einrichtung bildet also ein wertvolles Hilfsmittel bei Abbrucharbeiten. —

Inhalt: Neue Anwendungen des Gußbeton-Verfahrens. — Neue deutsche Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken aus Beton. (Schluß). — Durchlaufende Träger auf 4, 5 und 6 Stützen unter verteilten und Einzellasten. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.