

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300589

xxx
370

Untersuchungen

an

Plattenträgern aus Eisenbeton

Bericht

von

Professor Möller, Braunschweig

Mitglied des Ausschusses für Eisenbeton
der
Jubiläums-Stiftung der deutschen Industrie

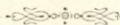
Sonder-Abdruck aus den Verhandlungen des Vereins zur Beförderung des Gewerbleißes

185
12

J. Nr. 23 458



Mit zahlreichen Abbildungen



BERLIN

Verlag von Leonhard Simion Nf.

1907

g. 180
45.



III 17444



2155 51

2155 51

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Vorwort	1—2
A. Kurze Übersicht	3
1. Zweck der Untersuchungen	3
2. Versuchsvorkehrungen	3—5
3. Meßvorrichtungen	5
a) Durchbiegungszeiger	5
b) Längenänderungszeiger	6—7
4. Das Versuchsprogramm (Punkt I—VIII)	7
a) Vorversuche (Reihe I, 2 Plattenträger)	8—9
b) Die Hauptversuche (Programmpunkt II—VIII)	9—15
5. Erläuterung der Belastungsstufen	16
6. Vorgang der Zerstörung des Eisenträgers bei stattfindendem Bruch und Bruchsicherheit desselben	17
7. Das Berechnungsverfahren	17—18
8. Die Sicherheit der einzelnen Trägerteile	18—19
9. Einfluß der Betonbeanspruchung auf die Sicherheit eines nach dem amtlichen Verfahren berechneten und bemessenen Plattenträgers	19—20
10. Vorzüge eines Trägers mit größerer Sicherheit im Betondruckgurt als im gezogenen Eisen	20—21
11. Wirkung einer Schwächung oder Verletzung des Betondruckgurtes	21—22
12. Rißbildungen und Belastungsproben	22—23
13. Überwindung der Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen	23
14. Vorgenommene Messungen	23—24
15. Die Versuchsprotokolle	24
16. Die Lage der Nulllinie und die ermittelten Spannungen	24—25
B. Ausführliche Mitteilungen	25
1. Das aufgestellte Programm und die Kosten der Versuche	25
a) Mein Programm vom Dezember 1902	25—26
b) Die Kosten und die verfügbaren Geldmittel	26—27
2. Ausgeführte Versuche	27—28
3. Die verwendeten Materialien	28
I. Der Beton	28
a) Das Mischungsverhältnis	28—29
b) Mischung des Betons	29
c) Das Steinmaterial des Betons, seine Druckfestigkeit und seine Sicherheit gegen Zerdrücken	29
α) Das Steinmaterial	29
β) Die Druckfestigkeit des Betons	29—32
d) Das elastische Verhalten des Betons	32—33

	Seite
e) Ermittelte Zugfestigkeit des Mörtels und die Bruchfestigkeit des Betons ohne Eiseneinlage	33
α) Zugfestigkeit des Mörtels	33
β) Bruchfestigkeit des Betons	33
II. Das verwandte Eisen- und Stahlmaterial	33—34
4. An Eisenbetonträgern beobachtete Bruchvorgänge sowie deren Ursache und über die Sicherheit von Eisenbetonträgern	34—35
5. Über den Wert von weichem, im Gegensatz zu sprödem Baumaterial und über die Abhängigkeit dieser Eigenschaften von der Höhenlage der Fließgrenze zu derjenigen der Bruchgrenze	35—37
6. Allgemeines über den Grad der Sicherheit und über die Grenze einer Auswertung der Festigkeit von Trägern mit einem Zuggurt aus streckbarem (weichen) Material	37
a) Sicherheitsgrad der im Gebrauchsfall am stärksten beanspruchten Materialfaser	37—38
b) Sicherheitsgrad der ganzen Konstruktion bei eisernen Trägern von rechteckigem oder I-förmigem Querschnitt	38—39
7. Zur Lage der Nulllinie und über deren Wanderung im Plattenträger	40
a) Erläuterung	40
b) Veränderlichkeit in der Höhenlage der Nulllinie	40—42
8. Zusammenstellung erreichter Sicherheitsgrade in den Hauptgliedern der untersuchten Plattenträger	42
a) Sicherheit n_1 oder n_2 im Obergurt	42—43
b) Sicherheit n_3 im Untergurt	44
1. Sicherheit bei Gefahr der Überlastung und der Möglichkeit von Rißbildungen im Beton	44
α) bei Verwendung von Eisen	44
β) bei Verwendung von Stahl	44
2. Sicherheit gegen Mängel im Eisen und, bei Vermeidung von Rißbildungen, auch im Beton	45
c) Sicherheit n_4 der ganzen Konstruktion	45
9. Wirkung einer Beschränkung der Breite oder einer Beschädigung des Betondruckgurtcs	46
a) Bruch des Trägers bei Verminderung der Breite des Betonkörpers	46
α) Ermittlung durch Berechnung	46—47
β) Ermittlung des Sicherheitsgrades der Breitenabmessung durch den Versuch	47—51
b) Tragfähigkeit eines Eisenbeton-Plattenträgers mit zersplittertem Betondruckgurt	51—53
10. Wirkung einer Veränderung des Eisenquerschnittes	53—54
11. Über das erste Auftreten von Rissen in Eisenbeton-Plattenträgern	54
a) Art der Beobachtung auftretender Risse	54
b) Die ersten Rißbildungen	55
α) bei Reihe II	55
β) Dasselbe bei Reihe III	55
γ) Ergebnis aus Reihe II und III	55—56
c) Über Anzahl und Art der Risse	56
12. Über die Höhe der Probelasten	57
13. Versuch einer Ermittlung der wahren Eisenbeanspruchung bei Plattenträgern kurz vor Eintritt von Rißbildungen im Beton der Zugzone	57—58
14. Über die Haftfähigkeit des Betons am Eisen im Hinblick auf Rißbildungen	59—61
15. Berechnung der Eisenbeton-Konstruktionen	61
a) Platten	62—63
b) Plattenbalken	63
α) Im Obergurt kein Eisen	63—64
β) Im Obergurt ist Eisen einzufügen	64—65
16. Vergleiche mit den Versuchsergebnissen des Herrn Baudirektors Prof. Dr.-Ing. von Bach	65
a) Der Gleitwiderstand	65—67
b) Die Dehnung des Betons bei der ersten Rißbildung	67—68
17. Schluß	68—72

	Seite
C. Die Versuchsprotokolle	74
a) Die Originalprotokolle	74
b) Der Auszug der Protokolle	74
1. Erläuterungen zu den Protokollauszügen	74—75
2. Die Protokollauszüge	75
Platte II/1	76—77
- II/2	78—79
- II/3	80—83
- II/4	84—85
- II/5	86—87
- II/6	88—89
- III/1	90—91
- III/2	92—95
- III/3	96—97
- III/4	98—99
- III/5	100—101
- III/6	102—103
D. Ergebnisse der Materialprüfungen	104
E. Die Versuchsvorkehrungen und Versuchskörper nach photographischen Aufnahmen	105—122
Erläuterungen	105—108

Vorwort.

Auf Antrag des Herrn Professor Hermann Pfeifer in Braunschweig sind mir von dem Kuratorium der Jubiläums-Stiftung der deutschen Industrie zu Charlottenburg unter Mitwirkung des für Eisenbeton-Untersuchungen eingesetzten Ausschusses Ende Januar 1905 die erforderlichen Geldmittel bewilligt worden zur Ausführung nachfolgend beschriebener Versuche.

Dem Ausschuß*) gehörten an: die Herren

Professor Dr.-Ing. von Bach**), Baudirektor,

Ingenieur C. Freytag, Generaldirektor der Aktiengesellschaft Wayss und Freytag in Neustadt a. d. Haardt,

Regierungsbaumeister a. D. Koenen, Direktor der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin,

Geheimer Regierungsrat Professor A. Martens, Dr.-Ing., Vorstand des königlich preussischen Materialprüfungsamtes in Groß-Lichterfelde-West,

Professor Mörsch, Zürich und
der Unterzeichnete.

Über die entstandenen Kosten ist S. 27 berichtet. Soweit durch Versuche mit Ziegelschmolz gegenüber dem ursprünglich aufgestellten Programm Mehrkosten erwachsen sind, hat die hiesige Ziegeleigesellschaft diese Mehraufwendung im Betrage von etwa $\frac{1}{15}$ der ganzen Summe übernommen.

*) Siehe die einleitenden Worte des Herrn Baudirektors, Professor von Bach, Vorsitzender des Ausschusses, in dessen Bericht über die zuerst ausgeführten Versuche „Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens“. (Verein deutscher Ingenieure, Heft 22, S. 1.)

**) Mitteilungen von Herrn von Bach;

a) Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens; siehe dieselben unter 1 benannten Forschungsarbeiten S. 1—41.

b) Druckversuche mit Eisenbetonkörpern, 1905; Heft 29 jener Forschungsarbeiten S. 1—50.

c) Versuche mit Eisenbeton-Balken, Erster Teil, und Versuche mit einbetoniertem Thacher-Eisen, Heft 39.

Ein größerer Teil der verfügbaren Mittel mußte zunächst auf die Beschaffung erforderlicher Versuchs-Vorkehrungen, vergl. Abb. 1—8 und unter E 80—89, verausgabt werden. Diese sind S. 3—7 beschrieben. Die Ausführung der Versuche selbst hat durch jene einmaligen Auslagen eine erhebliche Beschränkung erfahren. Es ist aber zu hoffen, daß von den so gewonnenen, nunmehr auf dem Gelände des Mechanischen Laboratoriums unserer Hochschule vorhandenen Einrichtungen auch fernerhin Gebrauch gemacht werden wird. Das kann einmal im Interesse des Unterrichts geschehen, weiter könnten die Einrichtungen aber auch Herren zur Verfügung gestellt werden, welche für den Zweck einer Promotion zum Doktor-Ingenieur und die damit verbundene wissenschaftliche Abhandlung Biegungs- und Bruchversuche vorzunehmen wünschen.

Bei einer Gruppe dieser Versuche war Herr Voß, derzeit Regierungsbaumeister in Berlin, anwesend; derselbe nahm wesentlichen Anteil an der Beobachtung und an der Entschließung über die weitere Aufstellung des Programms. Ferner unterstützten mich die Herren Regierungsbauführer Bente und Wagner bei der Beobachtung.

Leider reichten die verfügbaren Mittel nicht aus, einen Assistenten für die Durchführung dieser Versuche und die Ausarbeitung ihrer Ergebnisse anzustellen. Die genannten Herren verließen Braunschweig nach Erledigung der Versuche, so daß mir ihre Unterstützung bei Ausarbeitung der Ergebnisse gefehlt hat. Das hat verzögernd auf die Vollendung dieser Niederschrift eingewirkt, um so mehr da die Drucklegung meines Werkes „Grundriß des Wasserbaues“ im Verlage von S. Hirzel, Leipzig, gleichzeitig erfolgen mußte. Es war geplant, die Versuche ein Jahr früher durchzuführen; jedoch erfolgte die Bewilligung der Geldmittel nicht so frühzeitig.

Bei Aufstellung der Entwürfe für die Versuchsvorkehrungen, bei Herstellung der Versuchskörper, sowie bei Durchführung der Untersuchungen und einer Ausarbeitung der Ergebnisse hat der Techniker Herr Joh. Engel mit Umsicht und Sorgfalt mitgewirkt.

Durch ein gefälliges Entgegenkommen der Firma Drenckhahn & Sudhop, Betonbaugeschäft und Zementwaren-Fabrik in Braunschweig, ist mir bei diesen Versuchen die Durchführung der praktischen Arbeiten wesentlich erleichtert worden.

Braunschweig, Januar 1907.

M. Möller.

A. Kurze Übersicht.

1. Zweck der Untersuchungen.

Durch die hier beschriebenen Versuche sind die wesentlichsten Erscheinungen, welche bei Belastung, Biegung und Bruch von Plattenträgern aus Eisenbeton auftreten, festgestellt. Ferner wurden diese empirisch gewonnenen Ergebnisse mit denjenigen Werten verglichen, welche man bei Anwendung des amtlich vorgeschriebenen Berechnungsverfahrens erhält. Die vorhandene Übereinstimmung tritt bei höheren Belastungen klar hervor, während im Gebrauchsfall bei Plattenträgern die wirkliche Spannung des Betons um etwa 30 % hinter dem Berechnungswert zurückbleibt; sie beträgt dann nur etwa 28 kg/qcm, wenn die amtliche Berechnungsweise 40 kg/qcm ermittelt; siehe Abschnitt B 7, z. B. die Werte 26,4 und 38,9.

Außer einer erstrebten Erweiterung unserer Erfahrungen im Eisenbeton-Bau schwebte mir als Zweck meines Unternehmens noch etwas anderes vor. Es galt nämlich darzutun, daß sowohl die Untersuchungen, die darauf gerichtet sind, die Eigenschaften eines guten Betons und die beste Herstellungsweise des Betons aufzufinden, wie auch die amtlichen, einer Förderung des Eisenbetonbaues geltenden Bestrebungen, welche auf die sehr genaue Berechnung der auftretenden Betonspannungen hinzielen, den Beton zu sehr in den Vordergrund der Untersuchung rücken und dadurch die Aufmerksamkeit und Arbeitskraft von anderen viel wichtigeren Untersuchungen ablenken. Meines Erachtens nach sollten letztere vielmehr in den Fragen gipfeln, wie konstruiert man am besten in Eisenbeton, wie verbindet man im besonderen Eisen sicher mit dem Beton und wie bildet man den Stoß der Eiseneinlagen zweckmäßig aus, so daß ein gesunder Bauteil entsteht.

2. Versuchsvorkehrungen.

Siehe Abb. 1—8 und im Abschnitt E die photogr. Abb. 80, 84, 85, 86 u. 89.

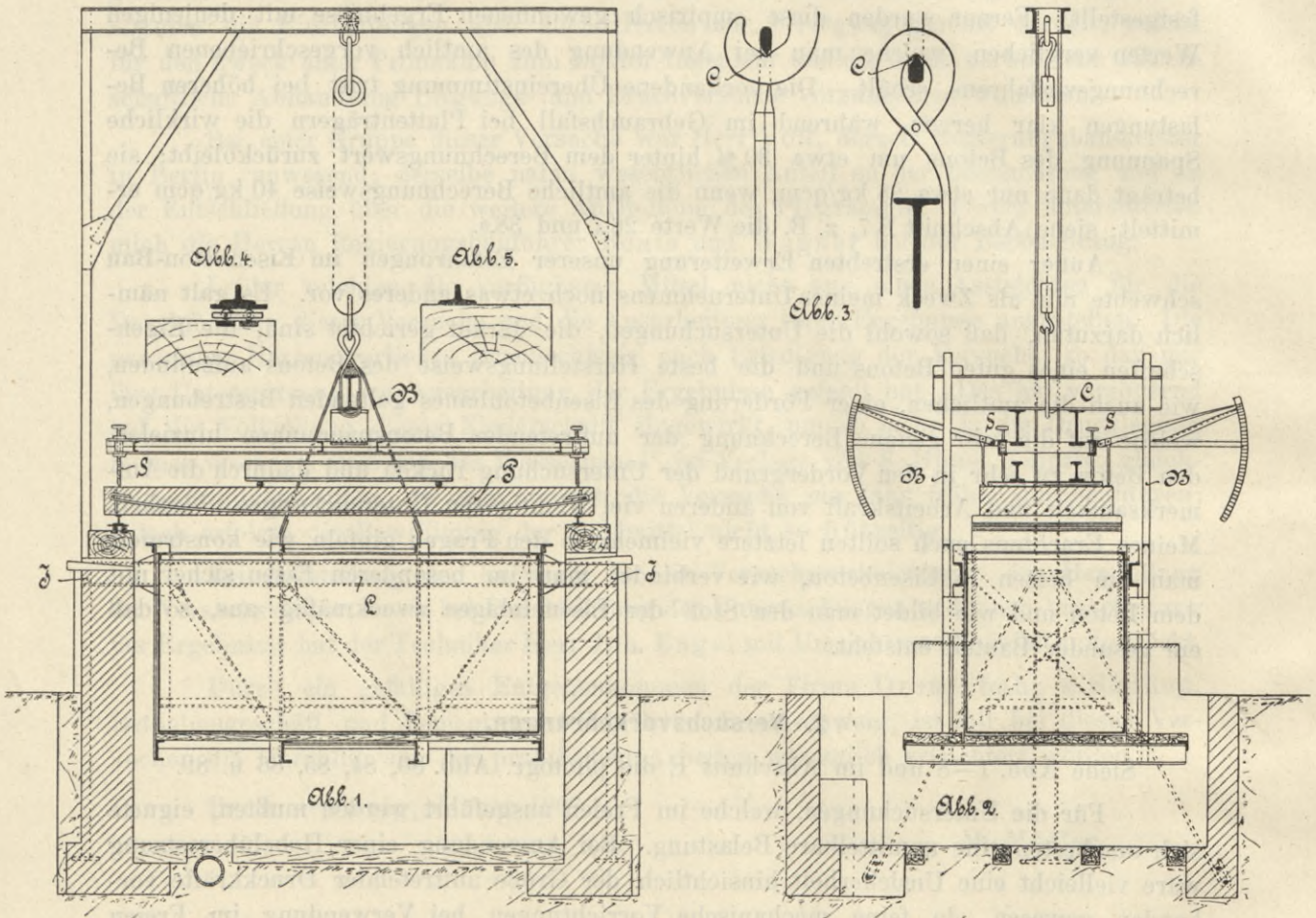
Für die Untersuchungen, welche im Freien ausgeführt werden mußten, eignete sich am besten eine unmittelbare Belastung. Bei Anwendung einer Hebelübersetzung wäre vielleicht eine Unsicherheit hinsichtlich der Größe auftretender Druckkräfte vorhanden gewesen, da feine mechanische Vorrichtungen bei Verwendung im Freien leiden. Die Last bestand aus einem eisernen Kasten *W*, in welchen Wasser gelassen werden konnte und auf dessen seitlich auskragenden Boden Betonklötze (*G* Abb. 80) gesetzt wurden. Die Bewegung der Lasten verursachte keine Steigerung der Kosten, da zum Transport der schweren Platten bei den Versuchen doch 2 Arbeiter zur Verfügung stehen mußten.

Die Arbeitsstelle wurde durch einen wasserdichten, vom Dachgerüst *D* (Abb. 80) entfernbaren Plan bei Ausführung der Untersuchungen vor Regen und in ähnlicher Weise auch nach den Seiten vor Wind geschützt.

Der Kasten hing in einem Flaschenzug *F* an einem Krahnegerüst unter Benutzung von Schneiden (Abb. 3) durch deren Berührungspunkt die Wirkung der Last

geht. Unter Anwendung von Lotungen wurde die Mitte der Platte senkrecht unter diesen Berührungspunkt gerückt (Abb. 86).

P (Abb. 1 u. 80) ist der zu untersuchende Plattenträger, auf welchen die Last des Kastens, der in Bügeln *B* hängt, durch I-Eisen und untergelegte Walzen aus Rundeisen, symmetrisch zur Plattenmitte angreifend, übertragen wird.



Der Belastungs-Apparat (vergl. auch Abb. 80).

Die Betonplatte ruht an ihrem einen Ende auf einer Schneide, am anderen Ende auf einem Rollenaufleger (Abb. 4, 5 u. 82).

Bei der Ausführung einer Belastung ist der Flaschenzug so weit herabgelassen, daß ein sichtbarer Spielraum bei *C* (Abb. 2) entsteht und die Kette keine Last vom Kasten erhält.

Bei dem Auswechseln von Betonplatten ist der Kasten an seinen Enden vorübergehend unterstützt. Um diese Stützung des Kastens bewirken zu können, sind an demselben langlaufende, säumende U-Eisen *L* angebracht, deren vorkragende Enden

durch Holz unterstapelt werden. Alsdann wird der eine Bügel *B* ausgeschraubt, um die Betonplatten aus- und einbringen zu können.

Das Eichgefäß *M* für benutztes Wasser zeigt Abb. 80. Die Zulage, auf welcher die Platten hergestellt sind, gibt Abb. 81. Nach Abschluß der Untersuchungen sind die benutzten Betonplatten auf dem Hofraum seitlich aufgestellt und durch Pfeiler in ihrer aufgekanteten Lage erhalten (Abb. 83).

Diese Platten können nach Jahren auch ausgeflickt und wiederholt belastet werden. Mit der zuletzt untersuchten Platte ist letzteres geschehen; sie soll so mehrmals geflickt und immer wieder bis zum Bruch belastet werden.

3. Meßvorrichtungen.

a) Durchbiegungszeiger (Abb. 1, 2 u. 6, sowie 85 u. 89).

Die festen Punkte, auf welche die Durchbiegung in der Plattenmitte bezogen ist, befinden sich auf der Platte, senkrecht über den Auflagern; hier steht mittels

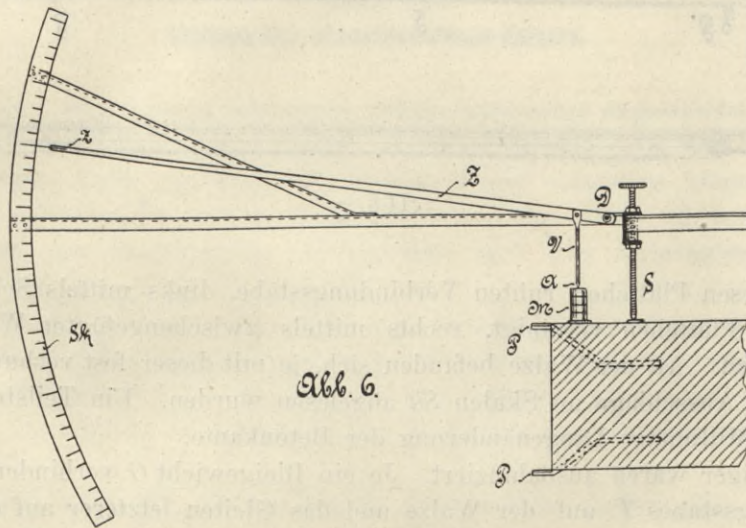


Abb. 6.

Durchbiegungszeiger.

Schrauben *S* (Abb. 1, 2 u. 6) ein Rahmen auf der Betonplatte unter Benutzung aufgegipster Unterlagsscheibchen.

Der Drehpunkt *D* des Zeigerhebels *Z* ist mit jenem Rahmen fest verbunden, also ruhend. Unter Mitwirkung der Verbindungsstange *V* (Abb. 6) stützt sich der Hebel in der Mitte der freien Spannweite auf die Betonplatte.

Abb. 6 zeigt, wie zur Eichung der Skala *Sk* genau auf Höhe abgedrehte Messingplatten benutzt sind, die der Reihe nach fortgenommen wurden, eine entsprechende Plattensenkung ersetzend.

An jeder Seite der Platte war ein Durchbiegungszeiger angebracht.

b) Längenänderungszeiger (Abb. 6, 7).

Die Längenänderung, Dehnung oder Verkürzung des Materials in Höhe von Platten-Ober- und Unterkante, erfolgte nur auf einer Seite. Seitlich der Betonplatten befanden sich, wie Abb. 6 zeigt, kleine Auflagerplättchen durch Quadrateisenstäbe von 1 cm Stärke mit dem Beton verbunden, und zwar 4 Stück, zwei oben und zwei unten, jeweils symmetrisch P rechts und P' links der Plattenmitte in 1 m Abstand voneinander. Die Meßstrecke, auf welcher die Längenänderung des Betons wahrgenommen wurde, hatte also 1 m Länge.

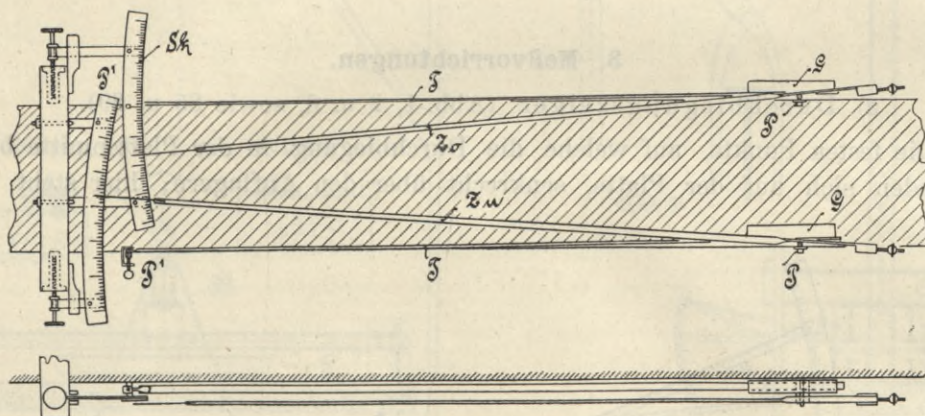


Abb. 7.

Auf diesen Plättchen ruhten Verbindungsstäbe, links mittels Schraubenzwinde fest mit dem Plättchen vereinigt, rechts mittels zwischengefügter Walze auf dem Plättchen ruhend. An der Walze befanden sich, je mit dieser fest verbunden, Zeiger Z_o und Z_u , deren Ausschläge an Skalen Sk abgelesen wurden. Ein Teilstrich der Skala bedeutete $1/100$ Millimeter Längenänderung der Betonkante.

Die Zeiger waren ausbalanciert. Je ein Bleigewicht G verhinderte das Gleiten des Verbindungsstabes T auf der Walze und das Gleiten letzterer auf den stützenden Plättchen P , so daß bei Längenänderung des Betons eine wälzende Bewegung und je eine Drehung des Zeigers entstand. Da der Beton sich im Obergurt infolge Druckwirkung verkürzt, schlägt der obere Zeiger Z_o bei eintretender Belastung nach oben aus, während der untere Zeiger bei Verlängerung der Zugfaser, d. h. bei einer Bewegung der Walzenunterkante nach rechts, einen Ausschlag nach unten vollführt.

Die Eichung der Skalen erfolgte zuerst unter Benutzung einer in Abb. 8 dargestellten Vorrichtung. Am festen Ende war eine Mikrometerschraube eingespannt, bei deren Drehung um 1—5 mm der Zeiger 100—500 Skalenteilungen durchlief. Da aber das Übersetzungsverhältnis bei Auflagerung der Walze auf einer anderen Unterlage anders ausgefallen wäre und, da auch die Zeigerlänge in beiden Fällen nicht die nämliche sein konnte, ist die Eichung beider Skalen an der Versuchsplatte selbst für beide Zeiger getrennt vorgenommen.

Fehler in der Beschaffenheit dieser Meßapparate oder Mängel in deren Tätigkeit sind im Anfang aufgesucht und beseitigt. Das geschah z. B. auch dadurch, daß bei Anwendung einer gewissen Last mehrmals eine Belastung und nachfolgende Entlastung des Trägers vorgenommen wurde. Darüber geben die Originalprotokolle ge-

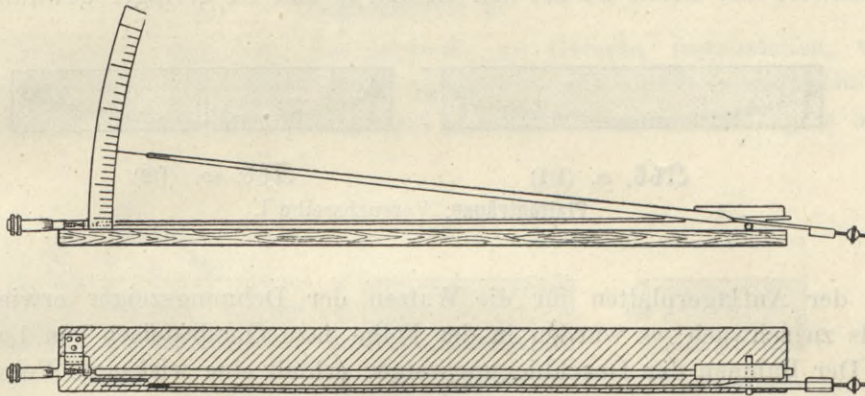


Abb. 8.

Eichung des Längenänderungs-Zeigers.

nauen Aufschluß. Das gleiche Verfahren wurde fortgesetzt angewendet, um sich über die dauernde Brauchbarkeit der Apparate zu vergewissern. Da nur Reibungskuppelung vorlag, hätte auch der Wind die langen Zeiger verstellen können oder deren Schwingung den Nullpunkt bei zu schneller Bewegung. Das führte nach Abschluß der Vorversuche zur Verstärkung der Apparate und zur Anbringung eines Windschutzes rings um den ganzen Arbeitsplatz.

Eine Mitteilung dieser vielen Ent- und Belastungen an dieser Stelle würde die Übersichtlichkeit der Protokolle beeinträchtigt und deren Umfang allzusehr vergrößert haben. Die Wiedergabe dieser Zahlenwerte ist in dieser Druckschrift daher nur einmal und zwar zu Anfang im Protokoll des Plattenträgers II/3 bei Belastungsstufe 1 und 2 erfolgt.

Bei Entlastungen gingen die Zeiger nicht immer wieder ganz auf den Nullpunkt zurück. Das gab eine Unsicherheit der Ablesung von $\frac{1}{1000} - \frac{1}{500}$ mm Längenänderung. Die Differenz der Ausschläge ist jeweils als Ablesungs-Ergebnis benutzt.

4. Das Versuchsprogramm (Punkt I bis VII).

Übersicht über die ausgeführten Versuche und die Versuchskörper.

Es sind zu 3 Zeiten Versuchskörper angefertigt und jeweils 8 Wochen später in einer Reihe geprüft; so ergaben sich 3 Versuchsreihen.

- Reihe I: 2 Platten, Abb. 9 u. 10, geprüft vom 19.—24. Juli 1905;
- II: 6 - - 11—16, - - 21.—29. Sept. 1905;
- III: 6 . - - 17—22, - - 13.—21. Dez. 1905.

hohen, für die Trägerberechnung zugelassenen Betonbeanspruchung $\sigma_b = 121,2$ kg/qcm auf 2320 kg/qcm; siehe die nachfolgende Zusammenstellung Programmpunkt II.

b) Die Hauptversuche (Abb. 11—22).

Programmpunkt II.

Den Hauptversuchen liegt der Gedanke zu Grunde, festzustellen, wie sich Plattenträger verhalten, an welchen der Beton stärker als üblich beansprucht ist. Es galt zu ergründen, zu welchem Betrage die Sicherheit eines Plattenträgers abnimmt,

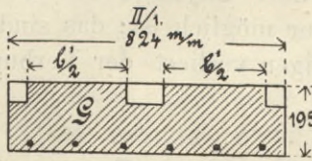


Abb. 11.

$$f_c = 10,73 \text{ qcm} \quad ; \quad b' = 609$$

$$\left[\frac{17,05}{100} \text{ " } \right]$$

$$\sigma_b = 50,2; \quad \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$$

$$n_y = 3,44$$

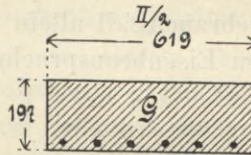


Abb. 12.

$$f_c = 10,50 \text{ qcm}$$

$$\left[\frac{16,96}{100} \text{ " } \right]$$

$$\sigma_b = 47,6; \quad \sigma_e = 1000$$

$$n_y = 3,50$$

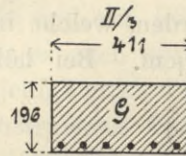


Abb. 13.

$$f_c = 10,49$$

$$\left[\frac{25,52}{100} \right]$$

$$\sigma_b = 61,3; \quad \sigma_e = 1000$$

$$n_y = 3,61$$

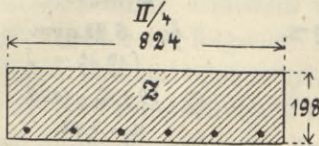


Abb. 14.

$$f_c = 10,59 \text{ qcm}$$

$$\left[\frac{12,85}{100} \text{ " } \right]$$

$$\sigma_b = 39,7; \quad \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$$

$$n_y = 3,73$$

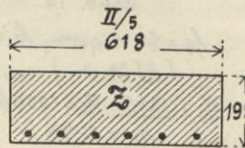


Abb. 15.

$$f_c = 10,39 \text{ qcm}$$

$$\left[\frac{16,81}{100} \text{ " } \right]$$

$$\sigma_b = 47,3; \quad \sigma_e = 1000$$

$$n_y = 3,52$$

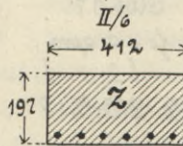


Abb. 16.

$$f_c = 10,47 \text{ qcm}$$

$$\left[\frac{25,41}{100} \text{ " } \right]$$

$$\sigma_b = 60,96; \quad \sigma_e = 1000$$

$$n_y = 3,54$$

Plattenträger, Versuchsreihe II.

bei dessen Konstruktion nach dem amtlichen Berechnungsverfahren bei $\sigma_e = 1000$ kg/qcm zugelassener Beanspruchung im Eisen statt mit 40, mit 50, 60 oder 120 kg/qcm Beanspruchung im Beton konstruiert ist. Insbesondere sollte veranschaulicht werden, daß bei Wahl des Verhältnisses der Beanspruchungen 40 : 1000 für Beton und Eisen der Eisengurt den weitaus schwächeren Teil des Verbundträgers bildet.

Plattenträger, mit 40 kg/qcm Betonbeanspruchung bei 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung berechnet, ertrugen das ihnen im Gebrauchsfall zugemutete Moment mit im Mittel 3,6facher Sicherheit; d. h. bei Steigerung des Angriffsmomentes auf den 3,6fachen Betrag des im Gebrauchsfall vorkommenden Momentes gingen die Plattenträger zu Bruch. Steigert man nun die der Berechnung zu Grunde gelegte Beton-

beanspruchung etwa auf den 3fachen Betrag und zwar auf 121 kg/qcm (Platte III/2), dann ging die Sicherheit nicht auf $\frac{1}{3}$, also von 3,6 auf 1,2 hinab, sondern nur auf 2,3.

Es ist also an den Verbundkörpern nicht der Beton der schwächere Bauteil, sondern das Eisen.

Bei allen Trägerbruchversuchen üblicher Art wird immer nur die Zugfestigkeit des Eisens, eine Materialeigenschaft, die man doch ohne Anstellung solcher Versuche schon genau kennt, geprüft, und außerdem die Wirkung einer mehr oder minder guten Verbindung des Eisens, nicht die Druckfestigkeit des Betonmaterials. Soll der Beton auf sein Verhalten, als Druckgurt am Träger verwendet, geprüft werden, dann darf bei dem Bruch des Betongurtes das Eisen nicht über diejenige Grenze hinaus beansprucht werden, welche im Gebrauchsfall allein nur möglich ist; das sind etwa 1200 bis 1500 kg/qcm. Bei höheren Eisenbeanspruchungen verliert der Verbundträger ja

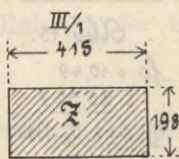


Abb. 17.

$$f_c = 0 \text{ qcm} \quad [0 \text{ "}]$$

$$\sigma_b = 10,25, \sigma_c = 0$$

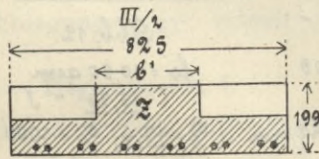


Abb. 18.

$$f_c = 21,18 \text{ qcm}, b' = 309 \text{ mm}$$

$$[68,54 \text{ "}]$$

$$\sigma_b = 121,2, \sigma_c = 1000 \text{ kg/qcm.}$$

$$n_y = 2,32.$$

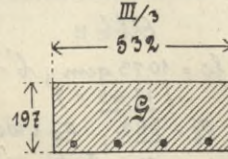


Abb. 19.

$$f_c = 6,98 \text{ qcm} \quad [15,12 \text{ "}]$$

$$\sigma_b = 39,2, \sigma_c = 1000$$

$$n_y = 3,47.$$

*für 1000 mm Durchmesser
Länge!*

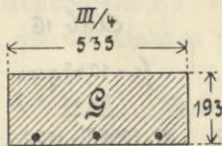


Abb. 20.

$$f_c = 5,25 \text{ qcm} \quad [9,81 \text{ "}]$$

$$\sigma_b = 33,6, \sigma_c = 1000 \text{ kg/qcm.}$$

$$n_y = 3,86.$$

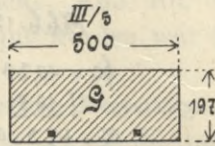


Abb. 21.

$$f_c = 4,11 \text{ qcm} \quad [9,12 \text{ "}]$$

$$\sigma_b = 36,2, \sigma_c = 1200$$

$$n_y = 3,58.$$

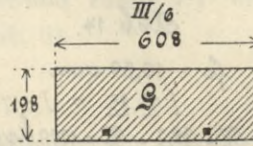


Abb. 22.

$$f_c = 4,06 \text{ qcm} \quad [9,68 \text{ "}]$$

$$\sigma_b = 40,2, \sigma_c = 1500$$

$$n_y = 3,03.$$

Plattenträger, Versuchsreihe III.

seine natürliche Form, das Eisen dehnt sich dann zu sehr, so daß der Träger schließlich infolge der Nachgiebigkeit des Eisens der Zerstörung anheimfällt.

Aus obigem Grunde war es mein Bestreben, zum Vergleich auch Versuchskörper heranzuziehen, an welchen die Zerstörung allein durch die Zerdrückung des Betons herbeigeführt werden möchte; vergl. hier A 11 und B 9a. Das ist nun nicht ganz gelungen, obgleich ich bei meiner Versuchsreihe III/2 fünfmal so viel Eisen mit

dem gegebenen Beton-Druckgurtquerschnitt von 309 mm Breite verbunden habe, als üblich ist und nach dem amtlichen Berechnungsverfahren sich ergibt. Durch die Verlegung der Nulllinie nach abwärts steigert sich aber bei einer Verminderung der Betonbreite des Druckgurtes die Höhenabmessung des Druckgurtes so erheblich, daß bei Schwächung des Betons auf $\frac{1}{5}$ seiner üblichen Breite (gleichen Eisenquerschnitt beibehalten) die Betonspannung weitaus nicht auf den 5fachen Betrag unter Wirkung eines unveränderten Angriffsmomentes steigt, sondern nur angenähert auf den dreifachen Betrag.

Es war nun beabsichtigt, bei etwa 1500 kg/qcm Eisenbeanspruchung den Plattenträger III/2 zum Bruch zu bringen. Es trat der Bruch aber erst bei 2316 kg/qcm ein, nachdem das Eisen sich schon erheblich gedehnt hatte und auf jeder Seite schon etwa 12 Risse unten im Beton aufgetreten waren. Also ist es auch durch diesen Versuch nur angenähert, noch nicht vollständig geglückt, diejenige große Sicherheit nachzuweisen, welche ein mit 40 kg/qcm Beanspruchung konstruierter Verbundträger in dem auf Druck beanspruchten Betonobergurt besitzt. Bei Wahl von 121 kg/qcm statt 40 zeigte dieser Träger noch 2,316fache Sicherheit. Um das, was ich zeigen möchte, vollständig darzutun, müßte ich einen Plattenträger mit noch mehr Eisen prüfen, also mit etwa 8mal so viel Eisen als man für einen nach amtlichem Rechnerverfahren hergestellten Träger unter Zugrundelegung von $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm Materialbeanspruchung ermitteln würde. Vielleicht bietet sich mir hierzu noch die Gelegenheit. Bisher ist folgende Versuchsreihe ausgeführt und zwar mit Platten von immer gleichen Höhen- oder Stärkenabmessung, aber verschiedener Breite. Die Breite variiert, weil die Platten-Reihe I von 1,0 m Breite zu schwer ausfielen und auf der Zulage zu viel Raum fortnahmen; ferner, weil unter Beibehaltung derselben Breite und bei Anwendung von vermehrtem Eisen der Bruch der Platten mit den verfügbaren Mitteln nicht zu erreichen gewesen wäre.

Bei einigen Platten, II/1 und III/2, erfolgte die Einschränkung der Plattenbreite nicht im ganzen Querschnitt, sondern nur im mittleren Teil auf 0,90 und 1,02 m Länge. Diese Platten sind in der Berechnung so behandelt, als habe Platte II/1 durchgehend $b' = 608$ mm Breite und III/2 eine solche von durchgehend $b' = 309$ mm.

Um nun Vergleiche ausführen zu können, sind in den vorstehend gegebenen Übersichten Abb 11—22 außer den in der schmalen Platte wirklich verwendeten Eisenquerschnitten f_e auch in Klammern die auf 1 m Plattenbreite reduzierten Eisenquerschnitte (f_e) eingetragen. Diese Werte (f_e) sind in nachstehender Zusammenstellung aufgeführt.

Die Umrechnung macht sich bei Platte III/2 z. B. wie folgt:

$$\begin{aligned} \text{Breite des Betondruckgurtes } b' &= 309 \text{ mm,} \\ \text{verwendeter Eisenquerschnitt } f_e &= 21,18 \text{ qcm,} \\ \text{daraus folgt für 1000 mm Plattenbreite: } (f_e) &= \frac{21,18 \cdot 1000}{309} = 68,54 \text{ qcm.} \end{aligned}$$

Versuchsergebnisse: Programmpunkt II.

Bezeichnung des Plattenträgers Reihe u. Nummer	Eisen- oder Stahl- querschnitt, auf 1,0 m Plattenbreite bezogen, (f_e)	Der Berechnung zu Grunde gelegte Materialbeanspruchungen		Erreichte Bruchsicherheit			
		σ_b	σ_e	n_d			
III/4 (G)	Eiseneinlagen	9,81 qcm	33,6 kg/qcm	1000 kg/qcm	3,86	Gabbro- Beton	
I/1 (G)		12,86 -	39,4 -	1000 -	Mittel 3,39		
III/3 (G)		13,12 -	39,9 -	1000 -	3,48 3,47		
II/1 (G)		17,65 -	50,2 -	1000 -	3,44		
II/2 (G)		19,96 -	47,6 -	1000 -	3,50		
II/3 (G)		25,52 -	61,3 -	1000 -	3,61		
II/4 (Z)		12,85 -	39,7 -	1000 -	Mittel 3,73		Ziegel- schmolz- Beton
II/5 (Z)		16,81 -	47,3 -	1000 -	3,53 3,52		
II/6 (Z)		25,41 -	60,95 -	1000 -	3,34		
III/2 (Z)		68,54 -	121,2 -	1000 -	2,32		
III/5 (G)	Stahl- Einlag.	8,12 -	36,2 -	1200 -	3,58	Gabbro- Beton	
III/6 (G)		6,68 -	40,2 -	1500 -	3,03		

Vorstehende Zusammenstellung zeigt, daß der Sicherheitsgrad des Verbundträgers bei Übergang von 33,6 auf 61,3 kg/qcm der Berechnung zu Grunde gelegter Betonbeanspruchung nicht wesentlich abnimmt. Die beiden ersten Zahlen 3,86 und 3,39 ergeben im Mittel 3,62, während der letzte Wert erreichter Sicherheit der Reihe der Gabbro-Beton-Platten 3,56 beträgt.

Bei dem etwas weniger festen Beton aus Ziegelschmolz sinkt die Sicherheit bei Übergang von 40 auf 61 kg/qcm zu Grunde gelegter Betonbeanspruchung auch nicht wesentlich. Es ist dabei zu beachten, daß die Zahl 3,73 der Platte II/4 einen Ausnahmewert bietet, der Mittelwert stellt sich etwas kleiner. Erst wenn man für die Rechnung Beanspruchungen von 121 kg/qcm für den Beton im Gebrauchsfall zuläßt, sinkt die Sicherheit erheblich und hier zwar nach dem Verhältnis 3,73 : 2,32 oder von 100 auf 62.

Programmpunkt III.

Unterschied der Sicherheit des Eisenbetonträgers bei Verwendung von **Gabbro** gegenüber **Ziegelschmolz** für Zubereitung des Betons.

Die Braunschweiger Ziegeleigesellschaft stellte mir einen Beitrag an Mitteln zur Verfügung, um meine Versuche auch auf Beton, hergestellt aus Ziegelschmolz-Brocken, auszudehnen und zwar an den 5 Platten III/1, II/4, 5, 6 und III/2. Platte III/1 erhielt kein Eisen, die übrigen Platten von dem üblichen Verhältnis auf den 5,33fachen Betrag zunehmenden Eisenquerschnittes.

Gegenüber Gabbroschrotten-Betonplatten zeigten diese Versuchsträger keinen klar hervortretenden Minderwert an Sicherheit.

Bei Gabbro-Beton ergaben, wie vorstehend, die Plattenträger bei 39,4—61,3 kg/qcm der Berechnung zu Grunde gelegter Betonbeanspruchung im Mittel 3,48fache Sicherheit. Bei Ziegelschmolz-Beton zeigte hingegen

die Platte II/4 $n_4 = 3,73$ fache Sicherheit,

also etwas mehr. Dies wird als ein Zufall aufgefaßt, da bei höheren Werten zu Grunde gelegter Betonbeanspruchung das Verhältnis sich bei den Platten II/5 u. 6 umkehrt.

Bei 39,4 bis 61,3 kg/qcm betrug die Sicherheit bei Gabbro im Mittel von 5 Versuchen $n_4 = 3,48$, hingegen bei Ziegelschmolz im Mittel von 3 Versuchen $n_4 = 3,53$, also etwa denselben, oder vielmehr einen um ein Geringes höheren Betrag an Sicherheit.

Dabei war die Würfelfestigkeit von

Gabbrobrocken-Beton 174 kg/qcm,
Ziegelschmolz- - 154 -

siehe B 3 c β .

Der Einfluß größerer oder etwas geringerer Druckfestigkeit des Betons verschwindet also bei Plattenträgern, welche mit 1000 kg/qcm im Eisen und 30 bis 60 kg/qcm im Beton berechnet und konstruiert sind, da ihre Zerstörung dann doch fast ausschließlich durch das Nachgeben des Eisens, d. h. durch seine zu große Dehnung herbeigeführt wird. Das zeigt folgende Zusammenstellung recht deutlich, welche die Sicherheit des Trägers in ihrer Abhängigkeit von der gewählten Eisenbeanspruchung veranschaulicht.

Programmpunkt IV.

Die Trägersicherheit in ihrer Abhängigkeit von der Eisenbeanspruchung.

Nachstehende Zusammenstellung bietet die Werte der Trägersicherheit, welche sich für Plattenträger bei Wahl verschiedener Eisenbeanspruchungen σ_e aber gleicher Betonbeanspruchungen σ_b ergaben.

Zusammenstellung.

Bezeichnung des Plattenträgers	$\sigma_b = 40$ kg/qcm	σ_e in kg/qcm	Bruchsicherheit n_4	Bemerkungen
III/4	40 kg/qcm	1193 kg/qcm	3,45	
II/4 und III/3	40 -	1003 -	3,65	
II/2 - II/5	40 -	841 -	4,09	
II/1	40 -	808 -	4,22	
II/6	40 -	599 -	4,76	
III/2	40 -	330 -	6,58	

Man ersieht aus vorstehender Zusammenstellung, daß die Sicherheit eines Plattenträgers ohne Änderung seiner äußeren Abmessungen und ohne Änderung der Beschaffenheit des Betonmaterials durch Wahl geringerer Beanspruchung im Eisen, also durch Benutzung stärkerer Eisenquerschnitte sich erhöhen läßt.

Diese Tatsache liefert einen Beweis dafür, daß der Eisengurt das weitaus schwächste Bauglied des Verbundträgers bildet. Der Beton-Druckgurt der hier verwendeten Mischung 1:3:3 bot nach 8 Wochen Erhärtungsdauer etwa 2,6fach größere Sicherheit als das Eisen, wenn für den Beton 40 und für das Eisen 1000 kg/qcm Materialbeanspruchung bei Berechnung des Trägers zugelassen worden ist.

Programmpunkt V.

Das Verhalten von **Stahleinlagen** gegenüber Einlagen von **Eisen**.

Zwei Platten III/5 und III/6 (Abb. 21 und 22) haben Stahleinlagen erhalten, ihnen sind zwei andere Platten III/3 und III/4 (Abb. 19 u. 20) gegenüber gestellt, welche Eiseneinlagen aufweisen.

Platten mit Eiseneinlagen:

$$\text{Gabbro-Beton} \left\{ \begin{array}{l} \text{Platte III/3, } \sigma_b = 39,9 \text{ kg/qcm, } \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm, } n_4 = 3,47, \\ \text{ - III/4, } \sigma_b = 40,3 \text{ - } \sigma_e = 1200 \text{ - } n_4 = 3,22. \end{array} \right.$$

Platten mit Stahleinlagen:

$$\text{Gabbro-Beton} \left\{ \begin{array}{l} \text{Platte III/5, } \sigma_b = 36,2 \text{ kg/qcm, } \sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm, } n_4 = 3,58, \\ \text{ - III/6, } \sigma_b = 40,2 \text{ - } \sigma_e = 1500 \text{ - } n_4 = 3,03. \end{array} \right.$$

Aus den Werten der Platten 3 u. 5 ergibt sich für Stahl bei gleicher Materialbeanspruchung von Stahl und von Eisen eine $\frac{n_s}{n_e}$ fach größere Sicherheit als bei Eiseneinlagen.

$$\frac{n_s}{n_e} = \frac{3,58 \cdot 1200}{3,47 \cdot 1000} = 1,24 \text{ fach größere Sicherheit.}$$

Aus den Werten der Platten 4 und 6:

$$\frac{n_s}{n_e} = \frac{3,03 \cdot 1500}{3,22 \cdot 1200} = 1,18 \text{ fach größere Sicherheit.}$$

$$\text{Mittelwert: } \frac{1,24 + 1,18}{2} = 1,21.$$

Bei gleichem Querschnitt der Stahl- oder Eiseneinlagen und unter im übrigen gleichen Verhältnissen zeigte der Träger mit Stahleinlagen also 1,21fach größere Sicherheit als der Plattenträger mit Eiseneinlagen.

Es bleibt dies Verhältnis etwas unter dem Verhältnis der Beanspruchung von Stahl und Eisen an der Fließgrenze oder Grenze starker Dehnung. Dies Verhältnis der Fließgrenze für Stahl und Eisen beträgt:

$$\frac{4367}{3323} = 1,31.$$

Programmpunkt VI.

Das Verhalten einer **Platte ohne Eiseneinlage**.

Der Plattenträger III/1 hat keine Eiseneinlage erhalten; aus der Formel:

$$\frac{b h^2}{6} \cdot \sigma_b = M$$

ermittelt, zeigte der Beton dieser Platte, aus Ziegelschmolz hergestellt, die Materialbruchfestigkeit:

$$\sigma_b = 16,25 \text{ kg/qcm.}$$

Das Verhalten dieser Platte ist im Abschnitt B 3 I d und e eingehender erörtert; vergl. ferner das Protokoll.

Programmpunkt VII.

An allen Plattenträgern ist das Auftreten der ersten und weiterer Ribbildungen sorgfältig beobachtet. Darüber geben die hier beigelegten Protokolle Aufschluß und die Zusammenstellungen im Abschnitt A 12 und B 9 bis B 14.

Programmpunkt VIII.

Die Form der Eiseneinlage (Abb. 23, 24, 87 u. 88).

Abbildungen 23 und 24 zeigen die Art der verwendeten Eiseneinlagen. Bei den Platten der Reihen I und II (Abb. 23) sind die Eisen nach Art eines Parabelbogens

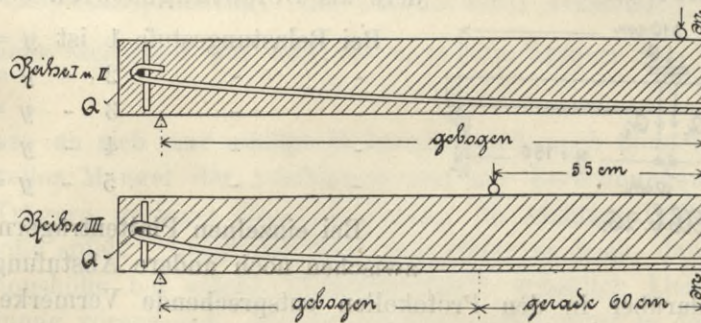


Abb. 23 u. 24.

Form der Eiseneinlagen, *M-M* Plattenmitte.

geformt, dessen tiefster Punkt sich in der Trägermitte befindet, so daß dort der Träger ein größtes Widerstandsmoment besitzt. Bei Reihe III sind Eiseneinlagen verwendet, welche in ihrer mittleren Strecke auf 1200 mm Länge gerade gehalten sind und sich erst dann gegen die Trägerenden hin anheben. Hierdurch ist erreicht, daß die Plattenträger Reihe III auf ihrer mittleren Strecke, an welcher die Messung mit den Dehnungszeigern erfolgte, ein unveränderliches Widerstandsmoment besitzen. Auf dieser Strecke entstanden daher auch gleiche Eisenspannungen bei denjenigen Belastungen, welche auf dieser Meßstrecke ein örtlich gleiches Angriffsmoment erzeugten. Das war wichtig, um aus den Dehnungsmessungen Rückschlüsse auf das elastische Verhalten des Materials zu gestatten.

Das Anheben der Eisen gegen die Trägerenden hin ist von Vorteil, da das Eisen dann einen Teil der Vertikalkraft aufnimmt und der Beton dabei weniger auf ein Abscheren beansprucht ist.

Über die Befestigung der Eisenenden ist hier im Abschnitt A 8 berichtet. Nur die Platte I/2 hat 2 Eisen *Q*, vergl. Abb. 10, alle übrigen Platten haben nur eins erhalten.

Über die Begründung einer Anwendung der sicheren Befestigung der Eisenenden im Beton siehe hier A 8 und B 1.

5. Erläuterung der Belastungsstufen.

Die Belastung erfolgte stufenweise in doppelter Art.

Einmal durch Steigerung der Belastung ohne Änderung des Ortes eines Angriffes derselben, also durch Erhöhung der Last Q ohne Lagenänderung der Druckwalzen A und B , auf welche sich der Druck Q verteilt.

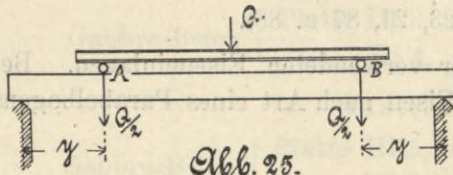


Abb. 25.

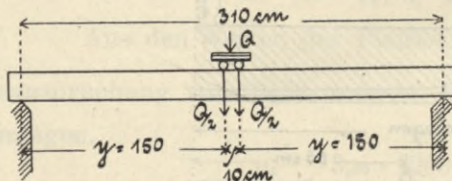


Abb. 26.

Weiter ist aber eine stufenweise Steigerung der Last dadurch herbeigeführt, daß die Übertragungswalzen A und B in ihrer Lage verschoben, d. h. der Wert y gesteigert wurde. Die so entstehenden Stufen sind im Protokoll insbesondere als Belastungsstufen bezeichnet.

Bei Belastungsstufe 1	ist	$y = 30$ cm,
-	-	2 - $y = 60$ -
-	-	3 - $y = 90$ -
-	-	4 - $y = 120$ (100) cm,
-	-	5 - $y = 150$ cm.

Bei einzelnen Plattenträgern sind auch dazwischen noch andere Abstufungen der Werte y vorgenommen, darüber in den Protokollen entsprechende Vermerke gemacht sind; z. B. ist bei Platte III/3 statt $y = 120$ gewählt $y = 100$.

Die Steigerung der Belastung innerhalb einer Belastungsstufe geschah wie folgt:

Es wurde zunächst der leere eiserne Kasten verwendet . . . $Q = 1229$ kg,

darauf ist Wasser in den Kasten gelassen und zwar jeweils

eine Faßfüllung = 170 Liter, bezeichnet mit $q = 170$ -

Es bedeuten mithin $10q$ ein Gewicht, bestehend aus demjenigen des Kastens = 1229 kg, vermehrt um $10 \cdot 170 = 1700$ kg, mithin im ganzen:

$$1229 + 1700 \text{ kg} = 2929 \text{ kg.}$$

Dann wurden Betonklötze benutzt, bezeichnet mit Kl , deren Gewicht einzeln festgestellt und auf dem Klotz vermerkt ist. Jeder Klotz wog etwa 33 kg. In einzelnen Zeitabschnitten sind diese Gewichte revidiert und soweit kleine Abweichungen eingetreten waren, diese berücksichtigt.

Bisweilen ist zum Schluß die Wasserfüllung des Kastens nochmals vermehrt, da sich durch diese Belastungsart eine allmähliche Steigerung der Last erreichen ließ.

Bei 3 Platten mußten auch Sandsäcke als Belastungsmaterial verwendet werden, deren Gewicht unmittelbar vor der Benutzung festgestellt und hernach nochmals verglichen ist.

Außer diesen Lasten ist bei Ermittlung des am Träger wirkenden Angriffsmomentes das Moment des Eigengewichtes der Platte, sowie der Eisenteile, Hölzer oder Walzen usw. berücksichtigt, welche zur Übertragung der Mittellast auf die zur Erzeugung der vorn beschriebenen Laststufen erforderlichen Lastpunkte benutzt wurden.

6. Vorgang der Zerstörung des Eisenbetonträgers bei stattfindendem Bruch und Bruchsicherheit desselben.

Es wird in der Folge gezeigt, daß hier bei den gewählten üblichen Materialbeanspruchungen die Zerstörung von Eisenbeton-Trägern nur infolge einer Überanstrengung des Eisens erfolgte, welche dann eintritt, wenn die Eisenbeanspruchung die Fließgrenze (Proportionalitätsgrenze der Dehnung) überschreitet. Alsdann reckt sich das Eisen in der Folge 100—200fach stärker, als der Beton zu ertragen vermag. Der Träger biegt sich dabei sehr stark durch; er knickt zusammen. Das Eisen reißt dabei zwar nicht, seine begrenzte Widerstandsfähigkeit ist aber doch die Ursache des Zusammenbruches der Konstruktion. Hier, wo die Fließgrenze bei 3323 kg/qcm Zugbeanspruchung lag, wiesen die Eisenbetonträger im Untergurt, bei Zulassung von 1200 kg/qcm Eisenbeanspruchung, im Gebrauchsfall verstanden, mithin nur $n = \frac{3323}{1200} = 2,77$ fache Sicherheit auf und bei $\sigma_e = 1000$ kg/qcm $n = \frac{3323}{1000} = 3,32$ fache Sicherheit.

Aber diese an sich nur mäßige Sicherheit wird noch nicht einmal immer erreicht, da bisweilen Mängel der Ausführung und der Berechnungsweise hinzutreten, zumal da bei Trägern geringer Höhenabmessung die richtige Höhenlage der Eisen eine wichtige Rolle spielt. Liegt das Eisen nur etwas zu hoch, dann fällt die wirksame Konstruktionshöhe bei solchen Trägern gleich erheblich kleiner aus, als die statische Berechnung voraussetzt. Ferner kommen auch Mängel in der Verbindung der Eisen sowohl untereinander, im Stoß, als auch mit dem Beton nicht selten vor; liegen doch in dieser Hinsicht keine ausreichenden Versuche vor; sie sind aber in Aussicht genommen. Endlich werden bei der Berechnung zuweilen unzutreffende Annahmen gemacht, indem z. B. mit Einspannung dort gerechnet wird, wo diese fehlt oder nur unvollkommen vorhanden ist. Auch wird nicht immer untersucht, wie weit sich ein negatives Moment über die Länge des Trägers hin erstreckt.

7. Das Berechnungsverfahren.

Das amtliche Berechnungsverfahren, welches zwar fraglos einen wesentlichen Schritt vorwärts in der Ausbildung der Theorie des Eisenbeton-Baues bedeutet, ist aber für das Baugewerbe so umständlich und zeitraubend und zudem undurchsichtig, daß es bei seiner Anwendung den Konstrukteur dazu treibt, über wichtige Konstruktionsfragen zu eilig hinwegzugehen, da er für die unnötig umständlichen statischen Berechnungen seine verfügbare Zeit verausgabt hat.

Ich bin daher bestrebt, in der Folge zu zeigen, daß für das Gewerbe keine Veranlassung vorliegt, das amtliche Berechnungsverfahren so beizubehalten. Es ist durch einfachere Methoden der Berechnung zu ersetzen, wie solche z. B. hier B 15 besprochen sind. Es ist ausreichend, wenn die benutzte Formel die Eisenbeanspruchung genau und die Betonbeanspruchung auf 5 oder 10 % genau ergibt, so daß ein Träger von geforderter Sicherheit entsteht. Letzteres genügt, da bei dem Beton mit einer besonders großen Sicherheit gerechnet wird. Die verwendeten Formeln haben durch das

Bestreben, eine große Genauigkeit zu erzielen, eine recht unbequeme Form erhalten. Es ist aber im Gewerbe keineswegs erforderlich, die Betondruckbeanspruchung sehr genau zu kennen.

8. Die Sicherheit der einzelnen Trägerteile.

Um Vorstehendes erweisen zu können, mußte ich den Begriff der Sicherheit zergliedern und zwar zerlegen in die Sicherheit der einzelnen Trägerteile, insbesondere des Ober- und Untergurtes und des Trägers als Ganzes. Um ferner nicht zu viel unbekannte Größen in der Betrachtung zu haben, machte ich die Sicherheit der Verbindung von Eisen und Beton an den Trägereauflagern durch Ausbildung der Eisendenen zu Haken und durch Anwendung von Splinten (Abb. 9, 10, 27, 87 und 88) so groß, daß eine Trennung der Eiseneinlagen vom Beton dort ausgeschlossen war. Somit blieben als veränderliche Größenwerte der Sicherheit am Träger nur diejenigen des Obergurtes und des Untergurtes übrig. In der Folge ist nun dargetan, daß der Beton unter gewöhnlichen Verhältnissen bei Verwendung von $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$ Zugbeanspruchung

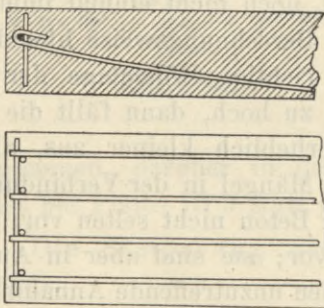


Abb. 27.

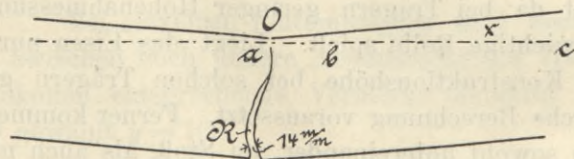


Abb. 28.

in der Eiseneinlage und $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ Kantenpressung im Beton etwa $n = 8$ bis 9fache Sicherheit*) gegen Zerdrücken aufweist, während das Eisen nur $n = 2,75$ fache

*) Dabei ist vorausgesetzt, daß der Beton zur Zeit der Belastungsprobe eine Würfelfestigkeit von etwa $153,7 \text{ kg/qcm}$ bei Ziegelschmolz-Beton und $173,3 \text{ kg/qcm}$ bei Gabbro-Beton (siehe B 3 c β) besitzt. Das ist der Druck, bei welchem eine völlige Zerstörung des Betons erfolgt, während das Protokoll der mechanischen Versuchsanstalt nur den kleineren Wert beginnender Absplitterung ergibt. Weiter unten ist ausgeführt, daß aber die Zerstörung des Betons am Träger bei einer Kantenpressung, welche jenen größeren Werten gleich ist, noch nicht eintritt, sondern erst später, nämlich bei etwa 245 kg/qcm Kantenbeanspruchung. Ein Unterschied hinsichtlich des Verhaltens von Gabbro gegenüber Ziegelschmolzbeton ist hinsichtlich dieser Zahl aus den Versuchsergebnissen nicht zu erkennen gewesen.

Ferner ist zu beachten, daß im Gebrauchsfall, d. h. bei 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung, die Betonkantenpressung erst 28 kg/qcm und nicht 40 kg/qcm beträgt, wenn letzterer Wert der Berechnung nach dem amtlichen Verfahren zu Grunde gelegt worden ist. So ergibt sich $n = \frac{245}{28} = 8,8$, was oben als 8 bis 9 bezeichnet ist.

Beispiel.

Platte III/4. Als Beispiel sei auf den Plattenträger Abb. 28 hingewiesen. Zu Beginn der Belastung lag die Nulllinie fast 11 cm unter Trägeroberkante. Bei 2900 kg/qcm Eisenbeanspruchung

Sicherheit bietet. Da nun das Nachgeben des Eisengurtes erst dann eine Zertrümmerung im Gefolge hat, wenn die Nulllinie bis nahe an die Trägeroberkante gerückt wird, so tritt die gänzliche Zerstörung des Trägers erst bei einer etwa 2,9fachen Überlastung ein.

Der große Gegensatz der Sicherheitszahlen 8 und 2,9 beweist, daß es unnötig ist, die Betonbeanspruchung genau zu ermitteln. Es ist einerlei, ob der Beton im Gebrauchsfall 36,40 oder 40 kg/qcm erhält, wenn nur genug Eisen vorhanden und dieses ferner sorgfältig mit der Betonmasse des Trägers verbunden ist.

Daher ist auch das im amtlichen Berechnungsverfahren zum Ausdruck gelangende Bemühen, „die Beton-Druckbeanspruchung genau zu ermitteln“, vom Standpunkt des Gewerbes aus betrachtet, nicht begründet. Einfachere Berechnungsverfahren genügen, wenn sie nur die Eisenbeanspruchung hinreichend genau und die Betonbeanspruchung ziemlich genau geben.

Das erhellt recht deutlich aus folgender Darlegung.

9. Einfluß der Betonbeanspruchung auf die Sicherheit eines nach dem amtlichen Verfahren berechneten und bemessenen Plattenträgers.

Wäre bei Verwendung von gutem Beton (Mischung 1 : 3 : 3) der Umstand, ob mit 30, 40 oder 60 kg/qcm Betonbeanspruchung zur Bestimmung der Abmessungen eines Eisenbeton-Trägers gerechnet wird, von sehr wesentlicher Bedeutung, dann müßte die Sicherheit eines unter Zulassung von 60 kg/qcm Betonbeanspruchung bemessenen Trägers erheblich kleiner sein als bei Zulassung von nur 40 oder 20 kg/qcm, beides unter Benutzung von 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung. Das ist aber nicht der Fall.

In der Aufstellung S. 12 ist z. B. gezeigt, daß bei einer Steigerung der für die Berechnung zu Grunde gelegten Betonbeanspruchung von 39,4 auf 61,3 kg/qcm die Sicherheit der Konstruktion nicht in allen Fällen zurückgeht, vielmehr steigt bei Gabbro-Beton (letzte Spalte der Zusammenstellung) die Sicherheit dabei etwas und zwar von 3,39 auf 3,61, mithin $\frac{(3,61-3,39)}{3,39} \cdot 100 = 6\%$, während sie bei Verwendung von Ziegelschmolzbrocken für den Beton dabei von 3,73 auf 3,34, also um $\frac{(3,73-3,34)}{3,73} \cdot 100 = 11\%$ zurückging. Bei dem besseren Beton bietet also ein nach amtlichen Vorschriften mit 50 % höherer Betonbeanspruchung berechneter Plattenträger in diesem Fall eine etwas höhere Sicherheit als ein mit der geringeren Betonbeanspruchung berechneter Plattenträger, beides unter Annahme von 1000 kg/qcm als Rechnungsgrundlage für das Eisen. Bei dem etwas weniger festen Beton aus Ziegelschmolz führte

lag dieselbe nur noch in $x = 5,9$ cm Tiefe. Dann, als der Riß R sich bildete, weil das Eisen an dieser Stelle über die Fließgrenze hinaus beansprucht war, entstand am Ort O ein Knick in der Platte. Auf der Meßstrecke bc verblieb die Nulllinie in ziemlich tiefer Lage, so daß sich dort keine großen Betonbeanspruchungen einstellten, und dort nur etwa den Wert 132 kg/qcm erreichten. Am Ort des Knickes hob sich aber die Nulllinie bis nahe an die Betonoberkante, und hier verblieb nur noch eine ganz schmale Druckzone, in welcher die Beanspruchung über 245 kg/qcm stieg. Der Mörtel wurde dort zertrümmert und Stein legte sich an Stein. In diesem Zustande hätte der Träger noch eine Steigerung der Belastung aushalten können, wenn das Eisen nicht nachgegeben haben würde.

eine Vermehrung der Rechnungsbeanspruchung des Betons um 50 % allerdings doch zu einer Herabminderung der Sicherheit, aber nur um 11 %. Als Ursache dieser Erscheinung, fehlender oder nur geringer Abnahme der Trägersicherheit bei Übergang zu größerer Beanspruchung, ist der Umstand anzuführen, daß kleine, bei Berechnung der Plattenträger zugelassene Betonbeanspruchungen dicke Platten mit wenig Eisenquerschnitt ergeben; diese sind aber nicht sonderlich sicher, da das Nachgeben des Eisens die eigentliche erste Ursache für den nachfolgenden Bruch der Betoneisenkonstruktion bildet und die erwähnte Schwächung des Eisenquerschnittes daher die Trägersicherheit nicht günstig beeinflußt.

Weitere Aufschlüsse ähnlicher Art bietet die Zusammenstellung Abschnitt B 9 b.

Bei minderwertigem Beton sinkt naturgemäß die Trägersicherheit weit erheblicher als oben angegeben ist, sobald man höhere Betonbeanspruchungen als $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ im Gebrauchsfall zuläßt.

Hieraus folgere ich nun, daß eine sehr genaue Berechnung der Betondruckbeanspruchung für Eisenbetonträger belanglos ist. Es genügt ein gekürztes Berechnungsverfahren, dessen Genauigkeit hinsichtlich der Betonbeanspruchung eine ausreichende Annäherung bietet. Es ist aber Gewicht zu legen auf die Herstellung guten Betons.

Weiter sind die Vorzüge einer Bauweise, bei welcher mit nur mäßig hohen Betonbeanspruchungen, z. B. mit nur 40 kg/qcm gerechnet ist, im folgenden Abschnitt hervorgehoben. Ausnahmsweise wird man aber bei besonders sorgfältiger Zubereitung des Betons auch über den Wert 40 hinausgehen dürfen.

10. Vorzüge eines Trägers mit größerer Sicherheit im Betondruckgurt als im gezogenen Eisen.

(Siehe auch S. 18 u. 19.)

Die Festigkeit eines Materials ist Schwankungen unterworfen. Bei den verwendeten Handels-Rundeisen variierte z. B. die Beanspruchung an der Fließgrenze zwischen 3250 und 3410 kg/qcm. Da nun diese Variationen beim Beton größer sind und derselbe, da er auf der Baustelle hergestellt wird, sich auf seine Festigkeit nicht im Vorwege, wie dieses bei Eisen möglich, prüfen läßt, so ist in dieser Beziehung Vorsicht geboten, denn die Betonwürfelproben schwankten um 20—40 % in ihrer Druckfestigkeit.

Hieraus ist mit Recht die Forderung abzuleiten, daß man im Eisenbetonbau für den Beton mit größerer Sicherheit rechnen muß, als für das Eisen. Man erreicht damit nebenher noch folgenden bedeutenden Vorteil.

Die höhere Sicherheit des Beton-Druckgurttes ermöglicht eine Wanderung der Nulllinie aufwärts, bevor der Träger bricht, und daher kann derselbe ganz erhebliche Verbiegungen aushalten. Starke Risse zeigen sich am Untergurt im Beton, und dennoch bricht der Träger unter dieser Last noch nicht. Erst dann, wenn man trotz solch' auffälliger Zeichen einer vorhandenen Überlastung die Last noch steigern würde, tritt der Bruch ein.

Es gehen dem Bruch also warnende Anzeichen voraus, und das ist sehr wertvoll. Diese Anzeichen einer vorhandenen Gefahr gehen aber dem Bruch nicht oder nur sehr geschwächt voraus, wenn die Sicherheit des Betondruckgurtes nicht größer, sondern nur gleich oder sogar kleiner ist als die der Eiseneinlage, ferner auch dann nicht, wenn die Verbindung zwischen Eisen und Beton eine geringere Sicherheit bietet, als das Eisen in seinem vollen Querschnitt besitzt; es kann der Bruch in solchen Fällen ganz überraschend eintreten.

Ich empfehle daher, nicht allgemein höhere Beanspruchungen als 40 kg/qcm zuzulassen, sondern sage nur aus, daß eine sehr genaue Berechnung des Größenwertes der Betonbeanspruchung im Baugewerbe unnötig ist. Bei einem Beton, welcher nach 8 Wochen Erhärtungsdauer mehr als 160 kg/qcm Druckfestigkeit besitzt, kann man auch mit der Beanspruchung über die Zahl 40 hinausgehen. Dabei ist vorausgesetzt, daß nicht nachteilige Nebenumstände hinzutreten, wie z. B. die Anwendung von Eiseneinlagen in der Druckzone und zwar mit so enger Teilung, daß sie ein sorgfältiges Einstampfen des Betons erschweren und zur Herstellung eines weniger dichten Betonmaterials führen.

11. Wirkung einer Schwächung oder Verletzung des Betondruckgurtes.

Um in einer recht auffälligen Weise darzutun, daß bei einem nach dem amtlichen Verfahren berechneten Träger aus Eisenbeton der Beton-Druckgurt das starke Glied des Trägers bildet, habe ich bei einigen Versuchsplatten den Betonkörper im gedrückten oberen Teil geschwächt.

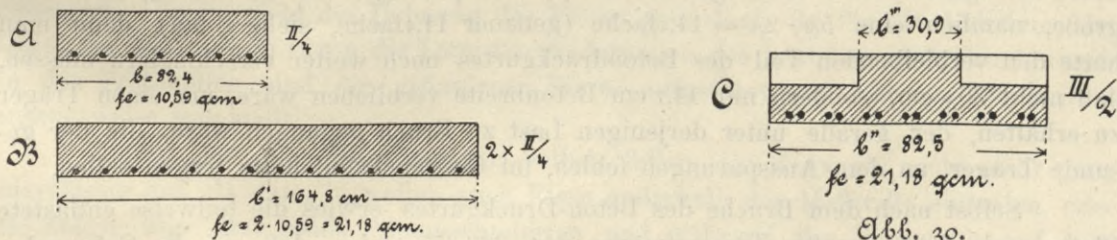


Abb. 29.

Abb. 30.

Eine mit 39,7 kg/qcm Betonbeanspruchung und 1000 kg/qcm Zugbeanspruchung im Eisen berechnete Platte A (vgl. Plattenträger II/4, Abb. 14 u. 29) erreichte diese Spannungen bei einem Angriffsmoment

$$M = 159\,908 \text{ cmkg};$$

ihr Bruchmoment betrug: $M' = 596\,458 \text{ -}$

ihre Bruchsicherheit mithin: $n_1 = \frac{M''}{M} = \frac{596\,458}{159\,908} = 3,73.$

Eine nach denselben Verhältnissen hergestellte gedachte Platte B (Abb. 29), aber von doppelter Breite und doppeltem Eisenquerschnitt, würde das doppelte Bruchmoment $M'' = 2 \cdot 596\,458 = 1\,192\,916 \text{ cmkg}$ besitzen.

Dieser gedachte Plattenträger $B = 2 A$ ist mit einer Platte C (Abb. 30) verglichen, von weit kleinerer Druckgurtbreite, jedoch von gleicher Höhe oder Stärke und



insbesondere auch unter Verwendung von ebensoviel Eisen wie bei *B* konstruiert. Es ist das die Platte III/2; siehe auch Abb. 18.

In diese Platte *C* oder III/2 sind auf 1 m Länge große Aussparungen im oberen Teil des Betons, d. h. in der Druckzone desselben angebracht, so daß nur 30,9 cm Betonbreite verblieben ist (siehe Abb. 18 S. 10), während die Platte *B* 2 · 82,4 cm Breite aufweist. Der Betondruckquerschnitt ist bei *C* gegenüber *B* also nach dem Verhältnis: $\frac{30,9}{164,8} = \frac{1}{5,3}$ vermindert.

Man könnte nun annehmen, daß diese Schwächung auch eine Herabminderung des Bruchmomentes um denselben Betrag zur Folge haben würde. Das aber ist nicht der Fall, da der Beton im Druckgurt bei einer nach dem amtlichen Verfahren unter Annahme der üblichen Werte der Materialbeanspruchungen das weitaus stärkste Bauglied des Verbundträgers bildet.

Der so geschwächte Träger zeigte nämlich ein Bruchmoment $M'' = 683427$ cmkg, und da er in ungeschwächtem Zustande $M = 2 \cdot 159908 = 319816$ cmkg hätte im Gebrauchsfall aushalten müssen, so verblieb ihm immerhin trotz der so weitgehenden Schwächung noch eine Sicherheit von:

$$n_1 = \frac{M''}{M} = \frac{683427}{319816} = 2,1.$$

Die Sicherheit ist also bei der Platte *B*, Abb. 29, in Hinblick auf die Möglichkeit eines Bruches, veranlaßt durch eine Verminderung der Breite des Betondruckgurttes, hier herbeigeführt durch Aussparungen in demselben, eine sehr große, nämlich eine $5,3 \cdot 2,1 = 11,1$ fache (genauer 11,4fache, siehe B 9 a), denn man hätte den verbleibenden Teil des Betondruckgurttes noch weiter verschmälern müssen, daß nicht 30,9 cm, sondern nur 14,7 cm Betonbreite verblieben wäre, um einen Träger zu erhalten, der gerade unter derjenigen Last zu Bruch gegangen wäre, die der gesunde Träger, an dem Aussparungen fehlen, im Gebrauchsfall hätte tragen sollen.

Selbst nach dem Bruche des Beton-Druckgurttes erwies die teilweise entlastete Platte noch ein so großes Tragvermögen von 363 377 cmkg, daß sie die Gebrauchsbeanspruchung in dem vorgeschritten zerstörten Zustande noch mit $n_3 = \frac{363377}{319816} = 1,14$ facher Sicherheit zu ertragen vermochte. Mehrere ähnliche Vergleiche finden sich auch im Abschnitt B 9 a durchgeführt.

12. Rißbildungen und Belastungsproben.

Rißbildungen treten bei genauer Untersuchung des auf Biegung beanspruchten Trägers schon bei mäßigen Eisenbeanspruchungen von 1200—2000 kg/qcm auf, so daß es fraglich erscheint, ob die amtlich zugelassene Probelastung bis zu 2fachem Betrage der Gesamtlast in solcher Höhe beibehalten werden kann. Die Eisenbeanspruchung erreicht dabei ja $2 \times 1000 = 2000$ oder gar $2 \times 1200 = 2400$ kg/qcm Beanspruchung, wofern nicht durch Zufälligkeiten das wirkliche Angriffsmoment kleiner bleibt, als die statische Berechnung erwarten läßt. Abb. 47, 50, 53, 56, 59, 62, 66, 69, 72, 75 und 78

und die Tabelle Abschnitt B 11 c aber zeigen, wie viel Risse bei 2000—2400 kg/qcm Eisenbeanspruchung im Beton auftreten.

13. Überwindung der Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen.

Die Bildung einzelner weiter Risse setzt voraus, daß in deren Nähe der Verband zwischen Eisen und Beton, zuvor durch Anhaften des Eisens am Beton bedingt, nun nicht mehr besteht, denn solange Eisen und Beton durch Haftfähigkeit miteinander verbunden sind, können nur unendlich viele, einander sehr nahe liegende, äußerst zarte Risse entstehen, nicht aber einzelne starke Risse. Bei Bildung der letzteren verschiebt sich das Eisen auf eine erhebliche Erstreckung in den Beton hinein, vom Ort des Risses aus gerechnet, anderenfalls es sich nicht herausziehen würde. Denn nur dann bildet sich ein klaffender Riß. Bei weiterer Belastung wird die Haftfähigkeit des Eisens am Beton auf der ganzen mittleren Strecke überwunden. Es schließen sich dann ältere, zuvor entstandene Risse, während nur noch ein einzelner Riß oder wenige bevorzugte Risse weit klaffen, indem die Eiseneinlage in Richtung nach diesem Ort stärkster Eisenbeanspruchung eine Strecke wandert, im Beton sich verschiebend.

So haben sich z. B. die in Abb. 97 auf Platte III/5 mit Blei angedeuteten Risse nachträglich geschlossen, als der Hauptriß entstand.

14. Vorgenommene Messungen.

Mit Zeigern, welche S. 6 beschrieben sind, ist auf nur einer Trägerseite in Höhe der Trägeroberkante und der Trägerunterkante die Längenveränderung des Betons gemessen. Es ist nicht die Dehnung des Eisens festgelegt, da für die Ableitung der Lage der Nulllinie im Beton die Längenveränderungen des letzteren maßgebend waren. In den Protokollen sind die gefundenen Werte aufgeführt und hier im Abschnitt C auszugsweise mitgeteilt.

Zuletzt, bei dem Bruchvorgang selbst, fallen die Meßwerte nicht mehr ganz zuverlässig aus, da dann bisweilen auch Risse außerhalb der Meßstelle eintraten, oder die Zeiger über ihre Skala hinauswanderten und während der Bewegung auf Null zurückgestellt wurden.

Ferner ist die Durchbiegung zu beiden Seiten des Trägers jeweils gemessen, um aus dem gleichen Gang dieser Zeiger erkennen zu können, ob die Belastung der Träger-Mittellinie, wie erforderlich, wirklich traf. Siehe die Beschreibung S. 5. Selbstredend lagen die Plattenträger an beiden Enden auf Schneiden auf, um die Stützweite genau festlegen zu können und um Einspannung an den Enden zu vermeiden. Auch ist ein bewegliches Auflager durch Anwendung von Rollen ausgeführt; siehe Abb. 4.

Wenn vereinzelt behauptet worden ist, daß Eisenbetonträger, welche mit 1200 kg/qcm Eisenbeanspruchung berechnet sind, mehr als 3fache Sicherheit bei Probelastungen aufgewiesen haben, so liegt dabei jedesmal ein Irrtum vor. Die wirkliche Stützweite war dann infolge eines Eckens der Trägerenden bei Durchbiegung des Trägers kleiner geworden, als die statische Berechnung voraussetzte, oder es traten infolge Unbeweglichkeit der Auflager Gewölbewirkungen hinzu, welche bei niedrigen Auflagermauern erheblich werden können und den schwachen Teil des

Trägers, „das Eisen“ des Untergurtes, entlasten; oder aber es bildeten sich Gewölbspennungen im Belastungsmaterial infolge dichter Packung desselben aus. Ja, ich habe selbst gesehen, daß bei Belastungsproben die Auflagerwände miteinander verankert worden waren, wodurch dann nur ein Zerrbild der zu untersuchenden Vorgänge gewonnen wurde.

15. Die Versuchsprotokolle.

Um den Umfang dieser Schrift zu begrenzen und um die Übersichtlichkeit nicht zu stören, sind die bei Ausführung der Belastungs- und Bruchproben erfolgten Niederschriften hier nur im Auszuge gegeben; sie finden sich im Abschnitt C mitgeteilt; ihre Einrichtung ist daselbst beschrieben. Das Protokoll der Platte II/3 ist etwas ausführlicher gegeben, um daran die Art des Belastungsvorganges und manche Einzelheiten zu zeigen, wie z. B. das Arbeiten der Zeigerapparate, woraus der Leser ein Bild der Fehlergrenzen dieser Meßvorrichtungen gewinnt.

Für die Durchführung wissenschaftlicher Arbeiten mag aber einzelnen Forschern die Kenntnis der Niederschriften in vollem Umfang erwünscht sein. Diese läßt sich alsdann durch Abschrift oder, falls mehr Nachfrage vorhanden ist, durch ein einfaches Vervielfältigungsverfahren verschaffen, und bitte ich den geehrten Leser, sich im Gebrauchsfall dann an mich wenden zu wollen.

16. Die Lage der Nullinie und die ermittelten Spannungen.

Auf den Meßstrecken $P-P_1$ (Abb. 7 S. 6) zeigten die Zeiger Z_o und Z_u die Längenänderungen des Betons an; diese sind mit o und u bezeichnet; Abb. 31.

Die Lage der Nullinie im Abstände x unter Träger-Oberkante ermittelte sich aus der Gleichung:

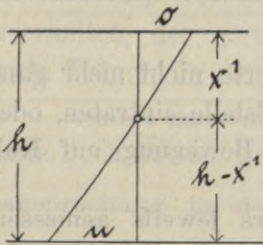


Abb. 31.

$$\frac{x'}{o} = \frac{h - x'}{u}$$

$$x' \cdot u = h o - o x'$$

$$x' = h \cdot \frac{o}{o + u}$$

Die Protokolle Abschnitt C bieten Spalte 9 die nach amtlichem Verfahren ermittelten Werte x und Spalte 10 die in Wirklichkeit etwa eingetretenen Werte x' . Man ersieht aus den Aufzeichnungen, daß im Anfang der wahre Wert x' größer ist als x , daß er aber alsdann gleich x wird, zuletzt aber kleiner als der nach amtlichem Verfahren berechnete Wert ausfällt.

Aus den Werten x und x' sind auch die Spannungen ermittelt, einmal die Rechnungswerte nach dem amtlichen Verfahren, siehe Spalte 11 u. 12, und weiter die annähernd wahren Werte, Spalte 13 u. 14.

Soweit das Eisen in Frage kommt, lassen sich die annähernd wahren Werte erst dann auffinden, wenn Risse im Beton eingetreten sind, und dies auch nur an der Rißstelle.

Vorher, wenn der Beton im unteren Teil des Plattenträgers noch keine Risse aufweist, oder an Strecken, wo zwischen zwei Rissen der Beton noch zugfest ist, nimmt derselbe einen Teil der Zugspannungen auf. In diesem Falle hat das Eisen dann eine geringere Spannung als hier ermittelt ist.

Im Abschnitt B 13 ist versucht, auch für diesen Fall die Eisenbeanspruchung schätzungsweise zu ermitteln. Diese so gewonnenen Werte sind in den Protokollen nicht aufgeführt.

Solange der wahre Wert x' größer bleibt als der aus dem amtlichen Verfahren ermittelte Wert x , weil dann das Eisen im Untergurt durch den noch zugfesten Beton entlastet ist und sich daher weniger dehnt, fällt die Betondruckbeanspruchung im Obergurt natürlich in Wirklichkeit kleiner aus, als der mit dem amtlichen Berechnungsverfahren ermittelte Zahlenwert. Der Unterschied beträgt, wie aus den Protokollen hervorgeht, im Gebrauchsfall von 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung etwa 30 %. Es verteilt sich dann die Spannung des Druckgurtes auf die in Wirklichkeit größere Druckzone x' , als die nach amtlichem Verfahren durchgeführte Berechnung vermuten läßt.

Im übrigen sei auf Abschnitt B 7 (Über die Lage der Nulllinie usw.) und auf die Protokolle Abschnitt C verwiesen.

B. Ausführliche Mitteilung.

1. Das aufgestellte Programm und die Kosten der Versuche.

a) Mein Programm vom Dezember 1902 war ursprünglich umfassender als dasjenige vom Juni 1904. Aus Rücksicht auf die Leitsätze der Stiftung mußten Untersuchungen über die Verwendung von Eisenbeton bei Wasserbauten*) zurückgestellt werden. Auch war inzwischen der Ausschuß für Eisenbeton-Untersuchungen eingesetzt.

Es entstand der Wunsch, nicht nur einzelne wissenschaftliche Fragen zu lösen, sondern ein tunlichst vollständiges Programm über alle erstrebenswerten Untersuchungen auf dem Gebiet des Eisenbetonbaues aufzustellen. Eine Teilung der verfügbaren Mittel wurde hierdurch erforderlich. Ich übernahm die Untersuchung von Plattenträgern, nachdem von mir erklärt worden war, daß ich einige andere Untersuchungen, z. B. diejenigen über Haftfähigkeit des Eisens am Beton, nicht mit den damals nur kleinen dafür in Aussicht genommenen Beträgen würde durchführen können. Begnügt man sich nämlich nicht mit Untersuchungen, welche durch eine gegebene Versuchseinrichtung ohne erhebliche Kosten ausgeführt werden können, fordert

*) Durch Mittel der Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie sind nämlich nur solche Forschungen im besonderen zu unterstützen, welche ein allgemeines, wissenschaftlich- oder wirtschaftlich-technisches Interesse bieten, deren Durchführung aber ferner der Unterstützung durch irgend eine Stiftung bedarf, weil die Ausführung der Untersuchungen anderenfalls unterbleiben müßte. Untersuchungen, deren Durchführung der Staat im Interesse seiner technischen Betriebe allenfalls anzustellen hätte oder auch nur anstellen könnte, um den Fortschritt im Bauwesen nach jener Richtung hin zu ermöglichen, fallen nach dieser Auffassung aus der Reihe obiger Untersuchungen heraus. Hierhin sind auch Forschungen über die zweckmäßige Verwendung von Eisenbeton bei Wasserbauten gerechnet, da im Wasserbau der Staat fast alleiniger Bauherr ist.

man vielmehr die Neubeschaffung von Versuchseinrichtungen, welche dem Sonderfall Rechnung tragen, so stellen sich die Kosten dann naturgemäß gleich weitaus höher.

Untersuchungen über die Haftfähigkeit des Betons am Eisen, wie vorn S. 1 angeführt ist, sind inzwischen von Herrn Professor von Bach durchgeführt, zunächst nur in dem Umfange, wie die vorhandenen Laboratoriums-Einrichtungen in Stuttgart unter Hinzufügung einiger Ergänzungen dieses gestattet haben. Dabei befand sich der Beton im gedrückten Zustande, das Eisen im gezogenen oder bei anderen Versuchen auch im gedrückten Zustande. Im Untergurt des Trägers befindet sich aber der Beton im gezogenen Zustande. Dann ist die Haftfähigkeit des Eisens am Beton kleiner, so daß die von Herrn von Bach abgeleiteten Werte der Haftfähigkeit nicht auf die Verbindung stark gespannter Eisen mit dem Beton der Trägerzugzone angewendet werden dürfen, sondern nur auf Eisen oder Eisenenden, soweit diese der Trägerdruckzone angehören und dort in Beton eingebettet sind, und ferner auf Eisenenden, welche sich über dem Auflager befinden. Siehe die weiteren Untersuchungsergebnisse des Herrn von Bach „Versuche mit Eisenbeton-Balken“ Erster Teil, Heft 39. Die Anstellung ergänzender Untersuchungen über die Haftfähigkeit des Eisens am Beton ist sehr zu empfehlen und zwar für den Fall des gedehnten Zustandes von Beton und Eisen sowohl bei schwacher wie bei starker Dehnung bis zum Zustande entstandener Querrisse im Beton und auch noch bei höheren Eisenbeanspruchungen. Es ist nicht anzunehmen, daß die Haftfähigkeit noch groß ist, wenn erhebliche Rißbildungen im Beton eingetreten sind. Diese wird nämlich mit steigender Eisenbeanspruchung und wachsender Dehnung des Betons auch schon vorher in ihren Werten abnehmen.

Weil über diese Beziehungen noch keine Erfahrungen vorlagen, durfte ich mich bei meinen Untersuchungen mit Platten für die Trägerzugzone nicht auf die Haftfähigkeit des Eisens am Beton allein verlassen.

Die Verbindung der Eisen geschah daher an den Eisenenden, d. h. über den Auflagern durch die Bildung von Haken, sowie durch Lang- und Quersplinte; vergl. Abb. 27, 87 u. 88.

Es galt unter Voraussetzung einer ganz einwandfreien Verbindung der Eisenlagen mit dem Beton einen Höchstbetrag der Platten-Tragfähigkeit zu erzielen und festzustellen, bei welchem Angriffsmoment und bei welchen Materialbeanspruchungen Plattenträger durch zu große Dehnung im Eisen oder durch zu große Kantenpressung im Beton einer Zerstörung anheimfallen, um daraus dann weiter den Sicherheitsgrad der Bauweise abzuleiten; siehe hier Abschnitt B 6 u. 8.

b) Die Kosten und die verfügbaren Geldmittel.

Außer anderen Untersuchungen, welche zum Teil die Verwendung des Betons am und im Wasser betrafen, hatte ich in meinem Programm vom Dezember 1902 für Untersuchungen mit Plattenträgern auszuführen 11 000 *M* vorgesehen und nachgewiesen, daß auch bei einer Aufwendung von nur 6000 *M* schon wertvolle Ergebnisse zu erzielen seien.

Die Kosten stellten sich tatsächlich nun wie folgt:

1. Beschaffung des Versuchsapparates und anderer mit Einrichtung der Arbeitsstelle verbundener Kosten	1810 <i>M</i>
2. Die Herstellung der Versuchskörper, die Ausführung der Versuche und die Ausarbeitung der Versuchsergebnisse bis zum Abschluß des druckfertigen Manuskriptes, einschl. Vergütung für zeitweis mitwirkende technische Hilfskräfte	3980 -
	Kosten zusammen <u>5790 <i>M</i></u>

Die verfügbaren Mittel betragen:

1. Zuwendung von Seiten der Jubiläums-Stiftung der deutschen Industrie	4731 <i>M</i>
2. Von anderer Seite (siehe d. Vorwort S. 2)	600 -
	zusammen <u>5331 -</u>
	Fehlbetrag 459 <i>M</i> ,

dessen Rückvergütung beantragt ist.

2. Ausgeführte Versuche.

(Siehe die Zusammenstellungen Abb. 11—22 S. 9—10.)

Die erforderlichen Versuchs-Vorkehrungen (vergl. Abb. 1—5 S. 4 und Abb. 6—8 sowie die Beschreibung S. 5) sind im Frühjahr 1905 auf dem Hofraum des Mechanischen Laboratoriums der Herzogl. Technischen Hochschule in Braunschweig hergestellt worden. Gleichzeitig wurden die zwei ersten Versuchskörper (Plattenträger) angefertigt. Später folgten noch zwei Reihen, je 6 Versuchsplatten umfassend. Im ganzen sind 14 Platten, davon eine ohne, 11 mit Eisen und 2 mit Stahleinlagen bis zum Bruch belastet worden. Die Ergebnisse der voraufgegangenen Versuchsreihen sind jeweils für die Auswahl der neu herzustellenden Versuchsstücke verwendet. Die letzten Untersuchungen mit Platten gelangten gegen Ende Dezember 1905 zum Abschluß, die letzten Materialproben im Februar 1907.

Die Ergebnisse der Zerreißproben, vorgenommen zur Prüfung des Zementes, sowohl bei Verwendung von Normalsand als auch bei Verwendung von Grubensand sind hier auf S. 33 mitgeteilt, diejenigen über die Druckfestigkeit von Betonwürfeln, aus gleicher Mischung hergestellt, im Alter der untersuchten Plattenträger, sowie auch von höherem Alter sind nachfolgend im Abschnitt 3, S. 30, mitgeteilt.

Die Ergebnisse der Zerreißproben der verwendeten Rundeisen-Einlagen und des benutzten Stahles von quadratischem Querschnitt finden sich S. 34 aufgeführt.

Selbstredend ist Sorge getragen, daß durch Anwendung von Kippauflagern und durch Anwendung eines Rollenauflegers (siehe Abb. 4 u. 82), sowie durch die Art der Belastung (hier Einzellast) am Träger auch wirklich diejenigen Momente und Beanspruchungen auftreten, welche hier in der Folge angegeben sind. Bei den meisten ausgeführten Belastungsproben, welche mehr der Reklame als der strengen Wissenschaft dienen, sind solche Vorsichtsmaßregeln nicht angewendet. Da entstehen z. B. im Belastungsmaterial bei verteilter Last und dichter Packung derselben Gewölbewirkungen am Träger, welche bei fehlendem Rollenaufleger und bei niedrigen Auf-

lagermauern dahin führen, daß die aus einer Belastungsprobe gefolgerten Schlüsse falsch oder wenigstens ungenau sind. Es werden dann höhere Materialbeanspruchungen ermittelt, als in Wirklichkeit aufgetreten sind.

Für jede Belastungsstufe sind die Dehnung der Trägerunterkante, die Zusammendrückung der Oberkante, sowie die Durchbiegung des Trägers gemessen, die Momente berechnet und die Spannungen einmal als theoretische Rechnungswerte, wie sie sich nach dem amtlichen Verfahren der Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen ergeben, abgeleitet, als auch im Gegensatz dazu diejenigen Werte der Beanspruchung ermittelt, welche sich unter Beachtung der wahren Lage der neutralen Faser, d. h. Nulllinie (aus dem Spiel der Längenänderungs-Zeiger gefunden; siehe Abschnitt B 7), ergeben, wenn man gleichfalls im Beton keine Zugspannungen annimmt (vergl. die Protokolle Abschnitt C). Für den Betondruckgurt sind annähernd jene Werte zugleich die wahren Werte, für die Eiseneinlagen*) nur dann, wenn der Beton unten Risse erhalten hat, und auch nur an diesen Rißstellen selbst; vergl. hier B 13). Ferner ist festgestellt, bei welcher Belastung die ersten Risse eingetreten sind; vergl. hier B 9 und 11.

Alle Beobachtungs- und Berechnungsergebnisse sind unter Abschnitt C im Auszuge gegeben. Eine vollständige Wiedergabe der Versuchs-Protokolle hier im Druck wäre zu kostspielig geworden, auch hätte die Übersicht gelitten. Eines der Protokolle ist ausführlicher als die übrigen gehalten, um an diesem die beobachteten Vorgänge bei einem Wechsel von Be- und Entlastung zu zeigen.

Die verwendeten Plattenträger sind seitlich am Hof des mechanischen Laboratoriums im Freien aufbewahrt (vergl. Abb. 83); sie können jederzeit besichtigt werden. Gelegentlich wird an ihnen festgestellt werden, ob sich das Eisen im Beton im allgemeinen gesund erhält und ob das auch dort der Fall ist, wo Risse vorhanden sind, die sich zwar wieder geschlossen haben, aber äußerlich doch noch erkennbar sind.

Die Platten können ferner für weitere Bruchproben Verwendung finden, es bedarf dann nur eines Ausflickens der zertrümmerten Stellen durch Mörtel oder Beton. Die zuletzt geprüfte und zerbrochene Platte ist schon ausgebessert; sie wird in diesem Jahre aufs neue bis zum Bruch belastet werden.

3. Die verwendeten Materialien.

(Proben der benutzten Materialien sind aufbewahrt und können auf Wunsch verabfolgt werden.)

I. Der Beton.

a) Das Mischungsverhältnis betrug in Raumteilen:

1 Zement, 3 Sand, 3 Stein.

*) Bevor Risse im gezogenen Teil des Betons eingetreten sind, teilen sich die Materialien Beton und Eisen in die Zuggurtspannung. Die Versuchsvorkehrungen gestatteten nicht, die Art dieser Verteilung genau festzustellen. Für den Sonderfall des Zustandes unmittelbar vor Eintritt der ersten Risse ist aber der Versuch gemacht, diese Eisenbeanspruchungen durch Rechnung zu ermitteln.

Sand und Steine sind nach Raumteilen bemessen, während das bei dem Zement nur ein erstesmal geschah. Hernach ist jeweils die gleiche Gewichtsmenge Zement für eine jede Mischung benutzt, wie sie ein erstesmal festgestellt worden ist.

Es wurden für eine Mischung jeweils verwendet:

An Zement	77,14 kg,
- Sand	0,1746 cbm,
- Steinschlag	0,1746 -

An Material der ersten Mischung wurden folgende Gewichte festgestellt:

Zement:	1 Raumteil = 0,0582 cbm = 77,14 kg,
Sand:	3 Raumteile = 0,1746 - = 257,22 -
Gabbrosteinschlag: 3	- = 0,1746 - = 277,32 -

Die Steine sind vor ihrer Verwendung gesiebt und dann, um sie zu reinigen, 3mal mit Wasser begossen; sie gelangten also feucht zur Verwendung.

Wasser wurde ferner bei jeder Mischung noch in einer Menge von 40 Litern zugesetzt.

Der Sand war scharfer Grubensand, etwas kiesig; er mußte aber kleiner, vor-handener Lehmklumpen halber vorher gesiebt werden, gelangte aber ungewaschen zur Verwendung.

b) Mischung des Betons:

Der benutzte Beton ist mit Hand gemischt; es wurde zunächst Zement und Sand viermal trocken umgeschaufelt. Bei dem folgenden Umschaukeln sind dann die genäßten Steine hinzugefügt, so daß im Wechsel eine Schaufel voll Zementsandmischung auf je eine Schaufel Steinschlag geworfen ist. Darauf ist das Ganze noch dreimal unter Hinzufügung von Wasser umgeschaufelt. Es ist soviel Wasser verwendet, daß im gestampften Zustand des Betons dessen Oberfläche blank wurde, ohne daß direkt Wasser austrat. Bei der ersten Plattenreihe sind die Steine nur abgespült, bei der zweiten und dritten Reihe sind die Steine auch gesiebt.

c) Das Steinmaterial des Betons, seine Druckfestigkeit und seine Sicherheit gegen Zerdrücken.

α) Das Steinmaterial.

Als Steinschlag gelangte Gabbro und Ziegelschmolz (Brandabfall von Ziegeleien) zur Verwendung. Letzteres Material habe ich deshalb hinzugenommen, um der Annahme zu begegnen, daß die gewonnenen Ergebnisse etwa durch Verwendung eines vorzüglichen Steinmaterials sich ausnahmsweise günstig gestaltet hätten. Es galt zu erweisen, daß auch dies Material, dessen Verwendbarkeit für Beton bei Hochbauten in Frage gestellt war, auf Druck beansprucht, ein ähnlich günstiges Verhalten zeigt.

β) Die Druckfestigkeit des Betons.

Die Zerstörung der Plattenträger erfolgte (siehe S. 31) bei einer angenähert ermittelten wirklichen Kantenpressung σ_b'' im Beton von $\sigma_b'' = 245$ bei Beton mit Gabbrobrocken oder Ziegelschmolz-Brocken; zwischen beiden Betonarten war kein

wesentlicher Unterschied vorhanden. Ziegelbrocken ergaben vielleicht ganz zufällig etwas höhere Werte, was ohne Belang, da diese Zahlen doch nicht genau zu ermitteln sind.

Die Würfelproben ergaben, wie nachstehend ausgeführt ist, eine etwas geringere Druckfestigkeit:

$$\sigma_b = 153,7 \text{ kg/qcm bei Beton aus Ziegelschmolzbrocken und}$$

$$\sigma_b = 173,3 \quad - \quad - \quad - \quad - \quad \text{Gabbrobrocken.}$$

Es sind dies die Druckwerte, bei welchen eine völlige Zerstörung des Würfels erfolgte. Die ersten Rißbildungen am Würfel traten bei etwas kleineren, in dem Protokoll mitgeteilten Druckwerten ein; siehe auch Abschnitt D.

Die Würfelproben von 20 cm Seitenlänge, aus derselben Mischung 1:3:3 hergestellt und von gleichem Alter wie die Plattenträger zur Zeit der Bruchprobe, d. h. im Alter von 56 Tagen oder 8 Wochen, zeigten folgende Festigkeiten σ_b :

bei Verwendung von Ziegelschmolz für den Beton

$$\frac{122 + 151 + 150}{3} = 141 \text{ kg/qcm*},$$

bei Verwendung von Gabbrobrocken

$$\frac{159 + 172 + 147}{3} = 159,3 \quad -$$

Diese Werte erfahren eine Erhöhung um etwa 9 %, wenn man die Zerstörung des Würfels ins Auge faßt, wie festgestellt wurde, da bei jenen Werten sich nur die ersten feinen Rißbildungen und Abblätterungen zeigten.

Wir erhalten dann:

$$\sigma_b \text{ bei Ziegelschmolz als Steinzusatz } 141 \cdot 1,09 = 153,7 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_b \text{ - Gabbrobrocken - - - } 159 \cdot 1,09 = 173,3 \quad -$$

$$\text{Mittel } \sigma_b = 163,5 \text{ kg/qcm.}$$

Man könnte nun geneigt sein, zu schließen, daß ein Träger, welcher nach dem amtlichen Verfahren mit $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ Beton-Druckbeanspruchung berechnet und bemessen ist, im Beton-Druckgurt

$$\text{bei Ziegelschmolz nur } n = \frac{153,7}{40} = 3,94 \text{ fache Sicherheit und}$$

$$\text{- Gabbro - - - } n = \frac{173,3}{40} = 4,33 \quad - \quad -$$

aufweist.

*) Im Alter von 90 Tagen zeigten die Würfel die nachfolgend bezeichneten höheren Druckfestigkeiten:

$$\text{bei Ziegelschmolz } \frac{212 + 226 + 239}{3} = 225,7 \text{ kg/qcm,}$$

$$\text{- Gabbro } \frac{244 + 202}{2} = 223,0 \quad -$$

oder mit Zuschlag von 9 % die Werte 246 und 243 kg/qcm. Diese höheren Werte bei größerem Alter gelangten im vorliegenden Fall bei den Versuchen nicht zur Auswertung; sie zeigten aber, daß die Sicherheit im Beton-Druckgurt bei den Trägern mit zunehmendem Alter der Träger noch erheblich und zwar in dem Zeitraum eines Alters von 56 auf 90 Tagen um noch etwa 50 % gegenüber den hier nachfolgend ermittelten Sicherheitswerten steigt.

Das ist aber nach zwei Richtungen hin unzutreffend. Die Sicherheit ist weit größer, wie das aus nachstehendem hervorgeht.

Einmal beträgt nämlich die Druckbeanspruchung im Beton bei 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung (nach amtlichem Verfahren ermittelt) nicht wirklich 40 kg/qcm, wenn die Berechnung solches ergibt, sondern nur 28 kg/qcm (siehe Abschnitt B 9 II), und weiter erfolgt der Bruch erst bei etwa 245 kg/qcm Betonbeanspruchung, wie unten erörtert ist.

Die Sicherheit des Druckgurtes ermittelte sich mithin für diesen Beton zu:

$$n = \frac{245}{28} = 8,7.$$

Es hat sich gezeigt, daß die Kantenpressung, bei welcher der Träger durch Zertrümmerung des Betons der Zerstörung anheimfällt, wie nachstehend angegeben, weit höher liegt, als die Würfelprobe erwarten läßt.

Angenähert ermittelte wirkliche Beton-Kantenpressungen σ_b'' , welche zur Zerstörung des Beton-Druckgurtes geführt haben**):

Platte II/3 . . .	237,5 kg/qcm mit Gabbrobrocken,
- II/5 . . .	243,9 - - Ziegelschmolz,
- II/6 . . .	248,7 - - -
- III/2 . . .	248,3 - - -
Mittelwert $\sigma_b'' = 1/4 \cdot 978,4 =$	244,6 kg/qcm.

Bei den meisten Versuchskörpern ließ sich dieser Wert nicht ermitteln, weil z. B. die Hauptrißbildung, außerhalb der Versuchsstrecke eintrat, oder die Zeiger zum Schluß sich nicht mehr ablesen ließen, da der Bruch zuletzt zu schnell erfolgte, so daß sich die wirkliche Lage der Nulllinie kurz vor dem Bruch nicht ermitteln ließ.

Die Platten mit Beton aus Ziegelschmolz erduldeten am Träger keine geringere Kantenpressung, bevor sie brachen, als die Platten aus Gabbrobrocken, sondern eine etwas größere Beanspruchung, was ein Zufall gewesen sein mag.

Der große Unterschied in den Werten $\sigma_b = 163,5$ (S. 30) gegenüber oben $\sigma_b'' = 244,6$ kg/qcm mag einmal in dem Umstande begründet sein, daß im Obergurt des Plattenträgers sich nicht so leicht Gleitflächen bilden können, wie in einem Würfel, dessen Material in ganzer Querschnittsfläche einer hohen Pressung ausgesetzt ist. Am Plattenträger ist die äußere Schicht, welche den Meistwert der Pressung erhält, in fester Verbindung mit Material, welches weniger oder keine Druckspannung erhält. Es ist möglich, daß dadurch die Bildung der Gleitebenen auch in der äußersten Faser der Trägeroberkante etwas behindert ist. Es sind übrigens die Werte σ_b'' schwer zu bestimmen, so daß ihre Festlegung noch nicht mit Sicherheit erfolgen konnte.

*) Nach dem amtlichen Rechnungsverfahren ermittelt, ergeben sich kleinere Pressungen, siehe die Protokolle, Spalte 11.

Inwieweit zweitens die Werte σ_b auch dadurch beeinflußt werden, daß bei hohen Betonbeanspruchungen das lineare Verteilungsgesetz (siehe Abb. 32) aufhört zu bestehen und an dessen Stelle ein durch die punktiert eingetragene Linie gekennzeichnetes Verteilungsgesetz der Beanspruchung tritt, ist vor mir nicht festgestellt worden.

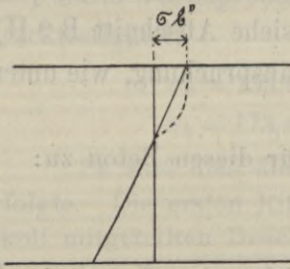


Abb. 32.

Ein zweiter Umstand, welcher dahin wirkt, die Sicherheit des Beton-Druckgurtes gegen Bruch zu erhöhen, ist schon erwähnt; es ist dies die Tatsache, daß bei Platten-trägern die Kantenpressung des Betons im Gebrauchsfall kleiner bleibt, als sich aus dem amtlichen Berechnungs-Verfahren ergibt.

Drittens war in Frage zu ziehen, ob der im Freien lagernde und daher weniger feuchte Beton der Versuchsplatte etwa größere Druckfestigkeit besitzen möchte, als der Beton von den nach Vorschrift unter feuchtem Sand aufzubewahrenden Würfelproben. Es sind daher Würfelproben angefertigt, von welchen je eine Reihe in feuchten Sand eingebettet, die andere bis zur Prüfung an der Luft belassen wurde. Ein Unterschied trat aber nicht klar hervor. Einige Probewürfel der einen oder der anderen Art zeigten etwas mehr Festigkeit.

d) Das elastische Verhalten des Betons.

Die zur Prüfung der Bruchfestigkeit des Betons ausgeführten Messungen sind an der Platte Reihe III No. 1 (ohne Eiseneinlagen) vorgenommen, siehe das Protokoll III/1. Das Alter der Platte betrug 8 Wochen, die Erhärtung erfolgte im Freien von Mitte Oktober bis Mitte Dezember bei etwa 5 Grad Wärme im Mittel. Nur die letzten Tage hatten etwas Frost gebracht.

Mischungsverhältnisse wie vorn beschrieben und zwar 1 Zement, 3 Sand und 3 Ziegelschmolzbrocken.

Bei den Messungen ergaben sich die Werte σ der Zusammenpressung kleiner als die Werte u der Dehnung in der Zugzone, beide an den äußersten Betonkanten, und zwar σ in der Flucht der Oberfläche, u in der Flucht der Unterfläche der Platte gemessen:

Das Verhältnis $m = \frac{u}{\sigma}$ betrug:

$m = 1,16$; zu Beginn der Messung, als die bewegliche Last 1302 kg betrug

$m = 1,17$; als die bewegliche Last 1982 kg betrug

$m = 1,21$; als sie 2492 kg erreicht hatte, und dies zwar etwa 15 Sekunden vor Bruch der Platte;

$m \geq 2,38$; als der Bruch unter der gleichen Last $Q = 2492$ kg erfolgte.

Während der obere Zeiger, welcher die Längenänderung der Druckzone anzeigte, unter der in letzter Minute unverändert gelassenen Belastung sich nicht weiter bewegte, blieb der Dehnungszeiger auf der Unterseite im Wandern. Es wurde noch

die Ablesung 10,0 gemacht, bevor das Eintreten des Bruches in Erscheinung trat. Es besteht hiernach die Wahrscheinlichkeit, daß im Beton zuletzt eine Art fließender Bewegung im Material eintritt, ähnlich wie im Eisen, aber in weitaus geringerem Grade. Besondere Vorkehrungen wären erforderlich, um das genauer festzustellen.

e) Ermittelte Zugfestigkeiten des Mörtels und die Bruchfestigkeit des Betons ohne Eiseneinlage.

Die Zerreißversuche ergaben für Mörtelproben, im Alter von 6 Wochen, Mischung 1 : 3 (Raumteile)

α) als Zugfestigkeit des Mörtels:

$$\begin{aligned}\sigma &= 17,98 \text{ kg/qcm bei Wahl von Normalsand;} \\ \sigma &= 17,48 \quad - \quad - \quad - \quad \text{des Grubensandes,}\end{aligned}$$

welcher für die Herstellung des Betons verwendet wurde.

β) Bruchfestigkeit des Betons.

Die an der Platte III/1 aus Beton von Ziegelschmolzbrocken (siehe vorstehend „d“ und das Protokoll III/1, Abschnitt C) vorgenommene Bruchbelastung ergab als Beton-Bruchfestigkeit einen Wert σ'' nach der Formel:

$$\sigma'' = \frac{M}{W},$$

darin M das Angriffsmoment und $W = \frac{b \cdot h^2}{6}$ das Widerstandsmoment bedeutet. Ferner ist darin h die volle Plattenhöhe und b die Plattenbreite.

Der Versuch ergab $M = 43\,759 \text{ cmkg}$.

Es berechnet sich $W = 2692 \text{ cm}^3$.

$$\text{Mithin: } \sigma'' = \frac{M}{W} = \frac{43\,759}{2692} = 16,25 \text{ kg/qcm.}$$

Die Bruchfestigkeit des Betons erwies sich also im Wert etwas geringer als die Zugfestigkeit des Mörtels, obwohl letzterer nur 6, der Beton aber 8 Wochen Zeit zur Erhärtung gehabt hatte. Das mag aber vielleicht an dem Umstande gelegen haben, daß die Mörtelproben im Sommer angestellt sind, also bei höherer Temperatur abgebunden haben, während die Platte III/1 im Herbst bei einer mittleren Temperatur von nur 5° erhärtete.

II. Das verwendete Eisen- und Stahlmaterial.

(Siehe Protokoll Abschnitt D*).

Zur Aufnahme der Zugspannungen sind im Plattenquerschnitt unten bei 11 Platten Eisenstäbe eingebettet, aus gewöhnlichem Handelsrundeisen bestehend.

*) Die Untersuchung der Betonwürfel und der Eisen- wie Stahlstäbe erfolgte von Herrn Ingenieur Preuß am mechanischen Laboratorium der techn. Hochschule zu Braunschweig.

Dieses zeigte die Elastizitätszahl (Elastizitätsmodul)

$$E = 2\,090\,500 \text{ kg/qcm,}$$

die Beanspruchung an der Fließgrenze betrug:

$$\sigma_e' = 3250\text{—}3410 \text{ kg/qcm und}$$

$$\sigma_e' = 3323 \text{ kg/qcm im Mittel;}$$

die Zerreißfestigkeit:

$$\sigma_e'' = 4550\text{—}4890 \text{ kg/qcm und}$$

$$\sigma_e'' = 4663 \text{ kg/qcm im Mittel aus 3 Proben.}$$

Für den benutzten Stahl ergaben sich diese Werte im Mittel zu:

$$E = 2\,061\,600 \text{ kg/qcm Elastizitätszahl,}$$

$$\sigma_e' = 4\,367 \quad - \quad \text{an der Fließgrenze und}$$

$$\sigma_e'' = 6\,897 \quad - \quad - \quad - \quad \text{Bruchgrenze.}$$

4. An Eisenbetonträgern beobachtete Bruchvorgänge, sowie deren Ursachen und über die Sicherheit von Eisenbetonträgern.

Der Bruch einer Konstruktion wird in erster Linie durch dasjenige Konstruktionsglied hervorgerufen, welches im Gebrauchsfall die geringste Sicherheit aufweist. Bei Steigerung der Belastung über den im Gebrauchszustand erlaubten Betrag hinaus, erleidet jenes Bauglied zuerst denjenigen Grad der Formveränderung, welcher die Zerstörung des Ganzen im Gefolge hat.

Bei einem Plattenträger, nach den amtlichen Vorschriften berechnet, ist jenes minder sichere Bauglied die „Eiseneinlage“, denn sie unterliegt bei der geringfügigsten Überschreitung der Beanspruchung: $\sigma_e = 3323 \text{ kg/qcm}$ (genannt Proportionalitäts- oder Fließgrenze) schon einer ganz unzulässigen Längenänderung. Ein Eisenbetonträger, dessen Untergurt durch besondere Vorrichtungen so stark ausgedehnt wird, bis das Eisen $\sigma = 4663 \text{ kg/qcm}$ Zugbeanspruchung (das ist die Festigkeitsgrenze) erleidet, würde auf je 1 m Gurtlnge im Beton Risse von zusammen etwa 200 mm Breite aufweisen, während die Dehnung bei 3323 kg/qcm Beanspruchung nur $1000 \cdot \frac{3323}{2\,090\,500} = 1,59 \text{ mm}$ beträgt. Bei Steigerung der Beanspruchung vom Betrage der Fließgrenze auf denjenigen der Festigkeitsgrenze wächst die Dehnung also um den $\frac{200}{1,59} = 126$ fachen Betrag.

Die Zugfestigkeit des Eisens läßt sich infolge der hier geschilderten Verhältnisse nicht bis zur Bruchgrenze des Eisens auswerten. In Verbindung mit Eisen treten im Beton schon Risse bei einer Träger-Beanspruchung auf, welche an dessen Unterkante auf 1 m Länge eine Dehnung von 0,14 bis 0,60 mm (im Mittel etwa 0,35 mm) erzeugen. Die Konstruktion hält dann zwar noch, wenn die Eisen im Beton gut befestigt sind, namentlich dann, wenn ihre Enden weit genug in die nicht rissigen, weil nicht auf Zug beanspruchten Teile des Betons hineinreichen. Die Risse nehmen aber bei Überschreitung der Eisenspannungen um ein Weniges über die Fließgrenze hinaus erheblich zu; sie reichen bald nach oben hin fast durch den Beton der Platte hindurch, so daß die ganze Druckspannung des Obergurtes dann durch die Betonkante geht.

Es wächst dabei die Betonpressung (der Druck auf die Flächeneinheit) zuletzt sehr schnell; er würde sich dem Werte „unendlich“ nähern, wenn nicht, veranlaßt durch die allzugroße Kantenpressung, Absplitterungen erfolgten. Es bilden sich zuletzt Gleitebenen im Beton. Keilförmige Scherben blättern ab. Hiermit ist dann aber die Bruchgrenze des Trägers erreicht. Er würde unter der Last, welche diese Zerstörungen veranlaßt, ganz herabstürzen. Wird letzteres verhindert, dann hat er an

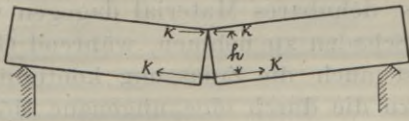


Abb. 33.

Rißbildung bei Überanstrengung des Eisens,
d. h. bei Überschreitung der Fließgrenze.

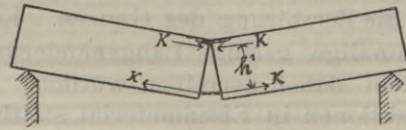


Abb. 34.

Bruch des Trägers.
Druckrisse im Beton.

Tragfähigkeit zunächst nur wenig eingebüßt (Abb. 33), nur so viel, als die theoretische Trägerhöhe sich vermindert hat. Im Zustande (Abb. 34) bei fortgeschrittener Zerstörung hat der Träger schon erheblich an Tragvermögen verloren und zwar im Verhältnis $\frac{h'}{h}$, worin $h' < h$ ist.

An seinem oberen Ende schließt sich der Riß jeweils wieder, wenn der Beton darüber zerdrückt ist und die Last noch weiter wirkt.

Die Größe der Kantenpressung, welcher der Beton im letzten Augenblick vor dem Bruch ausgesetzt ist, läßt sich nur schwer ermitteln, da durch das vorangegangene Auftreten eines starken Risses oder mehrerer Risse die Lage der Nulllinie ohne höchst sorgfältige Messungen nicht zu bestimmen ist. In einem Querschnitt, in dem ein Riß auftritt, entstehen im Obergurt sehr hohe Kantenpressungen, auf den Zwischenstrecken hingegen, auf welchen der Untergurt keinen Riß zeigt, kleinere Kantenpressungen. Es ist nicht versucht worden, die Höchstwerte der Kantenpressungen dieser Strecken zu bestimmen, sondern nur Mittelwerte.

Es zeigte sich, daß der Beton zerdrückt wurde, wenn auf der Meßstrecke die mittlere Kantenpressung den Wert 245 kg/qcm erreichte; vergl. die Angaben S. 31.

Über die sich ergebende Sicherheit der Eisenbetonträger siehe unter B den Abschnitt 8.

5. Über den Wert von weichem, im Gegensatz zu sprödem Baumaterial und über die Abhängigkeit dieser Eigenschaften von der Höhenlage der Fließgrenze zu derjenigen der Bruchgrenze.

Der Umstand, daß bei weichem Eisen die Festigkeitsgrenze erheblich höher liegt als die Fließgrenze und daß jenseits der letzteren das Eisen große Dehnung aufweist, verleiht dem weichen Eisen als Baumaterial besonders wertvolle Eigenschaften.

Es ist dadurch ein mäßiges Biegen des Eisens in kaltem Zustande möglich, ohne daß sogleich der Bruch herbeigeführt wird. Ferner ist bei großer Dehnbarkeit eine Ungleichmäßigkeit in der Verteilung von Zugspannungen über einen Stabquerschnitt weniger gefährlich als bei wenig dehnbarem Material. Entsteht auf diese Weise im weichen Material an einer Kante eine Überanstrengung, dann dehnt sich das Material so lange, bis die anderen Stabfasern an einer Aufnahme der Kraft teilnehmen. Bei wenig dehnbarem Material reißt die überanstrengte Faser, bevor die anderen Fasern hinreichend mitwirken; es reißt alsdann eine Faser nach der andern und schließlich erfolgt die Zerstörung des Ganzen. Ein weiches, dehnbares Material dagegen verträgt eine einmalige, geringe Längenänderung, ohne Schaden zu nehmen, während Gußeisen oder Stein dabei zerreißen würden. Daher ist auch die Zulassung kontinuierlicher Konstruktionen in Eisenmaterial statthaft, wofern die durch eine ungenaue Höhenlage der Auflager oder sonstwie eintretenden, einmaligen Verbiegungen nicht allzugroß ausfallen. Die einmalige Überanstrengung bis zum Betrage der Fließgrenze „3323 kg/qcm“ hinaus schadet nichts.

Eisenbeton-Konstruktionen dürfen nur dann kontinuierlich ausgebildet werden, wenn die durch Ungenauigkeiten der Montage oder sonstwie entstehenden, einmaligen Verbiegungen keine Überanstrengung im Beton hervorzurufen vermögen. Es muß die Pressung im Betondruckgurt bei solchen Konstruktionen auch dann hinreichend tief unter der Bruchgrenze bleiben, wenn im Zuggurt, dem Eisen, durch die Folgen der unbeabsichtigten, einmaligen Verbiegung etwas mehr als 3323 kg/qcm Beanspruchung sich eingestellt hat, denn erst dann beginnt das Eisen sich so zu dehnen, daß der Träger sich den Höhenverhältnissen der Auflager anpassen kann. Dabei ist jedoch die Gefahr der Trennung des Eisens vom Beton vorhanden, so daß dessen Befestigung im Beton in solchen Fällen besonderer Sicherung bedarf.

Bei weichem Material sind kleine, örtliche Verletzungen von geringer Bedeutung. Das gilt auch für Eisenbeton-Konstruktionen, deren ganze Form dadurch nicht wesentlich leiden wird, daß auf ganz kurzer Strecke, z. B. auf die Länge gleich der Breite eines Kerbeinschnittes, der Eisenquerschnitt verkleinert und die Dehnung daher dort vergrößert ist. Bei hartem Stahl ist das aber anders; dieser reißt an solchen Stellen weit leichter.

Bei weichem, jenseits der Fließgrenze sehr dehnbarem Material treten ferner am Bauteil große Verbiegungen und in die Augen fallende Fehler (bei Eisenbeton-Konstruktionen z. B. erhebliche Risse) ein, bevor ein Bruch erfolgt. Das ist ein großer Vorzug solchen Materiales, weil schwere Unfälle dadurch vermieden werden, indem man rechtzeitig die Überlastung erkennen und beseitigen oder Unterstützungen anbringen kann.

Dieser große Vorzug, welcher soliden Eisenbetonbauten auch eigen ist, geht denselben allerdings verloren, sofern nicht der Eisenquerschnitt den schwächsten Teil der Konstruktion bildet, sondern der Beton oder die Verbindung vom gezogenen Eisen mit dem Betondruckgurt. Solche Bauten, insbesondere die letzteren, sind gefährlich, denn sie stürzen bei einer Überlastung plötzlich ohne warnende Anzeichen ein.

Die vorn bezeichneten guten Eigenschaften weicher, jenseits der Fließgrenze stark dehnbarer Materialien*) treten hervor, wenn der Abstand zwischen Fließgrenze und Bruchgrenze nicht allzu klein ist und die Dehnung bei einer Beanspruchung unterhalb der Fließgrenze schon hinreichend bedeutend ausfällt, so daß der Träger schon Risse erhält, bevor der Meistbetrag an Belastung aufgebracht ist, welchen er zu ertragen vermag.

Bei den verwendeten Materialien lagen die bezeichneten Grenzwerte wie folgt:

	Bruchgrenze kg/qcm	Fließgrenze kg/qcm	Verhältnis beider	Dehnung an der Bruchgrenze
Handelsrundeisen Flußeisen	} 4663 im Mittel	3323	1,40	19,25 %
Stahl, Stäbe von quadratischem Querschnitt, ziemlich weich				
	} 6897	4367	1,58	11,65 -

Der Stahl zeigt eine auffallend hohe Festigkeit, was günstig ist, hingegen eine kleinere Bruchdehnung. Diese ist aber immerhin noch weitaus groß genug, um warnende Verbiegungen vor Eintritt der vollständigen Zerstörung bei Stahleisenkonstruktionen zu ermöglichen.

6. Allgemeines über den Grad der Sicherheit und über die Grenze einer Auswertung der Festigkeit von Trägern mit einem Zuggurt aus streckbarem (weichem) Material.

a) Sicherheitsgrad der im Gebrauchsfall am stärksten beanspruchten Materialfaser.

Die an sich wertvolle Eigenschaft von Eisen und weichem Stahl, „in kaltem Zustande kleine Verbiegungen und Längenänderungen zuzulassen, ohne zu brechen“, wodurch beide in hervorragender Weise als Baumaterial und insbesondere bei gezogenen Baugliedern (z. B. für Zuggurtungen) geeignet sind, bedingt andererseits eine Begrenzung ihrer Leistungsfähigkeit derart, daß sich die volle Materialfestigkeit nicht auf ganzer Länge, sondern nur auf kurzen Strecken voll auswerten läßt. Denn bei einer über die Fließgrenze hinausgehenden Beanspruchung des Materials auf ganzer Länge dehnt sich das betreffende Bauglied so bedeutend, daß der Träger bald wie ein Band herabhängt, sich windet (umkippt), d. h. sich auf die Seite legt, und von den Auflagern herabrutscht, bevor die Materialfestigkeitsgrenze als Beanspruchung erreicht ist.

*) Harte Materialien wie Glas oder harter Stahl zeigen diese Eigenschaften nicht; bei ihnen fällt die Fließgrenze ganz nahe an die Bruchgrenze oder mit dieser zusammen, so daß der Vorgang des Fließens nicht hinreichend eintritt. Stäbe aus solchem Material lassen sich nicht durch Verbiegen dauernd in eine andere Form zwingen; sie schnellen wieder in die alte Form zurück, wenn die sie verbiegende Kraft aufhört, da nicht ein Fließen, sondern bei Überanstrengung vielmehr der Bruch eintritt. Die entstehenden Stücke weisen dabei keine Verbiegungen auf. Man nennt solches Material spröde; dasselbe ist für die Herstellung tragender Bauglieder nicht verwendbar, da sein Bruch bei unbeabsichtigt starker einmaliger, aber nicht immer zu vermeidender Verbiegung leicht eintritt.

Die Fließgrenze ist also etwa als äußerste Grenze der für Träger verwendbaren Werte an Materialbeanspruchung aufzufassen. Hieraus ergibt sich, daß für die Kantenfasern, als den am meisten gefährdeten Teilen des Trägers, etwa ein Sicherheitsgrad:

$$n = \frac{3323}{1000} = 3,32$$

erreicht ist, wenn, wie hier, die Fließgrenze des Eisens bei 3323 kg/qcm Materialbeanspruchung liegt und wenn für den Gebrauchsfall mit 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung gerechnet ist.

b) Sicherheitsgrad der ganzen Konstruktion bei eisernen Trägern von rechteckigem oder I-förmigem Querschnitt.

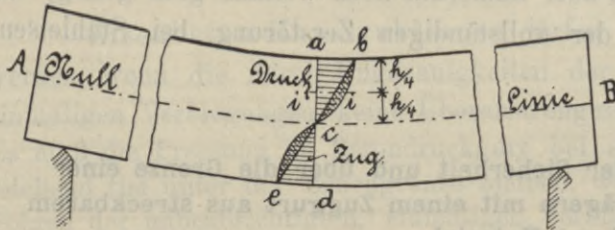


Abb. 35.

Der auf Biegung beanspruchte Stab $A-B$ (Abb. 35) kann vorstehendem entgegen ein etwas größeres Angriffsmoment M'' bei der Probelastung aushalten, bevor er bricht, als der Formel: $M'' = W \cdot \sigma'$ entspricht; darin ist W das für rechteckige Querschnitte aus der Formel:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

abgeleitete Widerstandsmoment und σ' eine Beanspruchung von etwa $\sigma' = 3323$ kg/qcm (die Fließgrenze).

Dies ist durch den Umstand bedingt, daß in obigem Ausdruck für W Materialbeanspruchungen vorausgesetzt sind, welche, an der neutralen Faser (Nullinie) bei c mit Null beginnend, nach der Ober- und Unterfläche des Stabes linear anwachsen. Ihre Größenwerte sind also durch die Längen der horizontalen Schraffur der Dreiecke abc und cde gegeben, während die Beanspruchungen, wenn sie in ihren Werten an den Stabkanten die Fließgrenze um ein Geringes überschreiten, auf die Beträge der größeren, horizontalen Ordinaten des in Abb. 35 bogenförmigen Linienzuges bce anwachsen. Es nehmen also bei fortgesetzter Steigerung der Last und vermehrter Verbiegung die inneren Stabspannungen zu; und um den Betrag des widerstehenden Momentes, welches aus diesem in Abb. 35 kreuzschraffierten Spannungszuwachs sich ergibt, muß man das angreifende Moment M' vermehren, wenn man den Stab noch weiter verbiegen will.

Die Gleichung $M'' = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \sigma'$ ist also bei Steigerung der Werte σ' nicht mehr zutreffend, so bald diese Beträge die Materialfließgrenze überschreiten. Liegt die Fließgrenze, wie bei dem hier benutzten Eisenmaterial bei $\sigma = 3323$ kg/qcm und ist im Gebrauchsfall als erlaubte Beanspruchung mit $\sigma = 1000$ kg/qcm gerechnet, dann ist

nur für die Kantenfasern die Sicherheit $n = \frac{3323}{1000} = 3,32$ erreicht, für das andere Material verbleibt hingegen noch höhere Sicherheit, z. B. bei $i-i$ Abb. 35 die Sicherheit:

$$n = \frac{3323}{500} = 6,65,$$

da dort im Gebrauchsfall dann nur 500 kg/qcm Spannung herrscht.

Träger-Konstruktionen aus weichem Material haben nun die Eigenschaft, daß trotz der großen, weiter gesteigerten Kantendehnung die Kantenspannung nicht wesentlich über den Betrag der Fließgrenze hinaus wächst, wobei an den Kantenfasern noch kein Bruch eintritt, während im Inneren des Stabes bei zunehmender Verbiegung die Spannungen von kleinen Anfangswerten auf etwas höhere Werte gebracht werden, wodurch das widerstehende Moment M'' (Bruchmoment genannt) noch eine Zunahme erfährt.

Es wird $M'' > W \cdot 3323$ kg/qcm.

Die Bruchgrenze des Materiales wird dabei vielleicht noch nicht erreicht. Der Träger verbiegt sich aber zuletzt so stark, daß er vom Auflager herabrutscht oder sonstwie seine ursprüngliche Form so wesentlich verliert, daß er zuletzt an Tragfähigkeit abnimmt und als teilweise zerstört zu betrachten ist. Aber auch dann trägt derselbe vielleicht noch die kleinere ihm im Gebrauchsfall zugemutete Last mit einiger Sicherheit.

Aus dem Bruchmoment $M'' > W \cdot 3323$
und dem Gebrauchsmoment $M = W \cdot 1000$ cmkg

ergibt sich für diesen Träger als Sicherheitszahl

$$n_1 = \frac{M''}{M} = \frac{> W \cdot 3323}{W \cdot 1000}$$

$$n_1 > 3,32.$$

Der Sicherheitsgrad n_1 der Konstruktion als Ganzes ist mithin größer als der Sicherheitsgrad seines gefährdetsten Baugliedes, wenn dieses aus weichem Metall besteht, d. h. hier größer als die Sicherheit der Kantenfasern der Zuggurtung, welche Sicherheit nur den Grad $n = 3,32$ erreicht.

Ähnliche Verhältnisse liegen bei Eisenbetonträgern vor; dort nähert sich aber die Sicherheit der Konstruktion als Ganzes mehr der Sicherheit seines schwächsten Baugliedes (des gezogenen Eisens), da sich dort näher der Nulllinie kein Eisen mehr befindet, welches bei fortschreitender Verbiegung in Spannung geraten könnte. Für den Beton des Druckgurtes der Eisenbetonträger liegt die Bruchsicherheit hingegen weit höher als $n = 3,32$. Durch diesen Überschuß an Sicherheit bei dem Beton gegenüber dem Eisen steigt die Sicherheit des ganzen Trägers über den Wert $n = 3,32$ noch um einen kleinen Betrag, nämlich um etwa 6,6 % auf $n = 1,066 \cdot 3,32 = 3,54$ (s. A S. 12).

7. Zur Lage der Nulllinie und über deren Wanderung im Plattenträger.

a) Erläuterung.

Das in den amtlichen Bestimmungen vorgeschriebene Berechnungsverfahren läßt den Umstand unberücksichtigt, daß der Beton auch Zugspannungen aufzunehmen vermag. Dabei ist von der Voraussetzung ausgegangen, daß bei Überlastungen ein Riß R (vgl. Abb. 28) im unteren Teil des Betons auftreten kann, und daß dann die Eiseneinlage dort allein den Zuggurt bildet und mithin hinreichend stark sein muß, um in diesem Sonderfall die erforderliche Sicherheit zu gewähren.

Da nun aber die Eiseneinlage so stark zu wählen ist, daß im Gebrauchsfall derartige Risse selten vorkommen, so verteilen sich die Zugspannungen im Anfang auf den Beton und auf das Eisen*). Dadurch ist eine Verminderung der Eisenbeanspruchung und infolgedessen ein anderes Verhältnis der Druckbeanspruchung σ_b im Beton der oberen Trägerkante zur Zugbeanspruchung im Eisen bedingt.

Somit wird eine tiefere Lage der Nulllinie herbeigeführt, als sich nach dem amtlichen Berechnungsverfahren ermittelt. Die Zone, in welcher Druck im oberen Teil des Betons auftritt, ist also größer und somit auch die Betonbeanspruchung in der Druckzone kleiner als nach dem amtlichen Berechnungsverfahren zu erwarten wäre; dies aber im Gebrauchsfall nur so lange, als noch keine Rißbildungen im unteren Teil des Betons vorhanden sind. Daher werden Fehler der Ausführung, z. B. Mängel in der Festigkeit des Materiales oder Abweichungen in den Abmessungen verwendeter Eisenstäbe oder des Betonquerschnittes im Gebrauchsfall (ohne Überlastung des Trägers), nicht so leicht eine Gefahr veranlassen, als das nach der statischen Berechnung zu erwarten wäre.

b) Veränderlichkeit in der Höhenlage der Nulllinie.

Beispiel Platte III/3,

berechnet nach den amtlichen Bestimmungen unter Zugrundelegung von $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ Beton-Druckbeanspruchung und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ Zugbeanspruchung in der Eiseneinlage.

Die Nulllinie oder neutrale Faser liegt, nach dem amtlichen Verfahren berechnet, bei allen Laststufen ständig hier in dem Abstände $x = 6,61 \text{ cm}$ unter Oberkante Platte, während dieser Abstand bei den Versuchen (x' genannt) sich anfänglich als erheblich größer erweist; er nähert sich bei zunehmender Belastung aber dem Rechnungswerte, wie nachstehende Zusammenstellung zeigt.

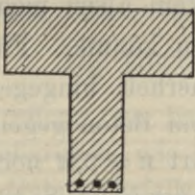


Abb. 36.

*) Bei Plattenbalken (Abb. 36) ist der im Untergurt verwendete Betonquerschnitt hingegen so klein, daß schon im Gebrauchsfall das Verhalten der Plattenbalken den Ergebnissen des amtlichen Berechnungsverfahrens entspricht. Der Plattenbalken zeigt also auch im Betondruckgurt nicht jenes Übermaß an Sicherheit, welches am Plattenträger vorhanden ist.

Zusammenstellung über die
Wanderung der Nulllinie an Plattenträgern bei Zunahme der Belastung.

Lage der Nulllinie ermittelt		Beanspruchungen im				Bemerkungen
nach amtlichem Verfahren x	durch Messung x'	Eisen ermittelt		Beton ermittelt		
		nach amtl. Verfahren σ_e	nach dem Meßwert x' (σ_e)	nach amtl. Verfahren σ_b	nach dem Meßwert x' (σ_b)	
6,61	11,10	479	< 538 *)	19,1	11,90	Der Mittelwert aus mehreren Versuchen betrug 28,0 kg/qcm bei $\sigma_e = 1000$ kg/qcm. Der erste Riß entstand unmittelbar nach $\sigma_e = 1289$ kg/qcm. Bruch.
6,61	10,70	974	< 1066 *)	38,9	26,40	
6,61	8,53	1289	< 1340 *)	51,4	41,45	
6,61	7,13	2604	2630	103,9	97,50	
6,61	7,40	3158	3208	126,1	114,50	
6,61	— **)	3466	— ***)	138,4	— ***)	

Aus vorstehender Tabelle ergibt sich, daß die Nulllinie mit zunehmender Belastung höher rückt. Sie erreicht auch bei Eintritt der ersten Risse, wenn das Eisen in Wirklichkeit an der Rißstelle etwa 1289 kg/qcm amtlich berechneter Zugbeanspruchung besitzt, im Mittel der Meßstrecke von 1,0 m Länge, noch nicht die nach dem amtlichen Berechnungsverfahren berechnete Lage $x = 6,61$ cm unter Oberkante Platte, weil der Beton in der Zugzone auf den Strecken, wo derselbe nicht gerissen ist, noch Zugkräfte aufnimmt.

Es ist hervorzuheben, daß die wirkliche Kanten-Druckbeanspruchung im Beton σ'_b fast nach dem Verhältnis $\left(\frac{x}{x'}\right)$ kleiner ist als die nach dem amtlichen Verfahren ermittelte Beanspruchung σ_b .

$$\text{Denn es ist } \frac{x}{x'} \cdot \sigma_b = \frac{6,61}{11,1} \cdot 19,1 = 11,3$$

$$\text{und in Wirklichkeit } (\sigma_b) = 11,9.$$

Daß die wirkliche Beanspruchung von 11,9 etwas größer ausfällt als der Wert $\frac{x}{x'} \sigma_b = 11,3$ liegt an folgendem Umstande:

Mit Verlegung der Nulllinie nach abwärts rückt die Schwerlinie der Druckzone um $\frac{x' - x}{3}$ nach abwärts. Die Berechnungshöhe H des Trägers wird mithin um den gleichen Betrag kleiner, so daß nach der Gleichung $K = \frac{M}{H}$ die Gurtspannungen mit abnehmendem H wachsen.

Aus diesem Grunde ist auch selbst noch nach Eintritt des ersten Risses am Ort desselben die Eisenbeanspruchung $\sigma'_e = 1340$ kg/qcm etwas größer als die nach amtlichem Verfahren berechnete Spannung $\sigma_e = 1289$ kg/qcm.

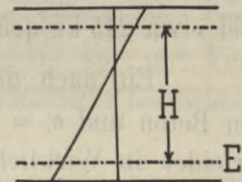


Abb. 37.

Es ist ferner noch zu bemerken:

Zu *) Die wirklichen Eisenbeanspruchungen ließen sich vor Eintritt von Rißbildungen nicht genau ermitteln. Ein Versuch, dies auszuführen, ist im Abschnitt B 13, S. 57 u. 58 gemacht.

Zu **) Unmittelbar vor dem Bruch vollzieht sich die Formveränderung des Trägers in Bruchteilen einer Sekunde also so schnell, daß nur unter Aufwendung besonderer Hilfsmittel sich die Lage der Nulllinie dann noch feststellen läßt.

Zu ***) Die nach amtlichem Verfahren ermittelte Eisenbeanspruchung ergibt für die Bruchlast einen gegen die Wirklichkeit etwas zu großen Wert, da die Nulllinie dann höher liegt, als dieses Verfahren ermittelt. Die Berechnungshöhe H' ist somit dann in Wirklichkeit größer, als das amtliche Verfahren annimmt. Mithin ist $K' = \frac{M}{H'}$ (wirklicher Wert) kleiner als $K = \frac{M}{H}$ (amtlicher Wert).

Die Eisenbeanspruchung ist mithin zum Schluß bei dem Bruch kleiner als 3466 (amtlich ermittelt); sie ist etwa $\sigma_e'' = 3323$ kg/qcm (Wert der Fließgrenze).

Zu ****) Die Betonkantenpressung unmittelbar bei dem Bruch ließ sich nicht genau ermitteln, da die Meßstrecke sich über 1 m Länge ausdehnte, aber zuletzt nur an einem Punkt ein großer Riß auftrat. Während die Nulllinie dann sich im Mittel auf der Meßstrecke nicht sehr erheblich hob, verlegte sich dieselbe am Ort des Hauptrisses, wo der Plattenträger einen Knick zeigte, bis ganz nahe an dessen Oberkante. Die an dieser Knickstelle auftretenden Beanspruchungen konnten nicht ermittelt werden, sondern nur die auf der Meßstrecke von 1,0 m Länge im Mittel auftretenden Kantenpressungen und diese nur an einzelnen Plattenträgern, bei welchen sich im letzten Augenblick unmittelbar vor dem Bruch noch Messungen ausführen ließen. Aus diesen ergaben sich schätzungsweise Beanspruchungen von $\sigma_b'' = 245$ kg/qcm Druck (siehe S. 31).

8. Zusammenstellung erreichter Sicherheitsgrade in den Hauptgliedern der untersuchten Plattenträger.

a) Sicherheit n_1 , oder n_2 im Obergurt.

Obwohl die völlige Zerstörung der Würfelprobe nach 8 Wochen Erhärtungsdauer schon bei 154—173 kg/qcm Pressung erfolgte, trat die Zersplitterung des Obergurtes am Plattenträger bei Verwendung desselben Betons und desselben Alters erst bei etwa 245 kg/qcm Kantenpressung ein, siehe S. 31.

Ein nach dem amtlichen Verfahren mit $\sigma_b = 40$ kg/qcm Druckbeanspruchung im Beton und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm Zugbeanspruchung im Eisen berechneter Plattenträger erleidet in Wirklichkeit bei dem ihm zuzumutenden Maximalmoment, welches jene rechnerischen Spannungen erzeugt, nur $(\sigma_b) = 28$ kg/qcm*).

*) Siehe Protokoll Platte III/3.

1. Es wird also der Obergurt bei dem ihm im Gebrauchsfall zugemuteten Maximalmoment nur dann brechen, wenn seine Beton-Kantenfestigkeit von 245 auf 28 kg/qcm hinabgeht.

Der Obergurt besitzt bei dem hier verwendeten Beton mithin:

$$n_1 = \frac{245}{28} = 8,7\text{fache Sicherheit,}$$

vorausgesetzt, daß auch der Beton im Untergurt, d. h. im unteren Teil der Platte, nicht minderwertig ist.

Ist der Plattenträger mit 40 kg/qcm Betonbeanspruchung, aber 1200 kg/qcm Eisenbeanspruchung berechnet, dann sinkt jene Zahl auf

$$n_1 = \frac{245}{32,2} = 7,6,$$

da die wirkliche Betonbeanspruchung bei 1200 kg/qcm Eisenbeanspruchung dann 32,2 kg/qcm beträgt.

2. Eine Verminderung der Sicherheit des Obergurtes tritt ein, wenn im Untergurt minderwertiger Beton verwendet ist, welcher keine erhebliche Zugfestigkeit besitzt. Es entspricht dann die wirkliche Kantenpressung im Beton der nach amtlichem Verfahren rechnerisch ermittelten Pressung. Die Sicherheit im Obergurt ist dann, einerlei ob der Träger mit 1000 oder 1200 kg/qcm zu Grunde gelegten Eisenbeanspruchung berechnet ist:

$$n_2 = \frac{245}{40} = 6,1,$$

d. h. es muß durch Überlastung oder durch die nachteilige Eigenschaft der sich dehrenden Eiseneinlagen die Betonbeanspruchung auf den 6,1fachen Wert des erlaubten Meistbetrages gestiegen sein, bevor der Obergurt zerdrückt wird. Oder aber, der Beton des Obergurtes müßte nur $\frac{1}{6}$ seiner erwarteten Würfelfestigkeit (hier 173 kg/qcm) besitzen, wenn er unter der ihm zugemuteten Nutzlast zersplittern sollte.

3. Dieselbe Sicherheit $n_2 = 6,1$ bietet der Beton im Obergurt bei der bezeichneten Güte des Betons, wenn in der Zugzone des Betons unten Risse eingetreten sind. Diese treten z. B. fast bei jeder Belastungsprobe ein, sofern diese eine Verdoppelung der Last herbeiführt, siehe S. 56. Derartige Risse heben die Zugfestigkeit des Betons der Zugzone auch dann schon auf, wenn sie nur mit Vergrößerungsglas gefunden werden können und am Bau als nicht vorhanden betrachtet, d. h. überhaupt nicht gefunden werden.

4. Dieselbe Sicherheit $n_2 = 6,1$ bieten im Obergurt bei der beschriebenen Beschaffenheit des Betons Balken und Plattenbalken aus Eisenbeton, wenn sie mit $\sigma_b = 40$ kg/qcm Betonbeanspruchung berechnet sind.

b) Sicherheit n_1 im Untergurt*).

1. Sicherheit bei Gefahr der Überlastung und der Möglichkeit von Rißbildungen im Beton.

Der Untergurt fällt der Zerstörung anheim, wenn die Beanspruchung im Eisen die Fließgrenze überschreitet, welche im vorliegenden Fall den Wert

$$\begin{aligned} \sigma_e'' &= 3323 \text{ kg/qcm bei Handels-Rundeisen} \\ \text{und } \sigma_e'' &= 4367 \quad - \quad - \quad \text{Stahl erreichte.} \end{aligned}$$

Die Zerstörung beruht in diesem Fall nicht auf Bruch, sondern auf Dehnung. Aus der Zugfestigkeit die Sicherheit der Konstruktion herleiten zu wollen, wäre verfehlt.

Theoretisch ermittelt sich die Sicherheit gegen übergroße Dehnung, welche den Zerfall der Eisenbeton-Konstruktion nach sich ziehen würde:

α) bei Verwendung von Eisen:

$$\begin{aligned} n_3 &= \frac{3323}{1200} = 2,77 \text{ bei Zulassung von } 1200 \text{ kg/qcm,} \\ \text{oder } n_3 &= \frac{3323}{1000} = 3,32 \quad - \quad - \quad - \quad 1000 \quad - \end{aligned}$$

β) bei Verwendung von Stahl:

$$\begin{aligned} n_1 &= \frac{4367}{1572} = 2,77 \text{ bei Zulassung von } 1572 \text{ kg/qcm,} \\ \text{oder } n_3 &= \frac{4367}{1310} = 3,32 \quad - \quad - \quad - \quad 1310 \quad - \end{aligned}$$

im Gebrauchsfall zugelassener maximaler Zugbeanspruchung im Stahl. In Wirklichkeit ergaben sich die Sicherheitswerte bei Stahl um ein Geringes kleiner, als oben ermittelt, als ob die Dehnung des Stahls schon kurz vor Erreichung der Fließgrenze gefahrbringend groß geworden wäre.

*) Besonders ist noch hervorzuheben, daß diese Zahlen n_3 und n_4 insofern Höchstwerte erreichbarer Sicherheit bieten, als an den Versuchsträgern eine sorgfältige Verbindung der Eisenenden mit dem über den Auflagern auch bei Bruch des Trägers gesund bleibenden Beton durch Hakenbildung und Splinte vorhanden war.

Wo man sich nur auf das Anhaften des Betons am Eisen verläßt, oder wo man den Eiseneinlagen eine geknickte Linienführung gibt, werden sich Sicherheitswerte n_3 ermitteln, die nur in Ausnahmefällen so groß sind wie obige Zahlen, für gewöhnlich aber kleiner ausfallen werden.

Für die Beurteilung dieser Verhältnisse ist zu beachten, daß einige Zeit vor dem Bruch die Eisen in der Zugzone ziemlich lose im Beton liegen; sie bewegen sich dann auf größeren Längen, bei meinen Versuchen auf Längen von 1 m im Beton um 0,1–5,0 mm hin und her, je nachdem auf der einen oder anderen Seite ein größerer Riß entsteht, wobei sich dann vorher entstandene andere Risse wieder schließen.

2. Sicherheit gegen Mängel im Eisen und, bei Vermeidung von Rissbildungen, auch im Beton.

Solange der Beton in der Zugzone noch nicht gerissen ist, können Fehler der Eiseneinlage weniger hervortreten. So würde z. B. an einem Plattenträger, der ursprünglich mit 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung berechnet ist, eine Verminderung des Eisenquerschnittes auf $\frac{1}{3,32}$ des Rechnungswertes noch nicht den Bruch des Plattenträgers unter der ursprünglich angenommenen Gebrauchslast nach sich ziehen, da allenfalls der Beton im Verein mit dem Eisen die Gurtspannung noch aufzunehmen fähig ist. Dieser Fall ist nur für untergeordnete Konstruktionen von Bedeutung, z. B. bei Zementrohren mit Eiseneinlagen. Man muß aber dann nur mit kleinen Eisenbeanspruchungen rechnen, z. B. mit $\sigma_e = 600$ oder 800 kg/qcm, um Rißbildungen im Beton mit Sicherheit zu verhüten, da andernfalls der Beton zu stark auf Zug beansprucht wäre und nach dessen Bruch dann das Eisen doch wieder die ganze Gurtspannung allein zu tragen hätte.

c) Sicherheit n_4 der ganzen Konstruktion.

Bei einer Konstruktion, deren Bauglieder Sicherheitsgrade von verschiedener Größe aufweisen, erfolgt der Zusammenbruch der ganzen Konstruktion noch nicht sogleich, wenn das mit geringster Sicherheit konstruierte Bauglied nachzugeben beginnt. Bei Eisenbeton-Trägern verlegt sich dann zunächst nur die Nulllinie nach aufwärts, die theoretische Trägerhöhe (Abstand des Schwerpunktes der Druckzone vom Schwerpunkt der Zugorgane, d. h. der Untergurtung) wächst also etwas und diesem entsprechend das Moment, welches der Träger auszuhalten vermag. Dabei wächst die Betonkantenpressung schnell, so daß bald der Bruch des Betons erfolgt. S. 38 ist erläutert, daß durch diesen Vorgang die Sicherheit des ganzen Trägers über $n_3 = 3,32$ steigt.

Die Bruchsicherheit des ganzen Trägers*) ist etwa:

$$n_4 = 3,48, \text{ wenn der Plattenträger mit } \sigma_e = 1000 \text{ und } \sigma_b = 40-60 \text{ kg/qcm}$$

(siehe die Zusammenstellung S. 174)

oder $n_4 = 2,90$ bis $3,00$, wenn er mit $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_b = 40$ kg/qcm Materialbeanspruchung berechnet ist.

Bei Übergang von 1000 auf 1200 kg/qcm Eisenbeanspruchung sinkt die Trägersicherheit nicht ganz in dem Verhältnis von 1200 : 1000, da die Gurtspannungen bei dem Bruch dann kleiner ausfallen und der Beton daher eine höhere Lage der Nulllinie kurz vor dem Bruch zuläßt, indem die Kantenpressung kleiner bleibt.

Auch bei Verwendung von Stahleinlagen erhöht sich in ähnlicher Weise die Sicherheit n_4 der ganzen Konstruktion, welche für den Zusammenbruch eines Eisenbetonträgers maßgebend ist, gegenüber den Werten n_3 (S. 44 u. 52) um ein Geringes.

*) Die hier gegebenen Werte sind Maximalzahlen, sie werden nur erreicht, wenn das Eisen in richtiger Lage sich befindet; siehe die Bemerkung S. 44.

9. Wirkung einer Beschränkung der Breite oder einer Beschädigung des Betondruckgurtes.

(Sicherheitsgrad der Breitenabmessungen.)

a) Bruch des Trägers bei Verminderung der Breite des Betonkörpers.

α) *Ermittlung durch Berechnung.*

Eine Platte von der Breite b sei bei voller Nutzlast einem Angriffsmoment M ausgesetzt; ihre Abmessungen sind so bestimmt, daß die Materialbeanspruchungen bei voller Nutzlast betragen:

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm im Eisen,}$$

$$\sigma_b = 40 \text{ - Kantenpressung im Obergurt des Betons.}$$

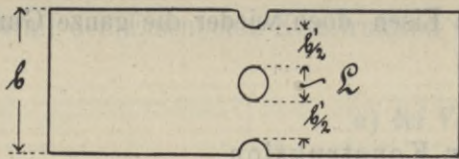


Abb. 38.

Platte mit Löchern; Aufsicht.

Das Moment, welches den Bruch des Plattenträgers hervorrufen würde, beträgt $M'' = 3,48 M$; vergl. S. 12. In dieser Platte werden Löcher L angebracht, wodurch der Beton geschwächt wird. Die Eiseneinlagen bleiben aber unverändert.

Es ist festzustellen, auf welchen Mindestbetrag die verbleibende Betonstärke $2 \cdot \frac{b'}{2} = b'$ gebracht werden kann, bevor der

Beton unter der vollen Nutzlast, d. h. unter Wirkung des Momentes M , zersplittert.

Der Zusammenbruch erfolge unter der Nutzlast bei Einschränkung der ursprünglichen, durch Berechnung nach amtlichem Verfahren ermittelten Breite b auf das verminderte Maß b' . Mithin ist die Sicherheit im Obergurt, unveränderte Güte des Betonmaterials und unveränderte Verhältnisse im übrigen vorausgesetzt, etwa:

$$n_3 = \frac{b}{b'} = 11,4 \text{ Sicherheitsgrad der Breitenabmessung.}$$

(Vergl. das Versuchsergebnis S. 50.)

Hier ist also ein neuer Sicherheitsbegriff gewonnen, welcher dartut, welchen Einfluß eine Verminderung der Breite, also die Anbringung einzelner Löcher in einer Betonplatte auf die Sicherheit des Trägers ausübt.

Wir erkennen, daß ähnlich dem Werte n_1 (S. 43) dieser Sicherheitswert bei Platten, nach amtlichem Verfahren berechnet und konstruiert, ein sehr großer ist, auffallend groß gegenüber den Sicherheitsgraden n_3 und n_4 (S. 44—45), deren kleine Werte durch das Nachgeben des Eisens bedingt sind.

Die Sicherheit n_3 der Breitenabmessung des Betons ist größer als die Sicherheit hinsichtlich der Güte des Betons $n_2 = 6,1$ (S. 43), weil bei Verminderung der Breite und bei wachsender Beanspruchung auch die Zusammendrückung des Betons zunimmt, ohne daß dabei das Eisen, dessen Querschnitt unverändert gelassen ist, seine Dehnung wesentlich vermehrt. Somit rückt die Nulllinie abwärts, so daß die Höhenabmessung der Druckzone am schmalen Betonkörper gegenüber dem breiten Betonkörper gewinnt (vergl. Abb. 39 und 40).

Die gedrückten Querschnitte verhalten sich also bei der Platte ohne Loch zur Platte mit Löchern nicht wie $\frac{b}{b'}$, sondern wie $\frac{b \cdot x}{b' \cdot x'}$, worin zwar $b' < b$ ist, aber zugleich auch $x' > x$ ausfällt.

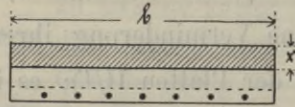


Abb. 39.
Volle Platte.

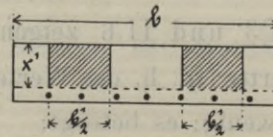


Abb. 40
Platte mit Löchern.

Die Schraffur gibt die Druckzone an.

Die Druckzone in Abb. 39 ist also nicht der ganze verfügbare Betondruckquerschnitt, sondern nur derjenige, welcher unter normalen Verhältnissen (d. h. bei Berechnung und Konstruktion des Trägers nach den amtlichen Bestimmungen) zur Verwendung gelangt. Darunter befindet sich auch druckfester Beton, welcher zwar nicht dann, wenn das Eisen nachgibt, sehr wohl aber dann, wenn am Betonobergurt Beschädigungen entstehen, zur Aufnahme von Druckgurtspannungen ausgewertet werden kann und auch von selbst ausgewertet wird, bevor ein Bruch des Trägers in solchem Fall eintritt. Dieser Beton der Zone von der Dicke $(x' - x)$ bildet also eine Reserve. Das Vorhandensein dieser Reserve führt es mit sich, daß Aussparungen am Obergurt oder Beschädigungen daselbst auffallend belanglos sind. Ohne jene Reserve ist die Sicherheit gegen Bruch des Betons an sich schon groß, nämlich $n_2 = 6,1$; sie fällt hier noch höher aus, da jener Reserveteil an Beton ganz von selbst in Wirksamkeit tritt. Er tut das, wenn am zuvor breiten Betonkörper durch Bildung von Löchern die Betonbeanspruchung zunimmt und die Druckzone an Höhenabmessung gewinnt, so daß die Betonkantenpressung nicht in dem Maße wächst, wie die Nutzbreite durch jene Beschädigungen abnimmt.

β) Ermittlung des Sicherheitsgrades der Breitenabmessung durch den Versuch.

(Siehe die Zusammenstellung S. 48.)

1. Reihe II, umfassend Platte 1—6; davon 1, 2 und 3 aus Gabbro-Beton und 4, 5 sowie 6 aus Ziegelschmolzbeton. Beabsichtigt war überall die nämliche Eisen-einlage. Die vorhandenen Abweichungen sind nur durch kleine Unregelmäßigkeiten in der Stärke der verwendeten Rundeisen veranlaßt. Die Breite b der Platten ist aber verschieden.

α) Die Breite b ist bei Platte I/1 und II/4 so gewählt, daß 40 kg/qcm Kantenpressung im Beton bei 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung entsteht. Der Bruch erfolgt dann für Platte I/1, auf $b = 82,4$ cm Plattenbreite (wie Platte II/4 aufweist) umgerechnet, bei einem Angriffsmoment von im Mittel:

$$M'' = \left(\frac{667\,988 \cdot 82,4}{100} + 596\,458 \right) \cdot \frac{1}{2} = 575\,339 \text{ cmkg.}$$

β) Platten II/2 und II/5. Dieser Versuch zeigt, daß eine Einschränkung der Plattenbreite auf $\frac{3}{4} b$, d. h. auf $\frac{3}{4}$ des Betrages der Plattenbreite von Platte II/4, aber unter Belassung desselben Eisenquerschnittes, keine wesentliche Herabminderung des Bruchmomentes veranlaßt. Dasselbe ist im Mittel bei den Platten II/2 und II/5

$$M'' = 540\,593 \text{ cmkg.}$$

γ) Platte II/3 und II/6 zeigen eine Verminderung ihrer Breite b' auf die Hälfte des ersten Wertes (d. h. des Wertes b der Platten II/4); es ist $b' = \frac{1}{2} b$. Das Bruchmoment sinkt wenig; es beträgt:

$$M'' = 529\,188 \text{ cmkg.}$$

Eine Abnahme der Breitenabmessung unter Belassung desselben Querschnittes der Eiseneinlagen auf den halben Betrag der ursprünglichen Plattenbreite bedingt mithin nur eine Verminderung des Bruchmomentes von 575 339 auf 529 188 cmkg, d. h. von nur 8,2 %.

Die geringe Abnahme ist durch den Umstand bedingt, daß die Bruchsicherheit des Obergurtes (hinsichtlich der Breitenabmessung verstanden) bei den nach amtlichem Verfahren berechneten Plattenträgern so sehr bedeutend ist, und weil ferner bei Verminderung der Plattenbreite auf die Hälfte die Betonbeanspruchung ohnehin nicht auf den doppelten Betrag, sondern nur nach dem Verhältnis:

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_b'} = \frac{40}{61}$$

steigt; siehe oben S. 47.

Abhängigkeit des Bruchmomentes

von der Plattenträger-Breite oder von der Betonbeanspruchung, welche der Berechnung des Plattenträgers zu Grunde gelegt ist, gleiche Eiseneinlagen und gleiche Höhen, d. h. Stärkenabmessung, der Platte vorausgesetzt.

Dargestellt durch die Versuche Reihe I/1 und Reihe II; (vergl. auch S. 12 u. 21).

No. 1 bis 3 mit Gabbro als Steinmaterial							No. 4 bis 6 mit Ziegelschmolz als Steinmaterial						
Platten No.	b cm	f_e qcm	σ_b kg/qcm	σ_e kg/qcm	Bruch- moment M'' cmkg	Er- reichte Sicher- heit n_1	Platten No.	b cm	f_e qcm	σ_b kg/qcm	σ_e kg/qcm	Bruch- moment M'' cmkg	Er- reichte Sicher- heit n_4
I/1*)	(81,7)	(10,50)	39,4	1000	(542 290)	3,39	II/4	82,4	10,59	39,7	1000	596 458	3,73
II/2	61,9	10,50	47,6	1000	543 178	3,50	II/5	61,8	10,39	47,3	1000	538 008	3,52
II/3	41,1	10,49	61,3	1000	545 681	3,61	II/6	41,2	10,47	60,95	1000	512 695	3,34

*) Die Platte I/1 war 100 cm breit, ihre in Klammern gesetzten Werte b , f_e und M'' sind hier auf die Breite 81,7 cm reduziert, um den nämlichen Vergleichsquerschnitt 10,50 qcm für das Eisen zu erhalten.

- Es bedeutet b die Plattenbreite,
- - f_c den im ganzen, d. h. auf Breite b verwendeten Eisenquerschnitt.
- - σ_b die Beton-Druckbeanspruchung, welche der Berechnung der Platte zu Grunde gelegt ist.
- - σ_e die Zugbeanspruchung der Eiseneinlagen, welche der Ber. d. Pl. zu Grunde gelegt ist.
- - M das Angriffsmoment, welches der Berechnung der Platte zu Grunde gelegt ist.
- - M'' das Bruchmoment.
- - $n_1 = \frac{M''}{M}$ den Sicherheitsgrad des Plattenträgers.

Die Werte n_1 sind der Zusammenstellung S. 52 entnommen. Siehe auch den dort in der Anmerkung gegebenen Hinweis über die Feststellung der Werte σ_b , σ_e , M und n_1 aus den Versuchsprotokollen und S. 12.

Es zeigt sich, daß trotz großer Unterschiede in den bei Berechnung der Plattenträger zu Grunde gelegten Werten der zugelassenen Betonbeanspruchungen σ_b , welche sich hier zwischen 39,4 und 61,3 bewegen, die Bruchmomente dieser Platten keine großen Gegensätze zeigen.

Auch der Unterschied im Beton-Material, d. h. ob Gabbro-Steinschlag oder Ziegelschmolz verwendet worden ist, zeigt ähnlich wie die Unterschiede der Breite nur einen mäßigen Einfluß auf die Größe des Bruchmomentes, da dieses im wesentlichen nur abhängig ist von der Querschnittsgröße der verwendeten Eiseneinlagen. Diese fällt aber stärker aus, wenn man in der Berechnung größere Werte der Betonbeanspruchung einführt.

S. 12 ist ausgeführt, daß bei Verwendung von Gabbro-Beton die Sicherheit des Plattenträgers sich nicht merkbar ändert, wenn man $\sigma_b = 60$ statt 40 kg/qcm Betonbeanspruchung der Trägerberechnung zu Grunde legt, daß hingegen bei dem weniger festen Ziegelschmolz-Beton der Sicherheitsgrad des Eisenbeton-Plattenträgers abnimmt, jedoch nur um 11 %, wenn man bei der Rechnungsgrundlage von 40 auf 60 kg/qcm Betonbeanspruchung übergeht.

Für weniger guten Beton sinkt die Trägersicherheit bei Zulassung höherer Betonbeanspruchungen im Gebrauchsfall als $\sigma_b = 40$ kg/qcm natürlich erheblicher.

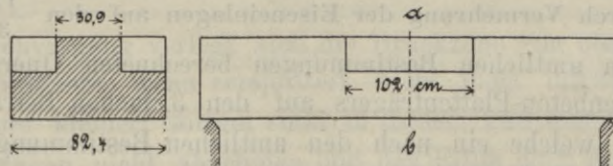


Abb. 41.

2. Fortsetzung dieser Versuche in Reihe III durch Platte 2.

In der mittleren Trägerstrecke ist der Beton-Druckgurt auf 1,0 m Länge von 82,5 cm auf 30,9 cm eingeschränkt, während gleichzeitig der Eisenquerschnitt im Unter-

gurt auf den doppelten Betrag $f = 21,18$ qcm vermehrt ist. Es entspricht dies einer Schwächung des Beton-Druckgurtcs gegenüber einer Platte von $2 \cdot 82,5$ cm = **165** cm Breite und $2 \cdot 10,59$ qcm Querschnitt an Eiseneinlagen auf $30,9$ cm Betonbreite. Eine Vollplatte dieser Art würde nach Reihe II/4 ein Bruchmoment besitzen:

$$2M = 2 \cdot 596\,458 = 1\,192\,916 \text{ cmkg; siehe II/4, S. 48.}$$

Diese Platte trug ihre volle Nutzlast mit $3,727$ facher Sicherheit, da sie mit 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung berechnet und konstruiert ist, während ihr Bruch bei $3,727$ kg/qcm Eisenbeanspruchung (nach amtlichem Verfahren ermittelt) erfolgte; siehe S. 48.

Das Nutzmoment dieser Vollplatte beträgt mithin:

$$M = \frac{1\,192\,916}{3,727} = 320\,074 \text{ cmkg;}$$

die Platte III/2 brach aber erst bei:

$$M'' = 683\,252 \text{ cmkg;}$$

sie ertrug also die vorstehend aus Platte II/4 abgeleitete Nutzlast der Vollplatte von $2 \cdot 82,5 = 165$ cm Breite noch mit mehr als 2facher Sicherheit. Um sie bei der Nutzlast zum Bruch zu bringen, hätte man den Beton-Druckgurt noch weiter schwächen müssen, nämlich etwa auf:

$$b' = 30,9 \cdot \frac{320\,074}{683\,252} = 14,5 \text{ cm.}$$

Die Schwächung der Beton-Druckgurtung (Abb. 41 S. 49) muß also von 165 cm auf $14,5$ cm Breite getrieben werden, wenn die Platte unter dem Moment M zusammenbrechen soll, welches die Vollplatte bei ihrer vollen Nutzlast und zwar bei 40 kg/qcm Kantenpressung im Beton und 1000 kg/qcm Zug im Eisen erträgt.

Die Sicherheit hinsichtlich der Beton-Breitenabmessung beträgt mithin für Plattenträger nach dem amtlichen Verfahren unter Zulassung obiger Beanspruchungen und bei Verwendung eines Betons von 174 kg/qcm Würfelfestigkeit berechnet und bemessen:

$$n_5 = \frac{165}{14,5} = 11,4.$$

Das heißt: „Man kann durch Vermehrung der Eiseneinlagen gegenüber dem nach amtlichem Verfahren ermittelten Eisenquerschnitt ohne Änderung der Betonabmessungen oder der Betonfestigkeit dem Plattenträger $11,4$ fache Sicherheit geben, oder man kann durch Vermehrung der Eiseneinlagen auf den $\frac{11,4}{3,4} = 3,3$ fachen Betrag des nach den amtlichen Bestimmungen berechneten Querschnittes die Bruchfestigkeit eines Eisenbeton-Plattenträgers auf den $3,3$ fachen Betrag derjenigen Bruchfestigkeit steigern, welche ein nach den amtlichen Bestimmungen mit 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung und 40 kg/qcm Betonbeanspruchung berechneter und so konstruierter Plattenträger besitzt.

Gegenüber einem nach den amtlichen Bestimmungen mit 1200 kg/qcm Eisenbeanspruchung berechneten Plattenträger läßt sich das Bruchmoment durch Vermehrung der Eiseneinlagen auf das $\frac{11,4}{2,8} = 4,1$ fache Bruchmoment bringen.

Eine derartige Steigerung der Eiseneinlage ist wirtschaftlich nicht zu empfehlen, man erreicht dieselbe Sicherheit billiger durch Verstärkung der Platte. In Sonderfällen kann aber die Erhöhung der Bruchsicherheit ohne Verstärkung der Betonplatte dennoch erwünscht sein. Alsdann empfiehlt sich die Verstärkung der Eiseneinlage.

Diese Sicherheit n_3 wird mit dem Alter des Betons über 8 Wochen hinaus noch höhere Werte annehmen; desgleichen bei besserer Mischung des Betons.

b) Tragfähigkeit eines Eisenbeton-Plattenträgers mit zersplittertem Beton-Druckgurt.

Aus irgend einer Ursache sei ein Eisenbeton-Plattenträger vorübergehend einer zu großen Beanspruchung ausgesetzt gewesen (z. B. bei Platte III/3 durch eine Überlastung auf den 2,89 oder 3,47fachen Betrag derjenigen Gesamtlast, für welche der Träger bei 1200 oder 1000 kg qcm Eisenbeanspruchung berechnet war).

Die Zersplitterung des Betons ist erfolgt durch die dabei eingetretene zu starke Verbiegung des Trägers, veranlaßt durch eine zu bedeutende Dehnung der Eiseneinlagen. Durch rechtzeitige Unterstützung und Entlastung ist der völlige Zusammenbruch verhütet. Darauf ist die Unterstützung des Trägers wieder beseitigt und durch nochmalige Belastung festgestellt, wieviel die Platte jetzt in diesem Zustande noch trägt.

Solche Untersuchungen sind wichtig, denn es können Fälle vorkommen, wo es gilt, beurteilen zu müssen, ob nach Entlastung eines beschädigten Trägers noch Gefahr auf Zusammenbruch besteht.

Meistens zeigte sich, daß der Träger die ihm zugemutete maximale Gebrauchslast (Eigenlast + maximale Nutzlast) noch mit 2—3facher Sicherheit zu tragen vermochte, obwohl der Beton im Druckgurt zersplittert war. Das zeigt nebenstehende Tabelle.

Die umstehende Tabelle zeigt, daß durch einen im Beton der Druckzone eines Plattenträgers eingetretenen Bruch (siehe die Abbildungen Abschn. E.) die ursprünglich vorhandene Sicherheit des Plattenträgers sich in einzelnen Fällen nur um $\frac{1}{20}$ vermindert hat; vergl. z. B. Platte II/6 ($n_1 = 3,34$ und $n_3 = 3,17$) in anderen Fällen um $\frac{1}{5}$ oder um $\frac{1}{2}$, je nachdem bei Eintritt des Bruches eine größere oder geringere Zerstörung des Betons zugelassen worden war, bevor eine Unterstützung und Entlastung vorgenommen wurde.

Bei dem Bruchvorgang verlegt sich die Druckzone von oben nach unten, weil der Beton an der Oberkante, wenn zersplittert, nicht mehr mitwirkt. Die nutzbare Trägerhöhe wird dann kleiner; mithin sinkt in diesem Fall das Tragvermögen, auch wenn die Gurtspannungen nicht abnehmen und das Eisen noch dieselbe Überanstrengung erleidet wie zuvor.

Bei Eintritt der Entlastung schwebt der Träger alsbald wieder frei, wenn das Eisen nicht mehr, wie zuvor, überanstrengt ist. Dann hört auch eine weitere Zersplitterung des Betons der Druckzone auf, weil nun die Verbiegung des Trägers, welche jene in erster Linie veranlaßte, nachläßt.

Zusammenstellung

des Bruchmomentes und der Bruchsicherheit der Plattenträger, einmal gemessen bei beginnendem Bruch und zweitens nach vorgeschrittener Zerstörung unter Beseitigung der Überlastung.

(Beanspruchung nach amtlichem Verfahren ermittelt.)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Platten No.	Zustand bei der im Gebrauchsfall erlaubten Meistbeanspruchung*)			Zustand bei der Bruchbelastung			Sicherheit gegen Bruch des Trägers bei Über- lastung $n_4 = \frac{M''}{M}$	Nach dem Bruch**) und nach erfolgter teil- weiser Entlastung	
	Biegungs- moment M cmkg	Bean- spruchungen σ_b σ_e kg/qcm kg/qcm		Bruch- moment M'' cmkg	Bean- spruchungen σ_b'' σ_e'' kg/qcm kg/qcm			noch aus- gehaltenes Moment M''' cmkg	verbliebene Sicherheit $n_3 = \frac{M'''}{M}$

1. Eiseneinlagen:

I/1 G.	197 047	39,4	1000	667 988	133,5	3394	3,39	—	—
II/1 G.	156 530	50,2	1000	538 465	171,9	3436	3,44	—	—
II/2 G.	155 194	47,6	1000	543 178	166,4	3500	3,50	528 253	3,10
II/3 G.	151 158	61,3	1000	545 681	218,8	3609	3,61	—	—
II/4 Z.	159 908	39,7	1000	596 458	148,0	3727	3,73	—	—
II/5 Z.	152 843	47,3	1000	538 008	166,0	3515	3,52	—	—
II/6 Z.	153 501	60,95	1000	512 695	204,0	3340	3,34	487 645	3,17
III/2 Z.	294 505	121,2	1000	683 252	280,7	2316	2,32	363 377	1,23
III/3 G.	107 878	39,9	1000	374 339	138,4	3466	3,47	274 239	2,54
III/4 G.	83 025	33,6	1000	320 475	129,7	3861	3,86	—	—

2. Stahleinlagen:

III/5 G.	77 933	36,2	1200	279 000	129,8	4292	3,58	214 400	2,75
III/6 G.	97 518	40,2	1500	295 482	121,8	4546	3,03	278 632	2,86

Zu Platte III/2 ist zu bemerken, daß dieselbe auf ihrer Mittelstrecke im Beton-Druckgurt bis auf 30,9 cm Breite geschwächt worden ist und daß sie zudem doppelt so viel Eiseneinlagen erhalten hat, als eine nicht geschwächte Platte gleicher Höhenabmessung bei Verwendung von 40 kg/qcm Beton-Druckbeanspruchung und 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung erhalten haben würde. Platte III/2 ist also mit einem $\frac{81,7 \cdot 2}{30,9} = 5,3$ fachen größeren Aufwande an Eisen hergestellt, als sonst üblich ist. Daher trug sie auch in dem Abb. 96 dargestellten Zustande weit vorgeschrittener Zerstörung

*) Hier ist die Voraussetzung gemacht, daß ausnahmsweise höhere Betonbeanspruchungen als 40 kg/qcm im Gebrauchsfall zugelassen seien. Es gilt die Wirkung einer solchen Abweichung von den üblichen Verhältnissen kennen zu lernen.

**) Siehe Abschnitt E die Abb. 94, 96, 98 und 100 von Plattenträgern nach photographischen Aufnahmen, welche jenen Zustand der Zerstörung zeigen, auf welchen sich die Angaben Spalte 9 u. 10 der Tabelle beziehen.

des Beton-Druckgurtes noch etwa $1\frac{1}{2}$ mal so viel Last als eine Vergleichsplatte*) von gleichem, d. h. von 30,9 cm Beton-Druckgurtbreite, mit 40 und 1000 kg/qcm berechnet, in gesundem Zustande als Bruchlast getragen hätte.

10. Wirkung einer Veränderung des Eisenquerschnittes.

Zwischen beschränkten Grenzen wächst bei Plattenträgern, welche nach dem amtlichen Verfahren berechnet und bemessen sind, die Tragfähigkeit proportional der Stärke des verwendeten Eisenquerschnittes, da bei Benutzung von Beanspruchungswerten, welche von $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm nicht allzuweit abweichen, das Nachgeben des Eisens die Ursache beginnender Zerstörung bildet.

Beispiel 1.

Die Platten II/3 und II/6 zeigen im Mittel ein Bruchmoment $M'' = 529\ 188$ cmkg; sie besitzen im Mittel $b = 41,1$ cm Breite. Bei 82,4 cm Breite und entsprechend stärkerer Eiseneinlage $f_e = 21,08$ (Mittelwert) würde ihr Bruchmoment je $M'' = 2 \cdot 529\ 188 = 1\ 058\ 376$ cmkg erreichen.

Die Platten I/1 (auf 82,4 cm Breite umgerechnet) und II/4 haben aber unter sonst gleichen Verhältnissen, bei $b = 82,4$ cm Breite und einem Eisenquerschnitt $f_e = 10,55$ qcm ein Bruchmoment von $M_1'' = 571\ 102$ cmkg im Mittel aufgewiesen.

Diese Momentenwerte M'' verhalten sich aber, wie nachzuweisen ist, fast so, wie die verwendeten Eisenquerschnitte. Denn es ist:

$$\frac{M''}{M_1''} = \frac{1\ 058\ 376}{571\ 102} = 1,85 \quad \text{und} \quad \frac{f_e}{f_{e1}} = \frac{21,08}{10,55} = 1,99.$$

Durch die Vermehrung des Eisens um 99 % stieg das Bruchmoment mithin um 85 %, alles im übrigen unverändert belassen.

Vergleiche auch die Zusammenstellung auf S. 13.

Beispiel 2.

Auch die Platten der Reihe III zeigen eine Zunahme des Bruchmomentes bei Verstärkung des Eisenquerschnittes trotz gleichzeitig vorhandener geringerer Breitenabmessung des Beton-Druckgurtes.

Bezeichnung der Platte	Breite b des Beton- Druckgurtes	Eiseneinlage	Bruchmoment
	cm	qcm	cmkg
III/4	53,5	5,25	320 475
III/3	53,2	6,98	374 339
III/2	30,9	21,18	683 25

*) Die Vergleichsplatte II/4 hatte nicht wirklich 30,9 cm Breite, sondern 82,4 cm Breite. Durch den einfachen Rückschluß auf die geringere Breite, bei entsprechend vermindertem Eisenquerschnitt, findet man aus dem Bruchmoment $M'' = 596\ 458$ cmkg der Platte II/4, daß eine entsprechende Platte von 30,9 cm Breite ein Bruchmoment $M'' = 596\ 458 \cdot \frac{30,9}{82,4} = 223\ 400$ cmkg aufweisen würde, welches Moment vom Moment M'' der Platte III/2, siehe Spalte 9 der Tabelle, S. 52, um das

$$m = \frac{363\ 377}{223\ 400} = 1,6 \text{ fache}$$

übertroffen wird.

Es ist also in erster Linie der Eisenquerschnitt zu vermehren, wenn eine größere Sicherheit gefordert wird, als nach den amtlichen Vorschriften berechnete und bemessene Träger bieten, d. h. es ist dann mit kleineren Werten der Eisenbeanspruchung als $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ zu rechnen.

Allemal hat man ferner dafür zu sorgen, daß das Eisen an seinen Enden in feste Verbindung mit dem Beton gebracht wird. Das kann nur bei Eisen von kleinem Querschnitt durch ein Anhaften des Betons am Eisen erreicht werden. Bei stärkeren Querschnitten sind z. B. Haken mit Splinten zu verwenden. Hier fehlen die Untersuchungen*), und wenn gelegentlich ein Unfall bei Eisenbeton-Bauten noch vorkommt, dann ist dieser fast immer auf eine ungenügende Verbindung des Eisens mit dem Beton oder aber auf zu schwache Eisenquerschnitte zurückzuführen, bedingt durch eine fehlerhafte Berechnungsweise. Letztere kommt nicht selten vor. Es wird z. B. oft mit Einspannung gerechnet, wo diese überhaupt nicht oder zum kleineren Betrage möglich ist. Auch wird das Eisen am Bau bei dünnen Platten nicht immer in die geforderte richtige Lage gebracht.

11. Über das erste Auftreten von Rissen in Eisenbeton-Plattenträgern.

a) Art der Beobachtung aufgetretener Risse.

Um das Auftreten der ersten Risse im gezogenen Teil des Betonkörpers tunlichst genau feststellen zu können, wurden die Platten in ihrem mittleren, unteren Teil an den Seiten sowie an der Unterfläche mit Schlemmkreide (nur mit Wasser angemacht) leicht angestrichen und zwar so, daß man die Struktur des Betons noch deutlich erkennen konnte.

Die Steigerung der Belastung erfolgte langsam. Die Platte wurde rechtzeitig und stetig auf das Vorhandensein auftretender Risse geprüft und dies zwar unter Benutzung von Vergrößerungsgläsern mit großem Gesichtsfelde. Eine Beleuchtung der Plattenunterfläche erfolgte durch Spiegel.

Die Risse zeigten sich im Anfang so zart, daß man fast im Zweifel darüber sein konnte, ob eine beobachtete, äußerst feine Linie wirklich ein Riß sei oder nicht. Durch Bezeichnung dieser feinen Risse mit Bleistift und weitere Beobachtung derselben bei gesteigerter Last ist darüber gewacht, daß in dieser Richtung bei den Aufzeichnungen kein Irrtum vorkommen konnte.

*) Die Benutzung der von mir für Flacheisen gewählten Verankerung, welche durch quer aufgenietete Winkeleisenstücke erreicht wird, hat sich tadellos bewährt. Bei keinem Versuch hat sich die Verbindung gelockert; sie war nach der Bruchbelastung eines Trägers so fest wie zuvor.

Allerdings darf man selbstverständlich den Beton nicht mit schrägen Fugen stampfen, wozu Unerfahrene neigen, ferner darf man keine anderen Eisen, z. B. nicht querlaufende Rundeseinlagen an wichtigen Verbindungsstellen in zu dichter Lage anordnen, weil unter diesen der Beton minderwertig wird, und weil er dann in zwei horizontalen Schichten gestampft werden muß, was gefährlich ist.

b) Die ersten Rißbildungen.

α) bei Reihe II*)

Die ersten Rißbildungen zeigten sich an den Platten bei nachfolgend benannten, nach dem amtlichen Berechnungsverfahren ermittelten Werten aufgetretener Eisenbeanspruchungen:

Platte 1	$\sigma_e' = 1231$ kg/qcm
- 3	- = 1195 -
- 4	- = 1334 -
- 5	- = 1243 -
	Summe = 5003 kg/qcm

$$\text{Mittelwert } \sigma_e' = \frac{1}{4} \cdot 5003 = 1250,8 \text{ kg/qcm.}$$

β) Dasselbe bei Reihe III**)

An Platte 2 entstand der erste Riß bei $\sigma_e' = 1188$ kg/qcm

- 3	- - - - - = 1309 -
-----	--------------------

$$\text{Zusammen} = 2497 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{Mittelwert } \frac{1}{2} \cdot 2497 = 1249 \text{ kg/qcm.}$$

γ) Ergebnis aus Reihe II und III.

Die ersten Rißbildungen sehr zarter Art, aber gleich einige Centimeter aufwärts in das Innere des Betons sich hinein erstreckend, sind im Mittel der Reihen II und III beobachtet bei

$$\sigma_e' = \frac{1250,8 + 1249}{2} = 1250 \text{ kg/qcm}$$

*) Platte II/2 scheidet bei dieser Betrachtung aus. Hier wurde als Anstrich versuchsweise eine Mischung, bestehend aus 2 Teilen Gips und 1 Teil Kalkmilch verwendet, welcher Anstrich bei dem vorhandenen feuchten Wetter nicht hinreichend trocknete. Er blieb zähe und ließ die Rißbildungen bei ihrer ersten Entstehung nicht erkennen. Erst bei $\sigma_e' = 1835$ kg/qcm Eisenbeanspruchung, nach der amtlichen Berechnungsweise ermittelt, ist dort ein erster Riß beobachtet.

Platte 6 scheidet ebenfalls aus. Die Belastung erfolgte nicht in der Mitte, sondern seitlich derselben und außerhalb der Meßstrecke des Dehnungszeigers. Dort waren zum Zweck einer Anbringung dieses Zeigers Eisen einbetoniert. Von ihnen löste sich bei einer rechnerischen Eisenbeanspruchung von $\sigma_e' = 931$ kg/qcm der Beton. So entstand hier zu vorzeitig ein erster Riß.

***) Es scheiden hier bei Reihe III aus:

Platte 1, weil sie kein Eisen enthalten hat.

Platte 4, weil an ihr die ersten Risse erst bei $\sigma_e' = 2181$ kg/qcm beobachtet sind. Zur Zeit der Rißbildung war ich selbst ausnahmsweise abwesend. Die beiden vorhanden gewesenen Beobachter haben keinen früher eingetretenen Riß bemerkt. Möglich ist es ja, daß hier der erste Riß verspätet entstanden war.

Platte 5 und 6, weil sie keine Eisen- sondern Stahleinlagen hatten. Bei ihnen zeigte sich der erste Riß etwas später, nämlich bei $\sigma_e' = \frac{1716 + 1554}{2} = 1635$ kg/qcm Zugbeanspruchung im Stahl.

Diese hohe Zahl erklärt sich nicht aus dem elastischen Verhalten des Materials, sondern vielleicht aus dem Umstande, daß ein kleiner Stahlquerschnitt zur Verwendung gelangte. Denn es steigt dieser Zahlenwert, welcher keine wirkliche Bedeutung besitzt, bei Plattenträgern mit verschwindend kleinem Stahl- oder Eisenquerschnitt auf den Betrag „Unendlich“ an, weil dann die Mitwirkung einer Zugfestigkeit des Betons, welche in der Berechnung unberücksichtigt bleibt, mehr ins Gewicht fällt.

Eisenbeanspruchung, ermittelt nach dem amtlichen Berechnungsverfahren. Unmittelbar bevor der Beton riß und derselbe noch Zugbeanspruchung übertrug, war die wirkliche Beanspruchung im Eisen kleiner; (vergl. S. 57—58).

c) Über Anzahl und Art der Risse, aufgetreten in den untersuchten

Plattenträgern unter einer Belastung etwa gleich derjenigen der Probelast.

Die aufgebrauchte Probelast sei zu $(g + 2p)$ angenommen, d. h. gleich dem einfachen Wert des Eigengewichtes g und dem zweifachen Wert der Nutzlast. Mit dem schon vorhandenen Eigengewicht wird die Gesamtlast dann gleich $2(g + p)$. Das führt zu einer Verdoppelung der Eisenspannungen gegenüber den bei Berechnung der Träger zugrunde gelegten Werten, also:

Fall 1) zu $2\sigma_e = 2000$ kg/qcm	}	Eisenbeanspruchung bei der Probelastung
Fall 2) zu $2\sigma_e = 2400$ -		
gegenüber Fall 1) = 1000 kg/qcm	}	den für die Trägerberechnung zugrunde gelegten Eisenbeanspruchungen.
- Fall 2) = 1200 -		

Zusammenstellung eingetretener Rißbildungen.

Fall 1. Trägerzustand bei etwa $2\sigma_e = 2000$ kg/qcm Eisenbeanspruchung bei der Probelastung				Fall 2. Trägerzustand bei etwa $2\sigma_e = 2400$ kg/qcm Eisenbeanspruchung bei der Probelastung			
Bezeichnung der Platte	Anzahl und Art ²⁾ der Risse		Bei der erreichten Eisenbeanspruchung, nach dem amtl. Verfahren ermittelt von:	Anzahl	Anzahl und Art der Risse		Bei der erreichten Eisenbeanspruchung von:
	Anzahl	Höhe ¹⁾ und Weite			Höhe und Weite		
II/1	5	{ bis 10 cm Höhe kleiner als $\frac{1}{5}$ mm Weite	1963 kg/qcm	8	{ höher als 10 cm bis $\frac{1}{4}$ mm weit	2480 kg/qcm	
II/2	4	bis 7,8 cm Höhe	2081 -	4	höher als 7,8 cm	2439 -	
II/3 ⁴⁾	6	- 8,5 - -	2028 -	7	$\frac{1}{10}$ mm weit	2390 -	
II/4	7	- 9,0 - -	2048 -	8	{ bis 9 cm Höhe - $\frac{1}{10}$ mm weit	2393 -	
II/5	12	- 6,5 - -	2048 -	18	- 9,5 cm Höhe	2437 -	
II/6 ¹⁾	15	{ - 10,0 - - - $\frac{1}{10}$ - Weite	1982 -	15	mehr als 10,0 Höhe	2365 -	
III/2	12	{ - 8 - Höhe - $\frac{1}{20}$ mm Weite	2028 -	12	{ etwa 8,0. Bruch der Platte, sehr viel Eisen	2316 -	
III/3	3	{ - 11 cm Höhe - $\frac{1}{10}$ - Weite	2076 -	4	über 11,0 cm Höhe	2418 -	
III/4 ³⁾	—	(kein Riß)	2078 -	3	bis 9 cm Höhe	2386 -	
III/5 ⁵⁾	4	bis 11 cm Höhe	1978 -	5	- 13 - -	2370 -	
III/6 ⁵⁾	4	- 9 - -	2077 -	5	{ - 10 - - - $\frac{1}{4}$ mm Weite	2339 -	

¹⁾ Unter Höhe der Risse ist deren vertikale, sichtbare Erstreckung, von Unterkante Platte aus gemessen zu verstehen. Dabei sei bemerkt, daß die Plattenhöhe etwa 198 mm betrug.

²⁾ Die aufgeführte Anzahl bezeichnet die in nur einer der beiden Ansichtsflächen der Platte aufgetretenen Risse. (Siehe Note 3 bis 5 nächste Seite.)

12. Über die Höhe von Probelasten.

Der Umstand, daß die ersten Risse etwa bei $\sigma_e' = 1250$ kg/qcm Eisenbeanspruchung (siehe S. 55), zu erwarten sind, läßt die Auswertung von Eisenbeanspruchungen bis zu 1200 kg/qcm schon fragwürdig erscheinen. Keinesfalls empfiehlt es sich aber, die Eisenbeanspruchung durch Probelastungen auf $\sigma_e = 2000$ bis 2400 kg/qcm zu steigern, da dann mit Sicherheit schon Risse im Beton der Zugzone zu erwarten sind; siehe die Zusammenstellung S. 56.

Wenn behauptet werden sollte, daß Eisenbeton-Träger bei so weitgehenden Probelastungen rißfrei geblieben seien, so wäre das ein Irrtum. Es ist zu bedenken, daß in manchen Fällen bei statthabenden Probelastungen infolge Durchbiegung des Trägers und Kippen der Trägerenden und durch die so herbeigeführte Auflagerung der Platte auf einer Mauerkante die freie Spannweite vermindert ist, und daher die Spannungen dann kleiner ausfallen als der Rechnungswert ergibt, welcher mit der vollen theoretischen Spannweite ermittelt ist, oder daß durch Belastung nur eines Streifens die Verhältnisse sich günstiger gestellt haben als die Rechnung annahm, oder daß tatsächlich doch feine Risse bei Vornahme der Probelastung eingetreten sind, die aber unbemerkt blieben.

An sich erachte ich bei vorwiegend ruhender Nutzlast das einmalige Auftreten feiner Risse, infolge einmaliger Überlastung hervorgerufen, nicht als nachteilig. Sie schließen sich hernach wieder bei stattfindender Entlastung, und gewähren der Luft voraussichtlich keinen dem Eisen nachteiligen Zutritt.

Für Gurtträger-Brücken habe ich bei kleiner Spannweite $\sigma_e = 800$ kg/qcm empfohlen und bei großen Spannweiten $\sigma_e = 1000$, und dies zwar ohne Annahme von 50 % Zuschlag für die bewegliche Nutzlast. Dabei haben sich dann keine nachteiligen Folgen gezeigt. In späteren Jahren ist man auf 1200 kg/qcm Eisenbeanspruchung gegangen. Alsdann ist man aber gegen gelegentliche feine Rißbildungen, in der Zugzone des Betons auftretend, nicht mehr ganz gesichert.

13. Versuch einer Ermittlung der wahren Eisenbeanspruchung bei Plattenträgern kurz vor Eintritt von Rißbildungen im Beton der Zugzone.

Es sei die Annahme gemacht, daß der Beton in der Zugzone vor der ersten Rißbildung noch die volle Zugfestigkeit besitzt, sodaß die Betonplatte an sich unabhängig vom Eisen, schon eine Bruchfestigkeit besitzt und ein gewisses Angriffsmoment M_b aufzunehmen fähig ist. Dieses Angriffsmoment M_b ist nun in einem Fall durch die Betonplatte III/1 gemessen, welche Platte keine Eiseneinlage erhalten hatte.

3) Platten mit wenig Eisen im Vergleich zum Betonquerschnitt. Die Bildung des ersten Risses ist hier verzögert, die Bildung vieler Risse behindert.

4) Platten mit viel Eisen im Vergleich zum Betonquerschnitt. Die ersten Risse treten frühzeitiger, d. h. bei etwas kleineren, nach amtlichem Verfahren ermittelten Eisenbeanspruchungen auf, weil die Zugfestigkeit des Betons nicht so ins Gewicht fällt, wie unter 1. Die Anzahl der Risse wird größer, ihre Breite (Weite) kleiner.

5) Stahleinlagen sind vorhanden und zwar von geringem Querschnitt im Vergleich zu II/1 bis III/4.
Möller, Untersuchungen an Plattenträgern.

Durch einfache Umrechnung nach der Formel $\frac{b h^2}{6} \cdot S$ ließ sich aus diesem Versuchsergebnis auf die Widerstandstähigkeit des Betons gegen Bruch für die anderen Platten von anderer Breite und ein wenig anderer Höhe schließen. Das so ermittelte Bruchmoment M_b der reinen Betonplatte ist dann jeweils von dem Angriffsmoment M derselben, bei welchem der Riß eintrat, abgezogen. Dann ist aus diesem Momentanteil $\Delta M = M - M_b$ die wahrscheinlich kurz vor der ersten Rißbildung vorhanden gewesene Eisenbeanspruchung ermittelt.

Beispiel: Platte II/1. Breite des Betons im unteren gezogenen Teil $b = 82,4$ cm, Höhe der Platte $h = 19,5$ cm, Bruchbeanspruchung bei einer anderen Platte ohne Eisen (III/1) durch Versuch gefunden zu $S = 16,25$ (vergl. S. 33).

Das Rißmoment M' der Platte II/1 war:

$M' = 192\,940$ cmkg; Eisenquerschnitt $10,73$; theoretische Trägerhöhe

$$h - a - x'/3 = 13,74 \text{ cm.}$$

$$M_b = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot S = \frac{82,4 \cdot 19,5^2}{6} \cdot 16,25 = 84\,859 \text{ cmkg}$$

$$\Delta M = M' - M_b = 192\,940 - 84\,859 = 108\,081 \quad -$$

$$\sigma_e' = \frac{108\,081}{10,73 \cdot 13,74} = 733,3 \text{ kg/qcm.}$$

Derartig berechnete Werte bietet die nachstehende Zusammenstellung.

Angenähert ermittelte, wirkliche Eisenbeanspruchung bei Eintritt
je des ersten Risses.

Reihe II, Platte 1	ergab	$\sigma_e' = 733,3$	kg/qcm
- - - 3	- -	= 753,2	-
- - - 4	- -	= 851,6	-
- - - 5	- -	= 867,4	-
- III, - 2	- -	= 898,4	-
			4103,9 kg/qcm

oder im Mittel $\frac{4103,9}{5} = 821$ kg/qcm.

Diese Werte ließen sich nur aus einer beschränkten Anzahl von Platten ermitteln; siehe die Bemerkungen S. 56 und 57.

Das gewonnene Rechnungsergebnis gründet sich auf die Hypothese, daß der Beton unmittelbar vor Eintritt der Rißbildung noch seine volle Zugfestigkeit besitzt. War diese infolge starker Dehnung aber schon vorher herabgemindert, dann bestand im Eisen unmittelbar vor Eintritt des ersten Risses eine Beanspruchung σ_e' größer als 821 kg/qcm.

14. Über die Haftfähigkeit des Betons am Eisen im Hinblick auf Rißbildungen.

Die Entstehung eines sichtbaren Risses im gezogenen Teil*) eines mit Eisen armierten Betons geschieht gleichzeitig mit Überwindung der Haftfähigkeit desselben am Eisen auf beschränkter Strecke in unmittelbarer Nachbarschaft zu beiden Seiten des Risses. Solange Eisen und Beton durch gegenseitiges Anhaften unverschieblich miteinander verbunden sind, können keine sichtbaren Risse entstehen, da das Eisen sich stetig dehnt und nicht etwa am Ort eines Risses hundertfach stärker als dicht daneben, wo der Beton nicht gerissen ist. Vom Ort des Risses ist also eine Strecke weit nach links und rechts oder nur nach einer Seite an der Oberfläche der Eiseneinlage entlang eine Überwindung gegenseitiger Haftfähigkeit von Eisen und Beton erfolgt.

Da nun die Zusammenstellung S. 56 zeigt, daß bei Eisenbeanspruchungen, wie sie bei Probelastungen vorkommen, schon viele feine Rißbildungen zu erwarten sind, so darf in der Zugzone dort, wo das Eisen über 800 oder 1000 kg/qcm Beanspruchung erfährt, mit der Haftfähigkeit des Betons am Eisen kaum mehr nach ausgeführter Probelastung voll gerechnet werden. Es ist das nur zulässig, wo, wie bei Parallelträgern, an den Auflagern in der Zugzone die Eisenspannung im Gebrauchsfall noch erheblich unter 800 kg/qcm sinkt.

Eisenstäbe, welche gerade belassen, also ohne Hakenbildung, in der Zugzone dort endigen, wo sie oder andere Eisenstäbe 1000 kg/qcm oder mehr Zugspannung erhalten, verlieren bei einer über den Gebrauchsfall gesteigerten Belastung (z. B. bei einer Belastungsprobe) einen erheblichen Teil ihres Zusammenhanges mit dem Beton.

Die einfache gerade Endigung gezogener Eisenstäbe im Beton bietet nur dort eine zuverlässige Verbindung zwischen Beton und Eisen, wo Eisen und Beton, wie bei Parallelträgern**) (Platten) an den Auflagern keine erhebliche Zugspannungen erleiden, oder wo das Eisenende auf hinreichende Länge bis in die Betondruckzone (den Obergurt) des Trägers hineingeführt ist.

Es sei noch erwähnt, daß Anzahl und Weite der Risse in einem umgekehrten Verhältnis zu einander stehen und von der Masse des das Eisen umgebenden Betons abhängig sind.

1. Betonplatten ohne oder mit sehr wenig Eisen erhalten bei dem Bruch nur einen Riß; sie brechen sofort ganz durch, wenn dieser entsteht; vergl. Abschn. C, Platte III, 1.
2. Betonplatten mit viel Eisen im Vergleich zum Betonquerschnitt weisen bei der Überlastung viele feine Risse auf; vergl. Platte II/6. Vor

*) Wie schon vorn S. 26 erwähnt ist, sind die ersten Versuche über die Haftfähigkeit von Eisen und Beton des Herrn Baudirektor Prof. von Bach so angestellt, daß sich dabei der Beton nicht im gezogenen, sondern in gedrücktem Zustande befand.

**) Bei anderen bogenförmigen Balkenträgern, z. B. bei meinem Gurtträger, ist eine feste Verankerung der Eisendenen mit dem Beton-Druckgurt immer erforderlich, wie eine solche bei Flacheisen von mir durch quer aufgenietete Profileisen, z. B. Winkeleisen sicher erreicht ist. Auch bei Verwendung von Rundeseisen ist die Endverbindung durch Hakenbildung und Splint in solchen Fällen sorgfältig zu gestalten.

Eintritt des Bruches erweitert sich einer dieser Risse besonders stark, während alle anderen Risse sich teilweise oder vollständig schließen, so daß sie kaum noch sichtbar sind. Dabei verschiebt sich also die Eiseneinlage im Beton nach der Bruchstelle hin um mehrere Millimeter, denn der Hauptriß klapft unter Umständen weiter als 1 cm.

3. Bestreicht man ein Eisen nur mit Zementmörtel, anstatt es mit Beton zu umhüllen, und setzt es einer später starken Zugspannung aus, dann entstehen im Zementanstrich sehr viele und sehr feine Risse, da in diesem Fall der Zugwiderstand der Hülle gegenüber der Haftfähigkeit am Eisen klein ist. Der Widerstand des Betons gegen Zug ist $K = f_b \cdot S$, worin f_b der Beton — (hier Mörtel-Querschnitt), normal zur Erstreckung des Eisens genommen, verstanden sei, und S die Zerreißfestigkeit des Betons bedeutet. Erst dann, wenn die Kraft K größer ist als die Haftkraft $H = \tau \cdot O$, darin τ die Haftfestigkeit und O die Oberfläche $d\pi l$ bedeutet, kann zwischen zwei entstehenden Rissen der Beton auf einer Strecke l oder $2l$ rißfrei bleiben. Es besteht angenähert die Gleichung:

$$\begin{aligned} H &= K \\ \tau d\pi l &= f_b S \\ l &= \frac{f_b S}{\tau d\pi} \end{aligned}$$

Die Entfernung der Risse voneinander, im Beton der Zugzone auftretend, nimmt also mit der Größe des Betonquerschnittes des ein einzelnes Eisen umhüllenden Betons zu, desgl. mit der Zerreißfestigkeit des Betons, hingegen ab mit der Haftfestigkeit am Eisen und der Größe des Durchmessers der Eiseneinlage oder allgemein der Größe ihres Umfanges.

Die Kraft K , welche, bis zum Meistbetrage $f_b \cdot S$ ansteigend, den Beton am Eisen entlang bei Reckung des Eisens zu verschieben sucht, entsteht aus dem Bestreben des Betons, sich nicht so stark zu dehnen wie das Eisen. Die verschiebende Wirkung dieser Kraft tritt erst nach Eintritt des ersten Risses, nicht vor Eintritt desselben auf, indem sie bestrebt ist, vom Riß ausgehend, den Beton zusammenschnellen zu lassen und auf die Spannung Null zu bringen, während das Eisen, welches nicht gerissen ist, die volle Spannung behält, ja an Spannung zugenommen hat, da bei Eintritt des Risses am Ort desselben der Beton die Spannung verliert. Der Beton der Zugzone würde nach Eintritt des ersten Risses auf weite Strecken hin spannungslos werden, wenn er daran nicht durch das Anhaften am Eisen verhindert wäre. Ist die Kraft K klein, weil f_b (Betonquerschnitt der Zugzone) klein ist, dann vermag K die Haftkraft K nur auf kleiner Länge l hin zu überwinden, weiter entfernt vom Riß hat der Beton wieder Spannung, weil er vermöge der dort noch nicht überwundenen Haftkraft am Eisen veranlaßt ist, dessen Dehnung mitzumachen, bis er bei zunehmenden

Werten K reißt. So kann also in der Entfernung l oder $2l$ vom ersten Riß ein zweiter Riß entstehen.

Diese Kraft K tritt in dem umhüllenden Material (Beton oder Mörtel) auch an einem nicht auf Biegung beanspruchten, einfach gezogenen Stabe auf und hat mit der Schubkraft*) eines auf Biegung beanspruchten Balkens nichts zu tun. Diese Kraft K (Zugspannung in dem das Eisen umhüllenden Beton) nimmt natürlich da zuerst so große Werte an, daß der Beton reißt, wo das Moment am größten ist (also nahe der Trägermitte), da dort die stärkste Dehnung im Eisen auftritt.

Über die Veränderlichkeit der Haftfähigkeit zwischen Eisen und Beton, je nachdem der Beton Zug- oder Druckspannung hat, und das Eisen mehr oder weniger Zugspannung besitzt, hätte ich auch gerne Versuche angestellt. Es waren, wie schon erwähnt, im Ausschuß für 72 auszuführende Versuche, die Haftfähigkeit des Eisens am Beton betr., aber nur im ganzen einhundert Mark, also im einzelnen für jeden Versuch 1,40 \mathcal{M} veranschlagt, während die Versuche nach meiner Ansicht sich unter 1000 \mathcal{M} Aufwendung nicht hätten durchführen lassen. So lehnte ich daher die Ausführung solcher Versuche ab. Auch hätte mir die Zeit gefehlt, diese Untersuchungen alsbald vornehmen zu können.

15. Berechnung der Eisenbeton-Konstruktionen.

Für den einfachen Gebrauchsfall, wie er im Gewerbe vorliegt, ist es gleichgültig, zu wissen, ob ein Beton 38 oder 39 kg/qcm Druckbeanspruchung erhält, wenn er nur nicht über 40 kg/qcm hinaus beansprucht ist, falls diese Grenze vorgeschrieben ist. Aus diesem Grunde kann man das zeitraubende, zunächst von Vereinen und dann von amtlicher Seite in Vorschlag gebrachte Berechnungsverfahren beiseite lassen, welches die Lage der Nulllinie jedesmal besonders zu ermitteln vorschreibt. Für wissenschaftliche Zwecke sind jene Formeln zwar unentbehrlich, für das Gewerbe aber durchaus unpraktisch.

Obendrein ist die Lage der Nulllinie, d. h. ihr Abstand x unter der Plattenoberkante in den meisten Fällen von vornherein bekannt, wenn nämlich mit vorgeschriebenen Materialbeanspruchungen gerechnet werden soll.

*) Nach einem im Deutschen Betonverein gehaltenen Vortrage, in welchem ich diesen Gegenstand behandelt hatte, wendete sich Herr Regierungsbaumeister Direktor Koenen gegen meine Darlegungen; siehe den Bericht des Vereins über die IX. Hauptversammlung vom 15. Febr. 1906, S. 87. Die Ausführungen des Herrn Koenen richteten sich aber gegen einen nur irrtümlich eingebildeten Gegner, denn es trat kein Unterschied zwischen unseren Auffassungen hervor. Ich bin damals von ihm nur nicht gleich verstanden worden. Die Schubspannungen, zwischen Ober- und Untergurt eines Trägers auftretend, sind es nicht, welche bei den beschriebenen Vorgängen die Haftfestigkeit am Ort des größten Angriffsmomentes überwinden, umso mehr diese Schubkräfte nahe der Mitte Null werden. Jene Vorgänge sind vielmehr dadurch bedingt, daß die Spannung K , welche im gezogenen Beton steckt und die nach der Entstehung eines Risses den Beton vom Ort des Risses nach links und rechts wegzieht, auf den Beton neben dem Riß verschiebend wirkt und nahe dem Riß die Haftfestigkeit von Beton und Eisen eine Strecke weit überwindet.

Die Haftfestigkeit

a) Platten.

Fall 1. Die Beanspruchungen sind gegeben, die Plattenhöhe sei gesucht.

Man bezeichne (vergl. Abb. 42):

Die Plattenstärke	mit $h + a^*$
die Nutzhöhe	- $h' = h - \frac{x}{3}$
das Moment in cmkg	- M
die Gurtspannung	- K
den gezogenen Eisenquerschnitt	- f_e

Es wird:

α) für $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1200$ kg/qcm; $x = \frac{1}{3} h^{**}$)

ferner: $h = 0,041 \sqrt{M}$ cm;

$$K = \frac{M}{h'} \text{ oder } \frac{9}{8} \frac{M}{h} \text{ kg;}$$

$$f_e = \frac{K}{1200} \text{ qcm;}$$

β) $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm; $x = 0,38 h$

$$h = 0,0647 \sqrt{M} \text{ cm;}$$

$$K = 1,144 \frac{M}{h} \text{ kg;}$$

$$f_e = \frac{K}{1000} \text{ qcm.}$$

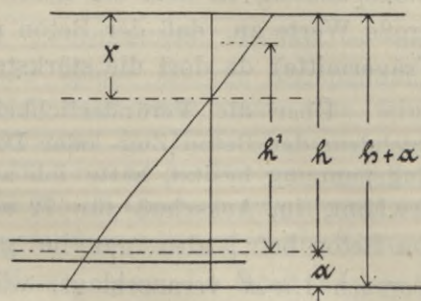


Abb. 42.

Beispiel: Gegeben: $M = 160\,000$ cmkg

Gefordert: $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1200$ kg/qcm

$$h = 0,041 \sqrt{160\,000} = 16,4 \text{ cm;}$$

$$h + a = 16,4 + 2,6 = 19,0 \text{ cm;}$$

$$K = \frac{9}{8} \cdot \frac{160\,000}{16,4} = 10\,970 \text{ kg;}$$

$$f_e = \frac{10\,970}{1200} = 9,0 \text{ qcm.}$$

NB.) Es ist unübersichtlich und die Revision erschwerend, wenn die Zahlenangabe eines Zwischenwertes, z. B. des Wertes K in Berechnungen fortgelassen wird; man findet leichter, wo ein etwa vorhandener Rechenfehler sitzt, wenn nicht zu viele Größen in eine Formel zusammengefaßt sind.

*) In den amtlichen Bestimmungen ist die ganze Höhe h genannt; verfährt man aber wie oben, dann fällt die Größe a aus der Formel heraus, und diese wird kürzer.

**) Wenn σ_b und σ_e bestimmte GröÙe besitzen, ergibt sich nach dem amtlichen Berechnungsverfahren x als ein bestimmter Bruchwert von h , so daß dessen Ermittlung nur einmal zu geschehen braucht.

Fall 2. Die Plattenhöhe ist gegeben und das auftretende Angriffsmoment; es soll untersucht werden, ob die Beanspruchung nicht über $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ liegt, auch wird der erforderliche Eisenquerschnitt gesucht. Die Eisenbeanspruchung sei

$$\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm.}$$

Es wird hinreichend genau ermittelt:

$$K = 1,111 \frac{M}{h} \text{ oder } \frac{9}{8} \frac{M}{h} \text{ kg}$$

und daraus angenähert:

$$\sigma_b = 0,03 \frac{K}{h} + 20 \text{ kg/qcm}$$

$$f_e = \frac{K}{1200} \text{ qcm.}$$

Diese Formeln werden mathematisch genau nur für $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$; sie reichen aber aus, denn sie zeigen, ob σ_b über oder unter 40 kg/qcm bleibt und bieten auch einen hinreichend genauen Wert für σ_e . Für die Revision ist es insbesondere gleichgültig zu erfahren, um wieviel σ_b unter 40 kg/qcm bleibt.

b) Plattenbalken.

Allgemeines Verfahren für alle Eisenbetonträger.

a) Im Obergurt ist kein Eisen.

Man trägt an die Vertikale ac (Abb. 43) rechts oben die Betonbeanspruchung σ_b in Millimetern an, z. B. bei $\sigma_b = 40$, die Größe 40 mm und unten in der Mittellinie der Eisen $cb = \frac{1}{15} \sigma_e$, z. B. bei $\sigma_e = 1200 \text{ kg}$ $cb = \frac{1}{15} \cdot 1200 = 80 \text{ mm}$, alsdann gibt der Schnittpunkt von ac und bf die Höhenlage der Nulllinie und ihren Abstand x unter Trägeroberkante an.

Die Größe x selbst braucht man weiter nicht, sondern entnimmt nur aus der Zeichnung die Druckbeanspruchung σ'_b , welche am unteren Plattenrande herrscht; sie ist durch die Länge $a'f'$ gegeben. Ist $a'f' = 16 \text{ mm}$ ermittelt, dann ist $\sigma'_b = 16 \text{ kg/qcm}$.

Es vermag dieser Träger, dessen Plattendicke d und dessen Plattenbreite b ist, aufzunehmen:

eine Gurtspannung
$$K = \frac{\sigma_b + \sigma'_b}{2} \cdot d \cdot b$$

und ein Moment
$$M' = K \cdot h'^{*})$$

ferner wird
$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \cdot h'}$$

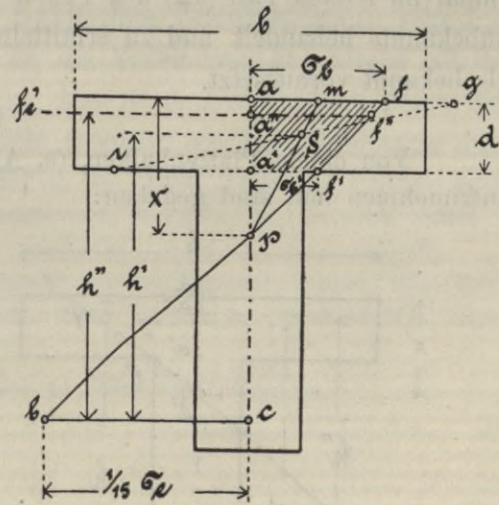


Abb. 43.

*) h' reicht von c (Mitte der Eiseneinlage) bis S (Schwerpunkt des schraffierten Trapezes, welches die Druckgurt-Spannungen darstellt). Zur Ermittlung der Lage dieses Schwerpunktes ist vom Halbirungspunkt m der Linie $af = \sigma_b$ eine Linie nach p gezogen. Ferner ist $fg = a'f'$ und $ia' = af$ gemacht. Linie ig schneidet dann mp in S , dem gesuchten Schwerpunkt.

Hierin bedeutet M das wirklich auftretende Angriffsmoment. Fällt M' kleiner aus als M , so geht daraus hervor, daß eine Betonbeanspruchung „40 kg/qcm“ nicht erreicht wird.

β) Im Obergurt ist Eisen einzufügen.

Fällt M' kleiner aus als das aufzunehmende Moment, dann ist dadurch angezeigt, daß Eisen im Obergurt verwendet werden muß, und zwar zum Betrage

$$f_e' = \frac{M - M'}{h' \cdot \sigma_e'}$$

Die Eisenbeanspruchung σ_e' entnimmt man der Zeichnung; sie ist durch die Länge der Linie $a''f''$, in Millimeter abgelesen aber noch multipliziert mit 15, gegeben. Ist z. B. $a''f'' = 36$, dann ist $\sigma_e' = 36 \cdot 15 = 540 \text{ kg/qcm}$.

Die untere Eiseneinlage hat die ganze Gurtspannung aufzunehmen, in welche sich oben Beton und Eisen teilen.

$$f_e = \frac{1}{\sigma_e} \cdot \left(\frac{M'}{h'} + \frac{M - M'}{h''} \right)$$

Die Höhen h' und h'' reichen jeweils von der Mittellinie der unteren Eiseneinlage bis zur Schwerlinie des Druckgurtes, auf den sie sich beziehen, h' bis zum Schwerpunkt des schraffiert gezeichneten Trapezes $afa'f'$ und h'' bis zur Mittellinie der oberen Eiseneinlage.

Eine solche graphische Ermittlung der theoretischen Höhen h' und h'' sowie der Spannung σ_b' ist weit übersichtlicher als das amtliche Verfahren, führt den Rechnenden mehr in das Wesen der Sache ein und gestattet weit sicherer und schneller eine Revision vorgelegter Berechnungen als die mühsame analytische Methode, welche zumal im letzten Fall (bβ) den Fehler hat, daß sie die bekannten Größen σ_b und σ_e als unbekannt behandelt und zu ermitteln sucht und die unbekannt Eisenquerschnitte als bekannt voraussetzt.

Beispiel.

Von einem Plattenbalken, (s. Abb. 44), welcher ein Moment $M = 540\,000 \text{ cmkg}$ aufzunehmen hat, sind gegeben:

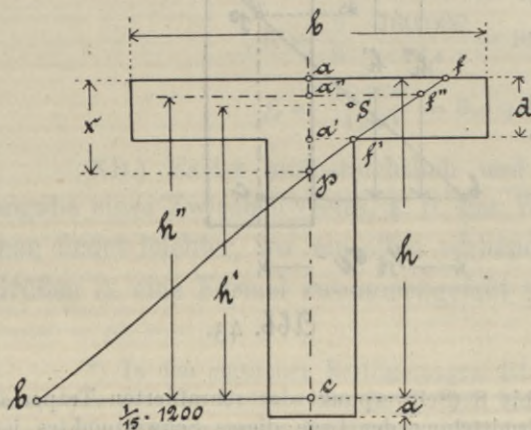


Abb. 44.

$h = 90 \text{ cm}$
 $h'' = 85 \text{ -}$
 $d = 20 \text{ -}$
 $b = 105 \text{ -}$

Gefordert:

$\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$
 $\sigma_e = 1200 \text{ -}$

Alsdann ist nach S. 62 Fall 1:

$$x = \frac{1}{3} h = \frac{90}{3} = 30 \text{ cm.}$$

Da x bekannt ist, läßt sich Punkt p sogleich eintragen, ohne erst Punkt b zu benutzen; $af = 40 \text{ mm}$ gemacht, ermittelt sich $a'f'$ zu $13\frac{1}{3} \text{ mm}$. Mithin ist

$\sigma'_b = 13,3 \text{ kg/qcm}$ und σ_b im Mittel:

$$\sigma_b = \frac{40 + 13,3}{2} = 26,6 \text{ kg/qcm}$$

$$K = b \cdot d \cdot \sigma_b = 105 \cdot 20 \cdot 26,6 = 55\,860 \text{ kg}$$

$l' = 82 \text{ cm}$ ermittelt, ergibt:

$$M_1 = K \cdot l' = 55\,860 \cdot 82 = 4\,580\,520 \text{ cmkg.}$$

Erforderlich: $M = 5\,400\,000 \text{ cmkg}$

Ohne obere Eisen erreicht: $M_1 = 4\,580\,520 \quad -$

$$M - M_1 = 819\,480 \text{ cmkg}$$

$$K = \frac{M - M_1}{l''} = \frac{819\,480}{85} = 9641 \text{ kg.}$$

Ferner $a'' f'' = 33\frac{1}{3} \text{ mm}$ abgegriffen, ergibt $\sigma'_e = 33\frac{1}{3} \cdot 15 = 500 \text{ kg/qcm}$ Eisen-
druckbeanspruchung und: $f'_e = \frac{K}{\sigma'_e} = \frac{9641}{500} = 19,3 \text{ qcm}$ und $f_e = \frac{1}{1200} \left(\frac{4\,580\,520}{82} + \frac{819\,480}{85} \right) = \frac{1}{1200} (55\,860 + 9641) = 54,6 \text{ qcm.}$

16. Vergleiche mit den Versuchsergebnissen des Herrn Baudirektors Professor Dr. Ing. von Bach.

a) Der Gleitwiderstand.

Die von Herrn von Bach angestellten Versuche mit Eisenbeton-Balken „Erster Teil“ dienen zur Feststellung des Gleitwiderstandes zwischen Eisen und Beton. Die verwendeten Eisen sind daher in Form gerader Stäbe in den Beton eingebettet, nicht, wie bei meinen Versuchen, an ihren Enden mit Haken versehen. Aus diesem Grunde erfolgte der Bruch der Träger an den Bachschen Versuchskörpern sehr frühzeitig, d. h. bei kleiner Eisenbeanspruchung, da die Verbindung des Eisens mit dem Beton den schwachen Punkt des Trägers bildete. Das ist dort absichtlich durch Wahl kurzer Träger mit starker Eiseneinlagen erreicht worden, um eine Zerstörung durch Überwindung des Gleitwiderstandes herbeizuführen, da dieser gemessen werden sollte. Das Eisen durfte auf Zug dabei nicht überanstrengt werden, da es sich sonst zu stark gedehnt und die Zerstörung des Trägers vorzeitig veranlaßt haben würde.

Es erfolgte im Mittel der Zusammenbruch dieser Versuchsträger des Herrn von Bach etwa bei folgenden nach amtlichem Verfahren ermittelten Eisenbeanspruchungen*):

$\sigma_e = 1154$	kg/qcm Eisenbeanspruchung;	Zusammenstellung	2.
$\sigma_e = 1239$	-	-	7.
$\sigma_e = 1753$	-	-	6.
$\sigma_e = 1760$	-	-	4.
$\sigma_e = 2348$	-	-	5.

*) Es können die Beanspruchungen bis zu 6 oder 8 % höher gewesen sein, als diese Werte angeben, da der Bruch eintrat, als die Beanspruchung gegenüber diesen Werten noch gesteigert wurde. Kleinere Zwischenwerte sind aber nicht gemessen.

Diese Zahlen beweisen, daß bei Trägern solcher Art (d. h. bei Trägern von 200 cm Spannweite mit 18—32 mm starken Eiseneinlagen) die Haftfähigkeit des Betons am Eisen, d. h. der Gleitwiderstand allein nicht ausreicht, dem Träger diejenige Bruchsicherheit zu bieten, welche erreicht wird, wenn man die Enden der Eisen als Haken ausbildet oder dieselben sonstwie sicher im Beton befestigt.

Bei meinen Untersuchungen erfolgte der Bruch des Trägers, auch nach dem amtlichen Berechnungsverfahren ermittelt, erst bei 3400 bis 3800 kg/qcm Eisenbeanspruchung, wofern die Träger mit Beanspruchungen von 40 kg/qcm im Beton und 1000 bis 1200 kg/qcm im Eisen berechnet und konstruiert waren. Die Tragfähigkeit meiner Versuchsträger war also eine $1\frac{1}{2}$ bis 3fach höhere.

Eine Hinzufügung von Haken an den Enden der Eiseneinlagen (etwa so wie bei meinen Versuchen geschehen ist, aber vielleicht auch schon unter Hinweglassung der Splinte) würde bei Belassung derselben Beton- und Eisenquerschnitte, wie sie bei den Bachschen Versuchen verwendet worden sind, Träger ergeben, die gegenüber den Trägern der Zusammenstellungen 2 und 7 ein 3fach und gegenüber Zusammenstellung 5 von v. Bach ein $1\frac{1}{2}$ fach größeres Tragvermögen besitzen müßten.

Der Umstand, daß bei den Balken der Zusammenstellungen 2 und 7 das Gleiten so frühzeitig, d. h. schon bei sehr kleiner Eisenbeanspruchung aufgetreten ist, erklärt sich dort aus der Verwendung starker Eisen von 25 und 32 mm Durchmesser (siehe v. Bachs Veröff. S. 32 und 41) gegenüber Eisen von 18 mm Durchmesser (siehe S. 36) bei den Balken der Zusammenstellung 5, welche erst bei höherer Eisenbeanspruchung brachen. Je kleiner der Eisendurchmesser und je größer die freie Spannweite eines Trägers ist, desto später tritt das Gleiten ein, d. h. desto größere Eisenbeanspruchung muß erzeugt werden, bevor ein Gleiten erfolgt, weil bei kleinem Durchmesser und großer Stablänge das Verhältnis der Oberfläche zum Eisenquerschnitt ein günstigeres wird.

Unterschiede in der Sicherheit hinsichtlich des Druckes im Beton, dem Zuge im Eisen und gegenüber dem Gleiten der Eisenstäbe im Beton.

Für die Beanspruchung des Eisens auf Zug begnügt man sich mit $3\frac{1}{2}$ facher Sicherheit ($\sigma_e = 1000$ kg/qcm vorausgesetzt) und das mit vollem Recht. Zugleich liefert die Bestimmung, daß im Gebrauchsfall mit $\sigma_b = 40$ kg/qcm Kantendruck im Beton als Meistbetrag zu rechnen ist, etwa 7- bis 9fache Sicherheit des Betondruckgurtes gegen das Zerdrücken des Betons, also eine weit höhere Sicherheitsziffer (guten Beton und 8 Wochen Erhärtungsdauer vorausgesetzt; siehe S. 18 u. 30).

Diese hohe Sicherheitsforderung läßt sich sehr wohl durch den Hinweis auf den Umstand begründen, daß der Beton nicht, wie das Eisen, bei seinem Einbau fertig vorliegt, und daß die Überwachung hinsichtlich seiner Herstellung und einer Auswahl verwendeter Materialien während des Baues sich nicht ganz einwandfrei durchführen läßt. Es kann daher die Druckfestigkeit des Betons gelegentlich kleiner ausfallen, als dem Mittelwert entspricht. Dasselbe trifft aber hinsichtlich einer Sicherheit gegen Gleiten zu und zwar in noch höherem Maß namentlich dort, wo nicht, wie bei den

Bachschen Versuchen, nur ein Eisen vorhanden ist, sondern wo deren mehrere, nahe beieinander liegend, verwendet sind. Es ist also auch hier eine hohe Sicherheit zu fordern, wenn Unfälle ausgeschlossen werden sollen.

An einem Balken gleicher Abmessung an Beton und Eisen, wie die Balken 10, 11, 15 (S. 32 und Zusammenstellung 2) aufweisen, aber von 3fach größerer Spannweite (6 m statt 2 m), würde der Gleitwiderstand voraussichtlich erst bei etwa $3 \times 1154 = 3462$ kg/qcm Eisenbeanspruchung überwunden werden. Dieser mit $\sigma_e = 1000$ kg/qcm erlaubter Eisenbeanspruchung berechnete und bemessene Träger würde dann hinsichtlich des Gleitens ebenso große, d. h. etwa 3,5fache Sicherheit bieten, als die Eiseneinlage selbst hinsichtlich ihrer Beanspruchung auf Zug. Es liegt aber kein Grund vor, daß man sich für gewöhnlich mit einer so kleinen Sicherheit gegen Gleiten begnügen sollte, wie man auch hinsichtlich der Sicherheit gegen Druck im Beton höhere Sicherheitsanforderungen stellt als hinsichtlich des Zuges in den Eiseneinlagen.

b) Die Dehnung des Betons bei der ersten Rißbildung.

Nach den Bachschen Versuchen variiert die kurz vor Eintritt der ersten Risse gemessene Ausdehnung des Betons, auf 1000 mm Meßlänge umgerechnet, zwischen 11,6 bis 21,4 Hundertstel Millimeter; sie betrug im Mittel bei Zusammenstellung 2 (Balken 4, 10, 11 und 15, siehe auch S. 32) $\frac{14}{100}$ mm, bei Zusammenstellung 6 (Balken 1, 13, 14, siehe auch S. 38) $\frac{20,7}{100}$ mm.

Die höhere Zahl 20,7 gegenüber 14 ist durch den größeren Eisenquerschnitt begründet oder, besser gesagt, durch die größere Oberfläche der Eiseneinlage gegenüber der Betonbreite.

Auf 30 cm Balkenbreite entsprechen einander bei von Bach:

$$\begin{array}{l} \frac{14}{100} \text{ mm Dehnung bei } 4,9 \text{ qcm Eisenquerschnitt,} \\ \frac{20,7}{100} \text{ - - - - } 7,3 \text{ - - -} \end{array}$$

Bei meinen Versuchen ergaben sich auf gleiche Meßstrecke von 1000 mm, die Eisenquerschnitte auf 30 cm Plattenbreite umgerechnet:

$$\begin{array}{l} \text{als Kleinstwert } \frac{11,4}{100} \text{ mm Dehnung bei } 4,1 \text{ qcm Eisenquerschnitt,} \\ \text{ansteigend auf } \frac{58,1}{100} \text{ - - - - } 20,8 \text{ - - -} \end{array}$$

als Größtwert.

Es ist vorn ausgeführt, daß an Plattenträgern von gleichem Betonquerschnitt der erste Riß bei Verwendung von Eiseneinlagen geringeren Gesamtquerschnittes früher, d. h. schon bei kleinerer Dehnung auftrat, als bei Verwendung von größerem Gesamtquerschnitt der Eisen oder, vielleicht richtiger gesagt, bei Verwendung von Eisen größerer Gesamtoberfläche. Das ist durch den Umstand einer Abhängigkeit zwischen

dem Auftreten klaffender, sichtbarer Risse und einer Überwindung der Haftfähigkeit des Betons am Eisen bedingt. Hat doch das Auftreten klaffender Risse eine Überwindung des Gleitwiderstandes in Nachbarschaft der Risse zur Voraussetzung.

17. Schluß.

Bruchsicherheit:

Die angestellten Untersuchungen zeigen, daß eine Erhöhung der Bruchsicherheit von Eisenbetonträgern weit mehr von der Zulassung kleiner, der Berechnung zu Grunde gelegter Eisenbeanspruchungen abhängig ist, als von einer Beschränkung der erlaubten Betondruckbeanspruchung. Bei gutem Beton könnte man ohne Bedenken 60 kg/qcm Kantendruckbeanspruchung zulassen, da sich bei Plattenträgern für den Betondruckgurt eine große Bruchsicherheit*) ergibt. Aber der Umstand, daß der Beton gelegentlich eine geringere Druckfestigkeit erreicht, als dem Mittelwert gewöhnlich entspricht, rechtfertigt vorläufig die Beibehaltung der Zahl 40 kg/qcm als Grenzwert für die zuzulassende Betondruckbeanspruchung.

So wichtig es ist, am Bau auf eine gute Herstellung des Betons zu achten, so gleichgültig ist es aber für die Trägersicherheit, ob man bei gutem Beton den Träger mit $\sigma_b = 40$ oder 45 kg/qcm Betondruckbeanspruchung berechnet.

Zu große Betondruckbeanspruchungen (z. B. $\sigma_b = 80$ kg/qcm) zuzulassen, empfiehlt sich schon aus dem oben angegebenen Grunde nicht und weiter darum nicht, weil dann dem Bruch des Trägers zu geringfügige Ribbildungen voraufgehen. Bei den üblichen Betonbeanspruchungen verträgt der Beton im Druckgurt das Auftreten weit sichtbarer Zug-Risse im Untergurt, bevor er oben bricht. Dann dient die Ribbildung als rechtzeitige Warnung; sie beugt einer weiteren Überlastung des Trägers, die zum Bruch führen könnte, vor.

Vorschlag zur Ausführung ergänzender Versuche zur Prüfung der Drucksicherheit des Betondruckgurtes bei Plattenträgern.

Fast alle in früherer Zeit mit Eisenbetonträgern angestellten Versuche liefen schließlich darauf hinaus, den Widerstand des Eisens gegen Dehnung zu messen. Die

*) Die Versuche haben erwiesen, daß bei Annahme einer im Gebrauchsfall „ $\sigma_b = 40$ kg/qcm“ betragenden Druckbeanspruchung des Betons im Alter von 8 Wochen der Betondruckgurt 7- bis 9fache Sicherheit erreicht. Diese Sicherheit ergibt sich nur bei Plattenträgern und auch nur dann, wenn der Beton im Untergurt nicht gerissen ist; siehe S. 18. Der kleinere Wert gut 7 findet sich bei $\sigma_e = 1200$ kg/qcm zugelassener Zugbeanspruchung im Eisen, während jene Sicherheit fast auf 9 steigt, wenn man mit $\sigma_e = 1000$ kg/qcm den Plattenträger berechnet; siehe S. 43.

Bei dem Vorhandenheit von Rissen im unteren, dem gezogenen Teil des Betons oder bei Plattenbalken, an welchen auch nur das Eisen im wesentlichen den Zuggurt bildet, ergibt sich eine geringere Sicherheit für den Beton-Druckgurt, an Plattenträgern z. B. 6,1fache Sicherheit; siehe S. 43.

In einem **höheren Alter** des Betons besitzt der Beton-Druckgurt eine größere Sicherheit als obige Zahlen angeben, da die Druckfestigkeit des Betons noch längere Zeit zunimmt. Im Alter von 15 Monaten zeigte die Würfelprobe des Betons aus Ziegelschmolzbrocken z. B. eine um 33 % und bei Gabbroton eine um 80 % höhere Druckfestigkeit als in dem Alter von 8 Wochen, in welchem die Plattenträger geprüft sind, und auf welchen Fall obige Zahlenwerte sich beziehen.

Widerstandsfähigkeit des Beton-Druckgurtcs wurde dabei nicht untersucht, da die Trägerzerstörung allemal durch das Nachgeben der gezogenen Eisengurtung veranlaßt worden ist. Erst bei Verwendung von vielem Eisen, z. B. etwa 12 bis 15mal so viel Eisen als üblich ist, also bei Berechnung eines Trägers mit 40 kg/qcm Druckbeanspruchung im Beton und nur $\frac{1000}{15} = \text{rund } 70 \text{ kg/qcm}$ im Eisen läßt sich durch den Versuch diejenige Kantenpressung im Beton ermitteln, bei welcher ein Betoneisen-träger infolge eines Zerdrückens des Betons zu Bruch geht und dies zwar für den Fall, daß das Eisen nicht überanstrengt ist, sondern nur 1000 bis 1200 kg/qcm Zugbeanspruchung erhält. Es empfiehlt sich die Anstellung eines solchen Versuches als weiteres Glied meiner Versuchs-Reihe III.

Rißbildungen:

Die ersten äußerst zarten Rißbildungen treten bei Eisenbeanspruchung von σ_e größer als 1000 kg/qcm auf; dieser Wert ist etwas kleiner, als man bisher anzunehmen geneigt war.

Die Elastizitätsziffer (Elastizitätsmodul) E des Betons.

Die amtlichen Bestimmungen nehmen an, daß zwischen den Elastizitätsziffern E von Eisen und Beton im Mittel ein Verhältnis: $n : 1 = 15 : 1$ besteht.

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 15 \text{ und}$$

$$E_b = \frac{E_e}{15} = \frac{2\,000\,000}{15} = 133\,333 \text{ kg/qcm.}$$

Bei den Berechnungen kommt die Elastizitätsziffer für den Beton des Obergurtcs, also für den im gedrückten Zustand befindlichen Beton in Frage. Der andere Wert E_b' , die Elastizitätsziffer für Zug, kommt bei den Berechnungen nicht in Betracht.

Es ist nun nicht erreichbar, aus den Biegungsversuchen genaue Zahlenwerte für E_b und E_b' abzuleiten, da die Kantenspannungen nicht genau bekannt sind. So ist z. B. für die Platte III/1 ohne Eiseneinlagen die Beanspruchung des Betons nach

der Formel: $\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{M}{b \cdot h^2} \cdot \frac{1}{6}$ ermittelt, nur als eine mittlere Beanspruchung zwischen

den Werten vom Druck und vom Zug aufzufassen. Ebenso sind auch für die übrigen Platten die aus dem Spiel der Dehnungszeiger und der so ermittelten, angenähert richtigen wahren Lage der Nullinie errechneten Beanspruchungen nicht genau, insbesondere nicht für hohe Lagen der Nullinie, also für hohe Werte der Beton-Druckbeanspruchung. Trotzdem mögen einige so ermittelte Werte hier mitgeteilt sein:

Die Elastizitätszahl des Betons für Druck E_b .

Für Beton aus Ziegelschmolzbrocken:			Für Beton aus Gabbro:					
ermittelt an Platte	für die Stufe der Beanspruchung σ_b in kg/qcm	die Elastizitätszahl E_b in kg/qcm	ermittelt an Platte	für die Stufe der Beanspruchung σ_b in kg/qcm	die Elastizitätszahl E_b in kg/qcm	ermittelt an Platte	für die Stufe der Beanspruchung σ_b in kg/qcm	die Elastizitätszahl E_b in kg/qcm
III/1 ohne Eiseneinlage	8,38 — 12,49 8,38 — 14,64 8,38 — 16,25	216 315 208 666 187 381	III/3	mit Eiseneinlage		III/4	mit Eiseneinlage	
			-	11,9 — 18,14	297 143	-	12,63 — 18,42	304 737
			-	21,32 — 26,36	265 263	-	18,42 — 36,1	249 100
III/2 mit Eiseneinlage	22,2 — 28,42 35,9 — 53,7 53,7 — 71,2 71,2 — 87,6 100,4 — 110,5	172 777 134 909 128 677 98 143 68 707	-	—	—	-	—	—
			-	26,36 — 77,35	156 000	-	55,3 — 131,5	147 000
			-	82,8 — 97,5	121 666			

Die Elastizitätszahl des Betons für Zug E_b' .

Platte	σ_b' in kg/qcm	E_b' in kg/qcm	Bemerkung
III/1 ohne Eiseneinlage	8,38 — 12,49 8,38 — 14,64 8,38 — 16,25	195 714 178 857 154 314	Die Elastizitätszahl für Zug E_b' ließ sich nur aus Platte III/1, zu deren Herstellung Ziegelschmolzbrocken verwendet worden sind, ableiten, da nur an dieser einen Platte auch in der Zugzone kein Eisen lag.

Vorstehende Zahlenwerte lassen erkennen, daß der Beton, aus Ziegelschmolzbrocken hergestellt, eine geringere Elastizitätszahl besitzt, als derjenige aus Gabbrobrocken.

Zudem zeigt sich, daß die Elastizitätszahl bei wachsenden Werten der Beanspruchung abnimmt. Es erreichte bei diesen Versuchen die Elastizitätszahl für Druck E_b an dem Beton, aus Ziegelschmolzbrocken hergestellt, innerhalb der Belastungsstufe von 35,9 bis 53,7 kg/qcm denjenigen Wert 133 333 kg/qcm, welchen die amtlichen Bestimmungen in den dort gegebenen Beispielen voraussetzen. Für Gabbrobeton liegt der Wert E_b höher, so daß erst bei einer Beanspruchung des Materiales an Platte III/3 zwischen 77,35 und 97,5 kg/qcm und an Platte III/4 bei σ_b größer als 131,5 kg/qcm jener Wert erreicht wurde.

Die Elastizitätszahl bei Zug E_b' erwies sich an Platte III/1 um 10% (mit zunehmender Beanspruchung auf 18% zunehmend) kleiner als die Elastizitätszahl für Druck E_b .

Probebelastungen.

Die jetzt gestattete Steigerung der Probebelastungen bis zu Angriffsmomenten, welche $\sigma_e = 2 \times 1000 = 2000$ oder $2 \times 1200 = 2400$ kg/qcm Eisenbeanspruchung hervorrufen, kann wegen Gefahr auf Ribbildung nicht empfohlen werden; siehe S. 56.

Das amtlich zugelassene Berechnungsverfahren:

Das amtlich zugelassene Berechnungsverfahren genügt in wissenschaftlicher Beziehung völlig; es ist aber für das Gewerbe unnötig verwickelt und in seiner Anwendung zu wenig übersichtlich, insbesondere zeitraubend. Es nimmt die Materialbeanspruchungen als unbekannte Größen an, während man von bekannten Grenzwerten, z. B. von $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm, ausgehen sollte. Die Lage der Nulllinie ist dann bekannt. Hier sind sehr wesentliche Vereinfachungen möglich und zweckdienlich; siehe S. 61.

Lage der Nulllinie.

Für das Gewerbe ist es gleichgültig, die genaue Lage der Nulllinie für den dem amtlichen Verfahren zu Grunde liegenden Sonderfall jeweils scharf zu ermitteln. Ohnehin wandert die Nulllinie; sie liegt bei Plattenträgern im Gebrauchsfall erheblich tiefer und kurz vor dem Bruch am Ort des eintretenden Bruches höher als die Rechnung annimmt. Es genügt für die Berechnung, wenn man als Grenzwerte $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1200$ kg/qcm voraussetzt und die Lage der Nulllinie in $x = \frac{1}{3}(h - a)$ unter Balkenoberkante annimmt*); siehe S. 40 u. 41.

Zweckmäßiges Berechnungsverfahren.

Der bei vorstehender Annahme ermittelte Eisenquerschnitt genügt allemal den amtlichen Bestimmungen, er könnte allenfalls um ein ganz Geringfügiges größer ausfallen, als die amtlichen Bestimmungen fordern. Die ermittelte Betonbeanspruchung genügt dann auch (S. 63); sie ist zwar nicht genau und beträgt vielleicht 38, wenn man 36 ermittelt hat; sie liegt aber immer unter 40, wenn die Berechnung mit $x = \frac{1}{3}(h - a)$ eine Zahl kleiner als 40 ergibt, und darauf kommt es doch allein an.

Unfälle.

Unfälle im Eisenbetonbau können sich nur ereignen, wenn ganz grobe Mängel in der Konstruktion, der Berechnung oder der Ausführung vorliegen.

Als Mängel der Konstruktion sind Fehler folgender Art hervorzuheben: z. B. wenn bei Fällen, in denen für 3 Kräfte, welche sich im Gleichgewicht halten sollen, die Schwerlinien der ihnen entsprechenden Bauglieder sich nicht in einem Punkte schneiden. Willkürliche Linienführung von Eiseneinlagen, d. h. Anordnungen, denen keine voll durchgeführte statische Untersuchung zu Grunde liegt, ferner die Verwendung von Eiseneinlagen mit scharfen Knicken, mangelhafte Verbindungen der Eisen mit dem Beton, z. B. bei kurzen auf Zug beanspruchten Eisenstäben vorkommend.

Als Mängel der Berechnung sind zu nennen: Eine Unterlassung der Berechnung in Sonderfällen, z. B. für die Befestigung der oberen Enden von Bügeln**) im Druck-

*) Der Abstand von Oberkante-Balken bis Eisenmitte ist oben, wie üblich, mit $h - a$, hingegen S. 62 mit h bezeichnet.

**) Bügel sind bisweilen als „auf Abscheeren beansprucht“ aufgefaßt, während sie auf Zug beansprucht sind. Siehe auch den Bericht über einen auf der Versammlung des Deutschen Beton-Vereins Februar 1907 gehaltenen Vortrag von Herrn Professor Mörsch.

Es ist mir bekannt, daß der Einsturz eines Eisenbeton-Bauwerkes erfolgt ist, weil der Ausführende die Bügel nicht in hinreichend festen Zusammenhang mit dem Beton-Druckgurt der Platten-

gurt des Betons und bei Aufhängung von Balken an Unterzügen. Die willkürliche Annahme von Einspannmomenten, die am Auflagerpunkt überhaupt nicht aufgenommen werden können, z. B. nicht von einer hohen Mauer oder einem Pfeiler. Die Vernachlässigung von sicher zu erwartenden, unvermeidlichen Ausführungsfehlern hinsichtlich der vorgeschriebenen Lage der Eisen. Das fällt zumal bei dünnen Platten ins Gewicht. Die Außerachtlassung von Ausnahmen, z. B. die Berechnung des Gleitwiderstandes mehrerer nahe beieinander liegender Eisenstäbe als Einzelstäbe, wiewohl dort an Stelle der Oberfläche mehrerer Eisen nur die Fläche der Betonschicht zu setzen ist, welche diese Stabbündel mit dem Beton des Obergurtes verbindet oder, anders ausgedrückt, die Unterlassung einer Aufsuchung der Schnittfläche kleinsten Widerstandes in dem Körper, welcher eine gegebene Kraft zu übertragen hat.

Der Gewerbetreibende ist nicht in der Lage, im Sonderfall weitgehende statische Untersuchungen anzustellen. Es müssen alle möglichen Fälle tunlichst schon vorher von anderer Seite geklärt sein, so daß dem Gewerbetreibenden das Ergebnis solcher Untersuchungen tunlichst einfach und kurz, gleichsam als Bauregel zur Verfügung steht.

Als grobe Mängel der Ausführung sind anzuführen: z. B. die Zulassung zur Druckrichtung schräge gerichteter Ansatzflächen von frischem und schon abgebundenem Beton an einem zu stampfenden Petonkörper, so daß Gleitflächen entstehen können. Oder ferner: die Verbindung der Eiseneinlagen statt mit dem Obergurt mit dem Auflagermauerwerk und das nachträgliche Überbetonieren einer Platte, die dann in keinem festen Zusammenhange mit dem Untergurt steht.

Für das Gewerbe und für die Vermeidung von Unfällen ist die ausführliche, an Beispielen durch Zeichnung und Wort erläuterte Darlegung, wie man in Eisenbeton bauen muß und welche Fehler man bei Wahl der Konstruktion, Ausführung der Berechnung und Herstellung des Baukörpers sowie Auswahl und Behandlung des Materiales zu vermeiden hat, weit wichtiger als die Veranstaltung von Versuchen, welche bestrebt sind, noch höhere Festigkeitswerte des Betons zu erreichen, als unter gewöhnlichen Verhältnissen schon jetzt erreicht werden, denn diese gewöhnlich erzielte Druckfestigkeit genügt vollkommen. Es wäre wertvoller, Versuche mit mangelhaftem Material anzustellen, um zu erkennen und zu zeigen, wo Gefahren liegen. Auch sind Versuche mit Probekörpern anzustellen, welche eine fehlerhafte oder vom Üblichen abweichende Bauweise oder Beanspruchung bieten, z. B. mit exzentrisch gedrückten Würfeln.

balken brachte; derselbe hatte angenommen, daß nur ein Widerstand der Bügel gegen Abscheren in Frage komme, daher deren zugfeste Verbindung mit der gedrückten Betonplatte, dem Obergurt des Trägers, nicht in hinreichender Weise bewirkt worden war.

C. Die Versuchs-Protokolle.

a) Die Originalprotokolle.

Die bei den Versuchen angefertigten Niederschriften sind in Protokollen anzuordnen, welche in zweifacher Hinsicht zu unterscheiden sind. Die Originalprotokolle sind nicht umgearbeitet, eine solche Umgestaltung als die nachstehend angegebene Art. Die Originalprotokolle sind in zwei Klassen zu unterteilen, nämlich in die Originalprotokolle der Versuche, welche in der ersten Klasse zu unterteilen sind, und die Originalprotokolle der Versuche, welche in der zweiten Klasse zu unterteilen sind.

Die Originalprotokolle enthalten die Angaben 1-12 nachstehender Klassen und sind in zwei Klassen zu unterteilen, nämlich in die Originalprotokolle der Versuche, welche in der ersten Klasse zu unterteilen sind, und die Originalprotokolle der Versuche, welche in der zweiten Klasse zu unterteilen sind.

C. Die Versuchs-Protokolle.

Die Originalprotokolle sind in zwei Klassen zu unterteilen, nämlich in die Originalprotokolle der Versuche, welche in der ersten Klasse zu unterteilen sind, und die Originalprotokolle der Versuche, welche in der zweiten Klasse zu unterteilen sind.

b) Der Aufbau der Protokolle.

Die Originalprotokolle sind in zwei Klassen zu unterteilen, nämlich in die Originalprotokolle der Versuche, welche in der ersten Klasse zu unterteilen sind, und die Originalprotokolle der Versuche, welche in der zweiten Klasse zu unterteilen sind.

1. Angaben zur Person	
Nr.	1
Nr.	2
Nr.	3
Nr.	4
Nr.	5
Nr.	6
Nr.	7
Nr.	8
Nr.	9
Nr.	10
Nr.	11
Nr.	12

Die Originalprotokolle sind in zwei Klassen zu unterteilen, nämlich in die Originalprotokolle der Versuche, welche in der ersten Klasse zu unterteilen sind, und die Originalprotokolle der Versuche, welche in der zweiten Klasse zu unterteilen sind.

C. Die Versuchs-Protokolle.

a) Die Originalprotokolle.

Die bei den Versuchen ausgeführten Niederschriften sind in Protokollen zusammengestellt und ins Reine übertragen, welche 21 Spalten enthalten. Diese Originalprotokolle sind recht umfangreich, etwa 5fach umfangreicher als die nachstehend gegebenen Auszüge. Für jede Laststeigerung sind die Momente ausgerechnet und die Ablesungen der Längenänderungs- und Durchbiegungszeiger notiert; sie können zur Benutzung für wissenschaftliche Arbeiten bei mir eingesehen werden, auch lassen sich bei Bestreitung der Unkosten Abschriften z. B. einzelner Teile derselben auf Wunsch anfertigen.

Die Originalprotokolle enthalten die Spalten 1—15 nachstehender Auszüge und ferner statt Spalte 4 die Unterabteilungen: 4a Moment der Nutzlast, 4b Moment der Eigenlast und anderer ruhenden Last, 4c die Summe beider. Diese letztere Zahl ist in den Auszügen allein wiedergegeben. Die Spalten 5—12 sind unverändert belassen. Spalte 13 und 14 sind im Originalprotokoll jeweils dreiteilig; sie enthalten jeweils gesondert die Spannungsermittlungen, veranlaßt durch das Moment der Eigenlast, das Moment der Nutzlast oder beweglichen Last und die Summe beider.

b) Der Auszug der Protokolle.

1. Erläuterungen zu den Protokollauszügen.

Die nachstehend gegebenen Auszüge aus den Versuchsprotokollen enthalten zu Beginn eines jeden Protokolles folgende Angaben, siehe Abb. 45.

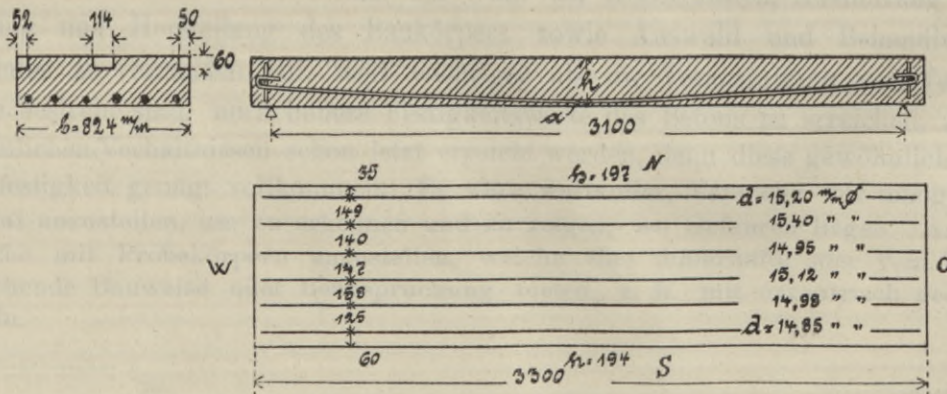


Abb. 45.

- a Abstand der Eisenmittellinie von Unterfläche Plattenträger in Plattenmitte;
- b Breite der Platte.
- h Plattenhöhe, ein Mittelwert aus den Abmessungen der Platte an beiden Stirnseiten genommen und zwar in der Mitte der Trägerspannweite.

f_e Ganzer Querschnitt der benutzten Eiseneinlagen. Die Eisen sind jedes einzeln für sich gemessen und im Querschnitt berechnet.

(f_e) Eisenquerschnitt umgerechnet auf eine Plattenbreite $b = 1,6$ m.

Für die Berechnung zugrunde gelegt sind:

σ_b die zugelassene Betonbeanspruchung,

σ_e - - Eisenbeanspruchung,

M das zugehörige Angriffsmoment (σ_b und σ_e nach dem amtlichen Berechnungsverfahren aus M ermittelt).

M'' Das Bruchmoment;

$n_d = \frac{M''}{M}$ die Bruchsicherheit des Trägers.

σ_e^1 Eisenbeanspruchung bei Eintritt des im unteren Teil des Betons beobachteten ersten Risses, nach amtlichem Verfahren ermittelt.

Das Mischungsverhältnis des Betons ist jeweils in Raumteilen angegeben. Über das Mischungsverhältnis nach Gewichtsteilen und den Wasserzusatz siehe Abschnitt B, S. 29.

Angegeben sind ferner das Einheitsgewicht des Betons und das Eigengewicht der Versuchsplatte.

Die Himmelsrichtungen, nach welchen die Platten orientiert waren, sind in Abb. 45 durch Buchstaben angedeutet.

Über die Belastungsstufen siehe S. 16.

2. Die Protokollauszüge.

Reihe II 1-bis 6 und Reihe III 1 bis 6.

(Angaben über die Vorversuche Reihe I sind hier fortgelassen).

Die Rißzeichnungen, einmal bei dem ersten Auftreten von Rissen und weiter kurz vor dem Bruch nachstehend für jeden Plattenträger wiedergegeben, zeigen ein nach dem Verhältnis $1 : 2^{1/2}$ verzerrtes Bild. Die Höhen sind größer dargestellt.

Platte II/1.

Plattenträger unter Zugrundelegung einer um rund 25% erhöhten Beton-Beanspruchung berechnet; mit Eiseneinlage
 $\sigma_b = 50,2$; $\sigma_e = 1000$ kg/qcm; $M = 156\ 530$ cmkg.
 $a = 25,10$ mm.
 $f_e = 10,78$ qcm.
 $(f_e) = 17,65$ qcm.
 $M'' = 538\ 465$ cmkg.
 $M''' = \bar{M} = 3,44$.

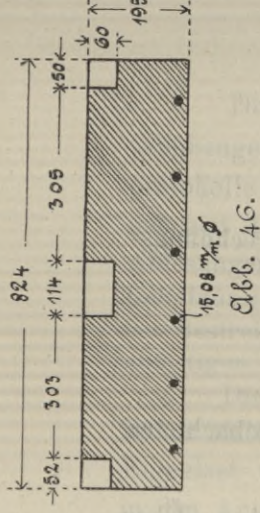


Abb. 46.

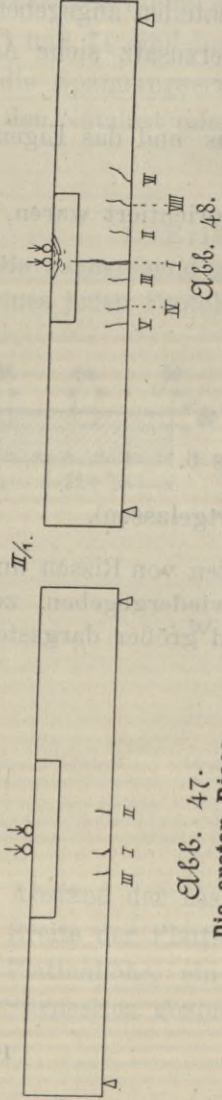


Abb. 47.

Die ersten Risse.
 $\sigma_e'' = 1231$ kg/qcm (1. Rib).

Mischungsverhältnis: 1 Z : 3 Sand : 3 Gabbro.
 Einheitsgewicht des Betons = 2459 kg/cbm.
 Eigengewicht der Platte = 1224 kg.
 Ganze ruhende Last 1303 kg.

Abb. 48.

Risse kurz vor dem Bruch.
 $\sigma_e'' = 3436$ kg/qcm (Bruch).

Datum: 21. September 1905. Platte No. II/1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Zeit	No. der Belastung	Auflast in kg	Moment im Ganzen aus Eigenlast und Auflast	Längenänderung in Hunderstel mm	Durchbiegung in mm	Durchbiegung in mm	Lage der neutr. Faser i. Abstand x v. d. Plattenoberkante; x in cm	be-rechn. x	beob-achtet x'	berechnet nach den amtlichen Vorschriften im Beton im Eisen σ_b kg/qcm	Berechnet nach d. durch Versuche ermittelten Lage d. neutralen Faser im Beton im Eisen σ_e kg/qcm	σ_b (kg/qcm)	σ_e (kg/qcm)	Bemerkungen
5 ⁴⁰	—	—	50 129	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	Über die Begründung des Zeichens < (kleiner als) bis z. Ribbildung s. S. 42 u. 58.
6 ⁰⁰	1	1229	68 564	1,2	0,18	0,18	7,18	10,12	10,12	21,5	425	16,3	< 470	Belastungsstufe 1. ($y = 30$ cm).
6 ²⁰	2	1229	88 256	2,7	0,35	0,32	7,18	10,62	10,62	27,6	563	20,28	< 610	Belastungsstufe 2. ($y = 60$ cm).
6 ⁴⁰	3	1229	107 948	4,5	0,49	0,49	7,18	10,59	10,59	33,8	688	24,8	< 747	Belastungsstufe 3. ($y = 90$ cm).
22. Sept.	4	1229	127 640	6,1	0,56	0,57	7,18	10,60	10,60	40,0	808	29,3	< 883	Untersuch. abgebrochen. Zeiger entfernt; Probekörper üb. Nacht unter der Last von 1229 kg.
7 ⁰⁰	5	1229	141 940	6,7	0,60	0,62	7,18	10,37	10,37	44,5	906	33,2	< 977	Belastungsstufe 4. ($y = 120$ cm).
9 ⁴⁵	1 q	1399	154 690	8,2	0,73	0,73	7,18	10,31	10,31	49,6	987	36,38	< 1063	Belastungsstufe 5. ($y = 150$ cm).
10 ¹⁰	4 q	1909	192 940	14,1	1,24	1,27	—	—	—	60,5	1231	—	—	Belastungssteigerung d. Wasser; 1 q = 170 kg. Erster feiner Haarriß R I (Nordseite).
10 ²³	5 q	2079	205 690	16,8	1,48	1,50	—	—	—	—	—	—	—	R I Ansichtsfäche 50 mm hoch.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10 ⁴⁰	5 q	2079	205 690	17,7	19,3	1,60	1,61	7,18	9,32	64,5	1313	52,1	1380	R II scheinb. Rib 170 mm von der Mitte rechts, Unterfäche.
10 ⁵⁰	6 q	2249	218 440	19,0	21,4	1,78	1,76	—	—	—	—	—	—	R I Ansichtsfäche bis auf 30 mm Höhe.
11 ¹²	6 q	2249	218 440	20,5	22,9	1,86	1,91	—	—	—	—	—	—	R III 165 mm v. d. Mitte links, Ansichtsfäche.
11 ³⁰	8 q	2589	243 940	24,2	29,2	2,31	2,36	—	—	—	—	—	—	R I u. R II vergrößern sich.
11 ⁴⁵	9 q	2759	256 690	27,9	34,0	2,65	2,70	—	—	—	—	—	—	R II Ansichtsf. 180 mm rechts v. d. M., Höhe 25 mm.
11 ⁵⁸	10 q	2929	269 440	30,5	39,1	2,95	3,02	—	—	—	—	—	—	Mittagspause; Platte unt. der Last 10 q stehend.
12 ⁰⁷	10 q	2929	269 440	31,2	41,1	3,11	3,17	—	—	—	—	—	—	Risse bisher etwa 1/10 mm stark.
14 ⁵	10 q	2929	269 440	32,3	46,9	3,34	3,40	7,18	7,00	84,5	1719	80,69	1737	R II 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
15 ⁰	11 q	3099	282 190	34,0	49,3	3,50	3,54	—	—	—	—	—	—	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
15 ⁵	11 q	3099	282 190	34,0	50,2	3,56	3,58	7,18	7,87	88,5	1801	82,0	1829	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
2 ¹⁰	13 q	3439	307 690	38,2	60,8	4,10	4,15	—	—	—	—	—	—	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
2 ²⁸	15 q	3779	333 190	44,3	75,2	4,98	5,04	7,18	7,38	104,5	2126	103,9	2128	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
2 ³⁵	16 q	3949	345 940	47,3	81,6	5,38	5,41	—	—	—	—	—	—	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
2 ⁵⁵	17 q	4119	358 690	51,2	89,9	5,88	5,90	7,18	7,08	112,5	2289	113,9	2285	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
2 ⁵⁸	6 Kl.	4316	373 465	53,8	95,9	6,19	6,22	—	—	—	—	—	—	Belastungssteigerung d. Betonklötze.
3 ⁰⁸	12 Kl.	4519	388 690	57,7	106,0	6,72	6,78	7,18	6,87	121,9	2480	126,4	2463	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
3 ¹⁰	18 Kl.	4721	403 840	60,9	114,0	7,20	7,24	—	—	—	—	—	—	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
3 ¹⁵	24 Kl.	4918	418 615	63,8	121,2	7,60	7,65	7,18	6,72	131,2	2671	138,8	2644	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
3 ²⁰	30 Kl.	5119	433 690	66,9	129,0	8,02	8,10	7,18	6,63	140,6	2863	150,4	2733	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
3 ³⁰	36 Kl.	5318	448 615	72,2	140,2	8,77	8,78	—	—	—	—	—	—	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
3 ³⁵	48 Kl.	5718	478 615	78,3	154,6	9,00	9,00	—	—	—	—	—	—	R I 150 mm rechts von d. Mitte, Ansichtsfäche 10 mm hoch.
3 ³⁸	48 Kl.	5718	478 615	79,0	156,0	9,78	9,75	7,18	6,55	150,0	3054	162,0	3012	Neue Risse süd. 90 cm rechts v. d. M. nördl. 95 cm rechts v. d. M.
3 ⁴⁴	60 Kl.	6115	508 390	93,3	171,9	10,70	10,70	7,18	6,86	159,4	3244	164,7	3202	es entstehen fortgesetzt neue kleine Risse.
3 ⁵⁵	66 Kl.	6313	523 240	95,3	185,0	11,52	11,56	—	—	—	—	—	—	Pause in der Ableitung und Beobachtung von 400 bis 415.
4 ⁰⁰	66 Kl.	6313	523 240	95,9	189,1	11,80	11,85	7,18	6,63	164,1	3339	175,4	3298	Längenänderung kurz vor dem Bruch nicht abgeles., max. Beton-druckbeanspruchung (Spalte 13) daher nicht zu ermitteln.
72 Kl.	72 Kl.	6516	538 465	99,4	197,4	12,32	12,10	—	—	—	—	—	—	Riß unten 5 mm breit. Obergurt splittet; Bruchgrenze. Revision der Bruchlast: 72 Klötze, 17 q Wasserfüllg.

Platte II/3.

Plattenträger unter Zugrundelegung einer um rund 50% erhöhten Betonbeanspruchung berechnet; mit Eiseneinlage.

$\sigma_b = 61,3$; $\sigma_e = 1000$ kg/qcm. $M = 151\ 158$ cmkg,
 $M'' = 545\ 681$ cmkg,
 $n_d = \frac{M''}{M} = 3,61.$
 $a = 22,38$ mm.
 $f_e = 10,49$ qcm.
 $(f_e) = 25,52$ qcm.

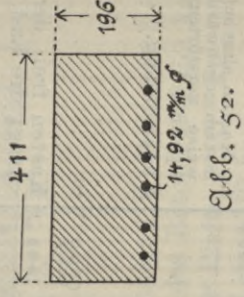


Abb. 52.

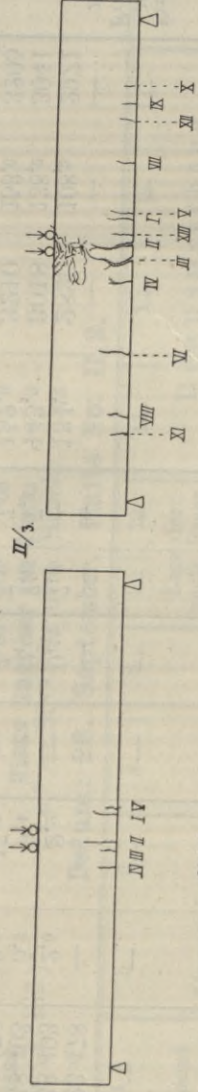


Abb. 53.

Die ersten Risse.

$\sigma'_e = 1195$ kg/qcm (I. Riß).

Mischungsverhältnis 1 Z: 3 Sand: 3 Gabbro.
 Einheitsgewicht des Betons = 2459 kg/cbm.
 Eigengewicht der Platte = 643 kg;
 Ganze ruhende Last 684 kg.

Abb. 54.

Kurz vor dem Bruch.

$\sigma''_e = 3609$ kg/qcm (Bruch).

Datum: 25. September 1905. Platte II/3.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Zeit	No der Belastung		Auflast in kg	Moment im Ganzen aus Eigenlast und Auflast	Längenänderung in Hundertstel mm	Durchbiegung in mm	Lage der neutr. Faser i. Abstand x v. d. Plattenoberkante; x in cm		berechnet nach den amtlichen Vorschriften im Beton im Eisen kg/qcm	berechnet nach d. durch Versuche ermittelten Lage d. neutralen Faser im Beton im Eisen kg/qcm	Bemerkungen			
					oben unten	Süd Nord	be- rechn achtet	σ_b	σ_e	(σ_b)	(σ_e)			
4 ⁴⁰	—	—	—	27 025	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4 ⁵⁰	1	1229	—	45 460	2,0	1,9	0,28	0,18	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	27 025	—	0,01	0,01	—	—	—	—	—	—	—
1	1	1229	—	45 460	2,0	1,9	0,28	0,03*	8,81	18,2	297	15,3	< 311	*) Zeiger reibt.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Zeit	No der Belastung	Auflast in kg	Moment im Ganzen aus Eigenlast und Auflast	Längenänderung in Hundertstel mm	Durchbiegung in mm	Lage der neutr. Faser i. Abstand x v. d. Plattenoberkante; x in cm		berechnet nach den amtlichen Vorschriften im Beton im Eisen kg/qcm	berechnet nach d. durch Versuche ermittelten Lage d. neutralen Faser im Beton im Eisen kg/qcm	Bemerkungen				
				oben unten	Süd Nord	be- rechn achtet	σ_b	σ_e	(σ_b)	(σ_e)				
5 ⁰⁰	2	1229	—	28 112	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5 ¹⁵	3	1229	—	64 982	4,1	3,8	0,52	0,30	—	—	—	—	—	—
5 ³⁰	4	1229	—	28 112	—	0,1	0,02	0,06	—	—	—	—	—	—
5 ⁴⁰	5	1229	—	64 982	4,2	3,8	0,52	0,70	—	—	—	—	—	—
5 ⁴⁵	6	1229	—	28 112	—	0,2	0,06	0,08	—	—	—	—	—	—
5 ⁵⁰	7	1229	—	64 982	4,2	3,8	0,58	0,50	—	—	—	—	—	—
6 ⁰⁰	8	1229	—	28 112	—	0,2	0,06	0,06	—	—	—	—	—	—
6 ⁰⁵	9	1229	—	29 199	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6 ¹⁰	10	1229	—	84 504	6,7	6,0	0,77	0,70	—	—	—	—	—	—
6 ¹⁵	11	1229	—	104 026	9,5	9,2	0,93	0,87	—	—	—	—	—	—
6 ²⁰	12	1229	—	119 006	10,0	10,1	0,97	0,97	—	—	—	—	—	—
6 ²⁵	13	1399	—	131 756	12,1	13,3	1,20	1,15	—	—	—	—	—	—
6 ³⁰	14	1569	—	144 506	14,6	17,8	1,49	1,42	—	—	—	—	—	—
6 ³⁵	15	1739	—	157 256	17,2	24,0	1,92	1,88	—	—	—	—	—	—
6 ⁴⁰	16	1909	—	170 006	18,8	26,9	2,42	2,08	—	—	—	—	—	—
6 ⁴⁵	17	2079	—	182 756	21,3	32,1	2,51	2,41	—	—	—	—	—	—
6 ⁵⁰	18	—	—	26 831	1,6	3,4	0,40	0,37	—	—	—	—	—	—
6 ⁵⁵	19	—	—	26 831	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6 ⁵⁸	20	2079	—	182 756	20,3	29,6	2,34	2,30	—	—	—	—	—	—
6 ⁵⁹	21	2249	—	195 506	23,0	33,2	2,65	2,56	—	—	—	—	—	—
6 ⁵⁹	22	2419	—	208 256	25,8	37,1	2,98	2,88	—	—	—	—	—	—
7 ⁰⁰	23	2589	—	221 006	28,3	41,4	3,35	3,26	—	—	—	—	—	—
7 ⁰⁵	24	2759	—	233 756	30,9	45,6	3,69	3,62	—	—	—	—	—	—

Fortsetzung siehe Seite 82.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Zeit	No. der Belastung	Auflast in kg	Moment im Ganzen aus Eigenlast und Auflast	Längenänderung in Hunderterstel mm	Durchbiegung in mm	beob. rechn. x	beob. rechn. x	beob. rechn. x	beob. rechn. x	Beanspruchung berechnet nach den amtlichen Vorschriften im Beton im Eisen	Beanspruchung berechnet nach d. durch Versuche ermittelten Lage d. neutralen Faser im Beton im Eisen	Bemerkungen		
				oben unten	Süd Nord					σ_b σ_e	(σ_b) (σ_e)			
7 ²²	10 q	2929	246 506	34,7 51,3	4,28 4,21	8,31	7,92	98,7	1611	103,4	1594	R^2 Unterfläche auch an der nicht gewellten Stelle zu erkennen. $R^1 R^2$ erweitern sich u. $R^3 R^4$ entstehen. $R^5 R^6$ 7 cm links von der Mitte. In der Unterfläche treten eine ganze Reihe feiner Risse auf. $R^7 R^8$ 18 cm links von der Mitte, 6 cm hoch; R^9 15 cm links.		
7 ²⁵	11 q	3099	259 256	37,1 54,9	4,59 4,50	—	—	—	—	—	—			
7 ²⁸	12 q	3269	272 006	40,0 59,0	4,98 4,86	—	—	—	—	—	—			
8 ⁰⁰	13 q	3439	284 756	43,0 63,8	5,40 5,33	—	—	—	—	—	—			
8 ⁷	14 q	3609	297 506	45,7 67,9	5,79 5,73	—	—	—	—	—	—			
8 ¹³	15 q	3779	310 256	49,7 73,8	6,40 6,38	8,31	7,89	124,4	2028	129,8	2008			
8 ²⁰	16 q	3949	323 006	52,6 77,0	6,68 6,60	—	—	—	—	—	—			
8 ²⁸	17 q	4119	335 756	56,1 83,0	7,30 7,16	8,31	7,90	134,7	2194	140,3	2174			
9 ¹⁸	6 Kl.	4316	350 531	61,0 84,5	7,70 7,50	—	—	—	—	—	—	Belastungssteigerung d. Betonklötze.		
9 ²³	12 Kl.	4519	365 756	64,0 89,0	8,06 7,85	8,31	8,20	146,7	2390	149,7	2370	R^7 u. R^8 deutlich, $1/10$ mm stark.		
9 ²⁹	18 Kl.	4721	380 906	66,5 93,5	8,56 8,32	—	—	—	—	—	—	Weitere Risse nach dem Widerlager zu.		
9 ³³	24 Kl.	4918	395 681	71,0 101,2	9,19 8,99	8,31	8,05	158,7	2586	162,8	2571	R^{10} entstanden.		
9 ³⁵	30 Kl.	5119	410 756	74,0 105,8	9,58 9,40	—	—	—	—	—	—	Neuer starker Riß R^{11} , außerdem R^{12} u. R^{13} , es bilden sich weitere Risse, Südseite 16 Stck., Nordseite 12 Stck.		
9 ³⁸	36 Kl.	5318	425 681	77,3 111,8	10,03 9,90	—	—	—	—	—	—			
9 ⁴²	36 Kl.	5318	425 681	81,1 116,1	10,66 10,50	8,31	8,06	170,7	2782	175,1	2766	Risse am Auflager fast bis zur Mitte gehend. Südseite 20 Risse, Nordseite 16.		
9 ⁵⁷	42 Kl.	5517	440 606	82,9 118,4	10,77 10,58	—	—	—	—	—	—	R^2, R^3, R^4, R^5 sind stärker geworden.		
10 ⁰⁰	48 Kl.	5718	455 681	86,5 122,9	11,29 11,05	8,31	8,09	182,8	2978	186,9	2964			
10 ⁰¹	54 Kl.	5913	470 306	88,8 125,7	11,58 11,24	—	—	—	—	—	—			
10 ⁰⁶	60 Kl.	6115	485 456	99,8 138,9	12,82 12,45	8,31	8,19	194,7	3173	197,2	3164			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10 ³⁰	72 Kl.	6516	515 531	115,4 168,9	14,52 14,26	8,31	7,92	206,8	3369	215,9	3337			
10 ³¹	66 Kl.	6313	500 306	114,4 167,0	14,15 14,15	—	—	—	—	—	—	—	—	
10 ³⁴	48 Kl.	5718	455 681	108,2 156,6	13,68 13,35	—	—	—	—	—	—	—	—	
10 ³⁸	30 Kl.	5119	410 756	101,5 145,0	12,70 12,43	—	—	—	—	—	—	—	—	
10 ⁴¹	12 Kl.	4519	365 756	94,9 133,2	11,69 11,43	—	—	—	—	—	—	—	—	
10 ⁴³	17 q	4119	335 756	89,8 124,8	10,98 10,74	—	—	—	—	—	—	—	—	
10 ⁴⁶	11 q	3099	259 256	77,1 103,2	9,10 8,93	—	—	—	—	—	—	—	—	
10 ⁵⁶	7 q	2419	208 256	66,8 86,9	7,70 7,57	—	—	—	—	—	—	—	—	
11 ⁰⁵	—	—	26 831	22,0 29,4	2,40 2,34	—	—	—	—	—	—	—	—	
11 ¹⁶	7 q	2419	208 256	56,8 76,8	6,38 6,29	—	—	—	—	—	—	—	—	
11 ²²	9 q	2759	233 756	62,7 84,4	7,08 6,98	—	—	—	—	—	—	—	—	
11 ²⁸	11 q	3099	259 256	67,7 92,5	7,79 7,68	—	—	—	—	—	—	—	—	
11 ³⁷	15 q	3779	310 256	77,9 108,8	9,20 9,10	8,31	8,17	124,4	2028	126,2	2020			
11 ⁴²	17 q	4119	335 756	82,9 116,9	9,84 9,74	8,31	8,13	134,7	2194	137,1	2185			
11 ⁴⁸	12 Kl.	4519	365 756	88,3 126,1	10,66 10,56	8,31	8,07	146,7	2390	150,5	2377			
11 ⁵⁰	24 Kl.	4918	395 681	94,0 134,9	11,45 11,33	8,31	8,05	158,7	2586	163,2	2569			
11 ⁵²	36 Kl.	5318	425 681	99,80 144,8	12,29 12,13	8,31	7,99	170,7	2782	176,3	2760			
11 ⁵⁵	48 Kl.	5718	455 681	105,8 153,9	13,10 12,94	8,31	7,98	182,8	2978	188,9	2955			
11 ⁵⁷	60 Kl.	6115	485 456	112,1 164,2	13,87 13,77	8,31	7,95	194,7	3173	202,0	3146			
12 ⁰⁵	72 Kl.	6516	515 531	129,3 195,6	16,0 15,88	8,31	7,90	206,8	3369	217,8	3334			
12 ¹⁰	78 Kl.	6715	530 456	137,8 216,0	17,30 17,0	—	—	—	—	—	—	—	—	
12 ¹⁵	80 Kl.	6783	535 556	146,5 241,5	18,45 18,39	—	—	—	—	—	—	—	—	
12 ¹⁶	82 Kl.	6850	540 581	148,0 244,9	18,63 18,52	—	—	—	—	—	—	—	—	
12 ¹⁸	84 Kl.	6918	545 681	249,0 18,86	18,75 18,75	8,31	7,93	218,8	3609	237,5	3425			
12 ²⁰														
12 ²⁶	36 Kl.	5318	425 681	—	30,0 30,0	—	—	—	—	—	—	—	—	
12 ⁴⁴	13 q	3439	284 756	—	29,4 29,75	—	—	—	—	—	—	—	—	

Bemerkung: Bei Angabe einer Anzahl verwendeter Betonklötze ist voranzugeben, ob die Wasserfüllung jeweils auch in Erfüllung hier bedeutet, z. B. 6 Kl. eine Belastung durch das Eigengewicht des Kastens ferner auch 17 q Wasserfüllung und durch 6 Betonklötze.
Mit bloßem Auge nur R^2 und R^{11} zu erkennen. Ganz entlastet. Belastung. R^1, R^7 deutlich sichtbar.
Sämtliche Risse bemerkbar, Breite der Hauptrisse $1/5$ mm.
Risse etwa $1/4$ mm.
Risse R^{11} und R^1 mm breit.
Riß R^{11} 12,5 cm hoch.
Gips hebt sich auf der Südseite ab.
Druckrisse Nordseite.
Bruchlast.
Revision der Bruchlast: 17 q Wasserfüllung, 84 Betonklötze.
Entlastung.
Zeiger eingestellt auf 30
Kasten schwebt frei. Der Träger wird in diesem Zustande eine noch größere Last tragen können als 3439 kg.

Platte II/5.

Plattenträger unter Zugrundelegung einer um rund 20% erhöhten Betonbeanspruchung berechnet; mit Eiseneinlage.

$\sigma_b = 47,3$; $\sigma_e = 1000$ kg/qcm; $M = 152\ 843$ cmkg
 $M'' = 538\ 008$ cmkg
 $n_1 = \frac{M''}{M} = 3,52$

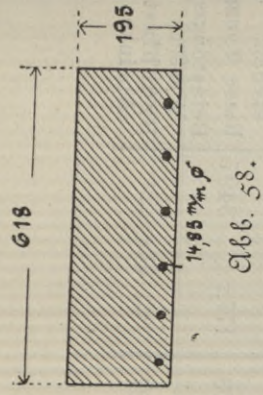


Abb. 58.

Mischungsverhältnis
 1 Z: 3 Sand: 3 Ziegelschmolz
 Einheitsgewicht des Betons = 2155 kg/cbm
 Eigengewicht der Platte = 834 kg
 Ganze ruhende Last 888 kg.

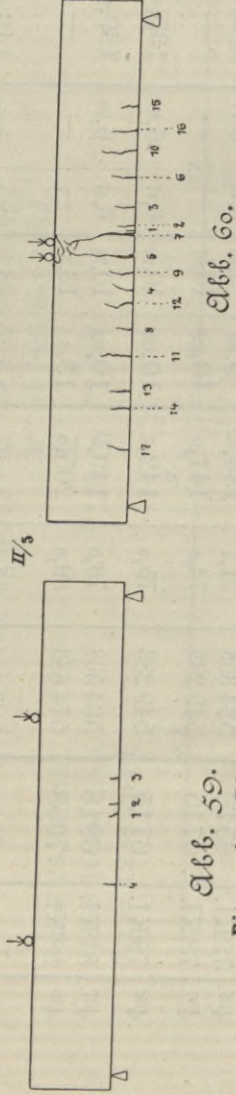


Abb. 59.

Die ersten Risse.

$\sigma_e' = 1243$ kg/qcm (1 Rib).

Abb. 60.

Risse kurz vor dem Bruch.

$\sigma_e'' = 3515$ kg/qcm (Bruch).

Datum: 28. September 1905. Platte No. II/5.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Zeit	No der Belastung	Auflast in kg	Moment im Ganzen aus Eigenlast und Auflast	Längenänderung in Hundertstel mm	Durchbiegung in mm	Durchbiegung in mm	Durchbiegung in mm	Lage der neutr. Faser i. Abstand x v. d. Plattenoberkante; x in cm	beob. rechn achtet x	σ_b kg/qcm	σ_e kg/qcm	(σ_b)	(σ_e)	Bemerkungen
				oben unten	Süd Nord									
2 ²⁵	0	0,0	34 577	0,0	0,00	0,00	0,00	—	—	—	—	—	—	Über die Begründung des Zeichens (kleiner als) bis zur Ribbildung siehe S. 42 und 58.
2 ²⁸	1	1229	52 862	2,0	0,21	0,21	0,21	7,11	10,54	16,4	346	11,8	< 274	Belastungsstufe 1; $\eta = 30$ cm.
2 ³³	2	1229	72 534	4,0	0,44	0,45	0,45	7,11	10,88	22,4	474	16,0	< 517	Belastungsstufe 2; $\eta = 0$ cm.
2 ³⁸	3	1229	92 056	6,2	0,61	0,68	0,68	7,11	10,80	28,4	601	20,3	< 658	Belastungsstufe 3; $\eta = 0$ cm.
2 ⁴⁶	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	Belastungssteigerung durch Wasser; $\eta = 10$ kg.
2 ⁴⁷	1 q	1399	99 706	7,9	0,75	0,74	0,74	—	—	—	—	—	—	Scheinbare Risse Nord- und Südseite.
2 ⁴⁷	5 q	2079	130 306	11,7	1,18	1,17	1,17	7,11	10,56	40,2	850	20,4	< 923	Nordseite 4, Südseite 5 Risse, deutl. nur R ³ .
2 ⁴⁷	10 q	2929	168 566	18,6	2,04	2,02	2,02	7,11	9,86	52,0	1100	41,9	< 1165	Belastungssteigerung durch Betonklötze.
2 ⁴⁷	13 q	3439	191 506	23,9	2,79	2,75	2,75	—	—	58,7	1243	—	—	R ^{VIII} , R ⁷ , R ³ , R ² , R ¹⁰ entdeckt, R ³ 4 cm hoch.
2 ⁴⁸	15 q	3779	206 806	28,2	3,48	3,40	3,40	7,11	8,55	63,8	1350	—	—	R ^{IX} u. R ^X .
2 ⁴⁸	17 q	4157	223 816	33,2	4,21	4,15	4,15	7,11	8,39	69,9	1461	—	—	Belastungssteigerung durch Betonklötze.
2 ⁴⁸	6 Kl.	4354	232 681	34,8	4,30	4,34	4,34	—	—	—	—	—	—	—
2 ⁴⁸	12 Kl.	4557	241 816	36,2	4,65	4,60	4,60	—	—	—	—	—	—	—
2 ⁴⁸	12 Kl.	4557	241 816	37,7	4,95	4,87	4,87	7,11	8,27	74,6	1578	65,9	1621	—
2 ⁴⁸	24 Kl.	4956	259 771	41,8	5,49	5,41	5,41	7,11	8,29	80,2	1696	70,8	1741	—

1 ⁴⁸	1.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.	15.
4 ⁴⁸	36 Kl.	5356	277 771	45,6	62,8	6,17	6,07	7,11	8,21	85,7	1813	76,2	1859	—
4 ⁴⁸	48 Kl.	5756	295 771	49,9	69,9	6,88	6,78	7,11	8,12	91,2	1931	81,8	1975	—
4 ⁴⁷	60 Kl.	6153	313 636	54,4	76,7	7,30	7,11	7,11	8,10	96,8	2048	87,0	2093	—
4 ⁴⁷	72 Kl.	6554	331 681	58,6	83,8	8,29	8,18	7,11	8,02	102,2	2165	92,8	2209	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4 ⁴⁰	54 Kl.	5951	304 546	56,7	81,0	8,29	8,15	—	—	—	—	—	—	—
—	18 Kl.	4759	251 206	47,6	67,6	7,05	6,95	—	—	—	—	—	—	—
—	0 Kl.	4157	223 816	43,2	60,5	6,39	6,30	—	—	—	—	—	—	—
—	11 q	3099	176 206	34,7	48,0	5,19	5,09	—	—	—	—	—	—	—
5 ⁰⁶	0	0	36 751	8,9	14,8	1,50	1,40	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	0	0	34 383	0,0	0,0	0,00	0,00	—	—	—	—	—	—	—
5 ²⁰	5 q	2079	190 308	20,4	25,9	2,36	2,36	7,11	8,60	58,8	1242	50,3	1285	—
5 ²³	6 q	2249	203 058	22,8	29,5	2,72	2,72	—	—	—	—	—	—	—
5 ²⁵	10 q	2929	254 058	30,5	41,9	3,80	3,80	7,11	8,21	78,4	1659	69,5	1700	—
5 ²⁸	11 q	3099	266 808	32,6	45,4	4,11	4,08	—	—	—	—	—	—	—
5 ⁴⁸	15 q	3779	317 808	41,4	58,3	5,22	5,20	7,11	8,05	98,1	2074	88,5	2118	—
5 ⁴⁴	17 q	4119	343 308	45,8	63,2	5,80	5,77	7,11	8,05	105,8	2240	95,5	2288	—
5 ²⁸	12 Kl.	4519	373 308	45,9	73,3	6,45	6,44	7,11	7,51	115,1	2437	110,0	2457	—
—	18 Kl.	4721	388 458	47,8	77,8	6,80	6,78	—	—	—	—	—	—	—
6 ⁰⁰	24 Kl.	4918	403 233	50,4	82,9	7,16	7,18	7,11	7,44	124,4	2634	118,8	2651	—
6 ⁰⁵	36 Kl.	5318	433 233	55,9	92,1	7,88	7,85	7,11	7,96	133,7	2829	129,8	2843	—
6 ⁰⁸	48 Kl.	5718	463 233	62,1	102,3	8,69	8,66	7,11	7,96	142,9	3025	138,8	3039	—
6 ⁰⁹	60 Kl.	6115	493 008	68,9	113,2	9,52	9,46	7,11	7,46	152,2	3220	146,2	3243	—
6 ¹²	72 Kl.	6516	523 083	78,5	134,5	11,00	10,94	7,11	7,18	161,5	3420	159,6	3418	—
6 ¹³	78 Kl.	6715	538 008	82,8	143,5	11,62	11,54	7,11	7,18	166,0	3515	165,5	3513	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6 ¹⁵	78 Kl.	6715	538 008	131,0	385,0	22,6	22,5	—	—	—	—	—	—	—
6 ¹⁰	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6 ²⁰	78 Kl.	6715	538 008	175,9	570,9	31,3	31,0	7,11	4,58	166,0	3515	243,9	3330	—
6 ²³	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6 ²⁸	62 Kl.	6181	497 958	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	11 q +	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	35 Kl.	4604	379 683	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Nordseite 16, Südseite 17 Risse.
 Entlastung.
 Risse mit d. bloßen Auge u. dem Vergrößerungsgläse nicht zu erkennen.
 Belastungsstufe 5; $\eta = 150$ cm.
 Einige Risse in der Mitte mit d. Vergrößerungsgläse schwach erkennbar.
 R^{XVII} entstanden.
 Risse in der Mitte deutlicher erkennbar; in der Unterfläche werden verschiedene Risse in dem mittleren Teil sichtbar.
 R^{XVIII} entstanden.
 Belastungssteigerung durch Betonklötze.
 7 Risse gehen unten durch, mit bloßem Auge erkennbar.
 R⁵ Untersicht stärker Rib.
 R², R⁶, R⁷, R³, R⁷ sind etwa 1/10 mm weit.
 Risse in der Nähe des Auflagers entstanden.
 Rib R⁵ 1/5 mm stark, R⁶ 2 mm weit.
 Ein Druckrib Nordseite; Ribbreite unten 3-4 mm.
 Ribbreite unten 5 mm.
 Bruchlast.
 Entlastung:
 Unter dieser Belastung von Kastengewicht + 17 Wasser und 62 Betonklötze bleibt die Platte über Nacht stehen.
 Die Platte hatte sich unter der Last soweit gesenkt, daß der Kasten am 24. Morgens 6 Uhr auf allen 4 Ecken fest auflag.
 Gesamt-Durchbiegung: Nordseite 965 mm, Südseite 96 mm.
 Es wird eine weitere Entlastung vorgenommen. Kasten schwebt frei.

Platte III/1.

Plattenträger ohne Eiseneinlage.
 $\sigma_b = 16,25 \text{ kg/qcm}$. $M = 43\,759 \text{ cmkg}$.

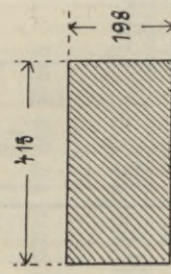


Abb. 64.

Mischungsverhältnis 1 Z : 3 Sand : 3 Ziegelschmolz.
 Einheitsgewicht des Betons = 2170 kg/cbm.
 Eigengewicht der Platte = 550 kg.
 Ganze ruhende Last = 585 kg.

Datum: 13. Dezember 1905. Platte No. III/1.

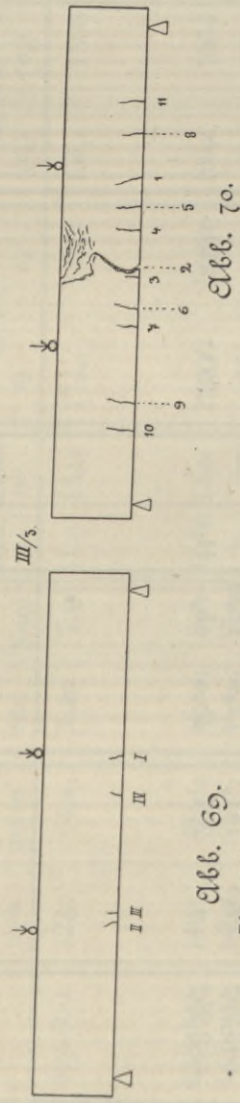
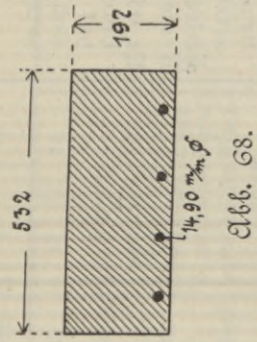
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Zeit	No. der Belastung	Auflast in kg	Moment im Ganzen aus Eigenlast und Auflast	Längenänderung in Hundertstel mm	Durchbiegung in mm		Lage der neutr. Faser i. Abstand x v.d. Platten- oberkante; x in cm		Beanspruchung berechnet nach den amtlichen Vorschriften im Beton im Eisen kg/qcm kg/qcm		Beanspruchung berechnet nach d. durch Versuche ermittelten Lage d. neutralen Faser im Beton im Eisen kg/qcm kg/qcm		Bemerkungen	
				oben	unten	Süd	Nord	x	x'	σ_b	σ_e	(σ_b)	(σ_e)	
9 ⁴⁵	0	0	22 577	0,0	0,0	0,00	0,00	—	—	—	—	—	—	Belastungsstufe 1: $y = 17 \text{ cm}$. Entlastung.
9 ⁵⁰	1	1302	33 644	1,0	2,2	0,25	0,18	—	—	12,49	—	—	—	
—	0	0	22 577	0,1	0,2	0,05	0,00	—	—	—	—	—	—	
—	1	1302	33 644	1,0	2,3	0,25	0,18	—	—	—	—	—	—	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
—	0	0	22 577	0,1	0,3	0,05	0,00	—	—	—	—	—	—	Laststeigerung durch Wasser: $1 q = 170 \text{ kg}$. Bruchgrenze; Bruch etwa 1 Minute nach er- folgter Belastung $1 + 7 q$. Der untere Dehnungs- zeiger ging sichtbar vor- wärts. Der Dehnungs- zeiger ging auf Teil- strich 10,0, dann Bruch und zwar etwa 15 Se- kunden nach der letzten Ablesung 5,1.
9 ⁵⁵	1	1302	33 644	1,0	2,3	0,25	0,19	—	—	—	—	—	—	
10 ⁰⁵	—	1302	33 644	1,0	2,4	0,25	0,20	—	—	—	—	—	—	
—	0	0	22 577	0,0	0,4	0,02	0,00	—	—	—	—	—	—	
—	0	0	22 577	0,0	0,0	0,00	0,00	—	—	—	—	—	—	
10 ¹⁵	1	1302	33 644	1,0	2,1	0,21	0,20	—	—	13,03	—	—	—	
—	1 q	1472	35 089	2,0	2,6	0,23	0,23	—	—	13,37	—	—	—	
10 ²¹	2 q	1642	36 534	2,2	2,9	0,27	0,26	—	—	14,10	—	—	—	
10 ³⁰	3 q	1812	37 979	2,6	3,1	0,31	0,32	—	—	14,64	—	—	—	
10 ³³	4 q	1982	39 424	3,0	3,5	0,34	0,35	—	—	15,21	—	—	—	
10 ⁴³	5 q	2152	40 869	3,5	3,7	0,40	0,44	—	—	15,71	—	—	—	
10 ⁴⁷	6 q	2322	42 314	3,9	4,2	0,45	0,48	—	—	16,25	—	—	—	
10 ⁵²	7 q	2492	43 759	4,2	5,1	0,52	0,53	—	—	—	—	—	—	

Platte III/3.

Plattenträger unter Zugrundelegung der üblichen Betonbeanspruchung berechnet; mit Eiseneinlage.

$\sigma_b = 39,9$; $\sigma_e = 1000$ kg/qcm; $M = 107\ 878$ cmkg.
 $a = 20,20$ mm. $M'' = 374\ 339$ cmkg.
 $f_e = 6,98$ qcm. $M''' = 374\ 339$ cmkg.
 $(f_e) = 13,12$ qcm. $n_4 = \frac{M''}{M} = 3,47$.



Die ersten Risse. $\sigma'_e = 1309$ kg/qcm (1. Riß).
 Risse kurz vor dem Bruch. $\sigma''_e = 3466$ kg/qcm (Bruch).

Mischungsverhältnis 1 Z : 3 Sand : 3 Gabbro.
 Einheitsgewicht des Betons = 2446 kg/cbm.
 Eigengewicht der Platte = 812 kg; ganze ruhende Last 864 kg.

Datum: 16. Dezember 1905. Platte No. III/3.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Zeit	No der Belastung	Auflast in kg	Moment im Ganzen aus Eigenlast und Auflast	Längenänderung in Handertstel mm oben unten	Durchbiegung in mm Süd Nord	Lage der neutr. Faser i. Abstand x v. d. Plattenoberkante; x in cm	berechnet nach den amtlichen Vorschriften im Beton im Eisen σ_b σ_e (kg/qcm)	berechnet nach d. durch Versuche ermittelten Lage d. neutralen Faser im Beton im Eisen σ_b σ_e (kg/qcm)	Bemerkungen					
10 ¹⁰	0	0	33 284	0,0	0,00	0,00	—	—	—	—	—	—	—	Über die Begründung des Zeichens < (kleiner als) bis zur Rißbildung siehe Seite 42 u. 58.
10 ¹²	1 q	1229	51 719	1,7	0,20	0,48	11,1	—	—	19,1	479	11,9	< 538	Laststellung 1; $y = 30$ cm.
10 ¹⁹	2	1229	71 253	3,8	0,46	0,45	6,61	11,14	—	26,3	660	18,1	< 748	Laststellung 2; $y = 60$ cm.
10 ²⁶	3	1229	90 788	6,2	0,71	0,72	6,61	10,90	—	33,5	841	21,3	< 922	Laststellung 3; $y = 90$ cm.
11 ⁰⁰	4	1229	96 739	6,9	0,88	0,79	6,61	10,65	—	35,8	896	24,1	< 1070	Laststellung 4; $y = 100$ cm.

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.	15.				
2 ¹⁵	4	1 q	5 q	5 ¹ / ₄ q	10 q	13 q	15 q	17 q	12 Kl.	24 Kl.	36 Kl.	48 Kl.	60 Kl.	72 Kl.	80 Kl.	—	17 q	46 Kl.
2 ¹⁵	4	1229	96 739	7,6	8,0	0,98	0,97	—	—	—	—	—	—	—				
2 ³⁶	1 q	1399	105 239	8,1	6,8	0,91	0,90	6,61	10,70	38,9	974	26,4	< 1066	Laststeigerung durch Wasser; 1 q = 170 kg.				
2 ⁶⁰	5 q	2079	139 239	16,2	21,1	2,0	2,00	6,61	8,33	51,4	1289	41,5	< 1340	Risse R^1 u. R^2 auch an der Unterfläche, 2 cm weit, zu sehen.				
3 ¹⁴	10 q	2929	181 739	28,9	47,1	3,99	3,98	6,61	7,34	67,2	1682	67,5	1872	R^1 geht auf der Unterseite fast ganz durch. R^2 an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
3 ²²	13 q	3439	207 239	35,3	61,9	5,22	5,19	—	—	—	—	—	—	R^3 an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
3 ³⁰	15 q	3779	224 239	40,8	71,7	6,00	6,00	6,61	7,18	82,9	2076	77,4	2105	R^4 an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
3 ³⁶	17 q	4119	241 239	46,9	79,8	6,87	6,85	6,61	7,20	89,2	2234	82,9	2259	R^5 an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
3 ⁴⁴	12 Kl.	4519	261 239	51,8	90,1	7,80	7,79	6,61	7,19	96,6	2419	89,9	2446	R^6 an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
3 ⁴⁶	24 Kl.	4918	281 189	58,9	100,9	8,80	8,74	6,61	7,18	103,9	2604	97,5	2630	R^7 an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
3 ⁴⁸	36 Kl.	5318	301 189	65,9	111,9	9,72	9,70	—	—	—	—	—	—	R^8 an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
3 ⁵⁵	—	—	—	69,4	116,0	10,29	10,23	6,61	7,97	111,3	2789	101,4	2831	R^9 an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
4 ⁰⁰	48 Kl.	5718	321 189	74,5	124,8	11,10	11,00	6,61	7,96	118,7	2974	108,4	3016	R^{10} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
4 ⁰⁶	60 Kl.	6115	341 039	81,8	135,7	12,05	12,05	6,61	7,40	126,1	3158	114,5	3208	R^{11} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
4 ⁰⁶	72 Kl.	6516	361 089	90,0	147,1	13,25	13,25	6,61	7,48	133,5	3343	120,4	3401	R^{12} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
4 ⁰⁶	80 Kl.	6781	374 339	—	—	14,6	14,6	6,61	—	138,4	3466	—	—	R^{13} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
4 ¹⁰	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{14} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{15} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{16} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{17} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{18} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{19} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{20} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{21} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{22} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{23} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{24} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{25} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{26} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{27} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{28} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{29} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{30} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{31} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{32} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{33} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{34} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{35} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{36} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{37} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{38} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{39} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{40} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{41} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{42} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{43} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{44} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{45} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{46} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{47} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{48} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{49} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R^{50} an der Unterfläche sichtbar; R^1 , R^2 sehr deutlich mit bloßem Auge sichtbar, etwa $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ mm weit.				

Platte III/4.

Plattenträger unter Zugrundelegung einer verminderten Betonbeanspruchung berechnet; mit Eiseneinlage.

$\sigma_b = 33,6; \sigma_c = 1000 \text{ kg/qcm}; M = 83\,025 \text{ cmkg}$
 $M'' = 320475 \text{ cmkg}$

$a = 22,00 \text{ mm.}$
 $f_c = 5,85 \text{ qcm.}$
 $(f_c) = 9,81 \text{ qcm.}$

$n_4 = \frac{M''}{M} = 3,86.$

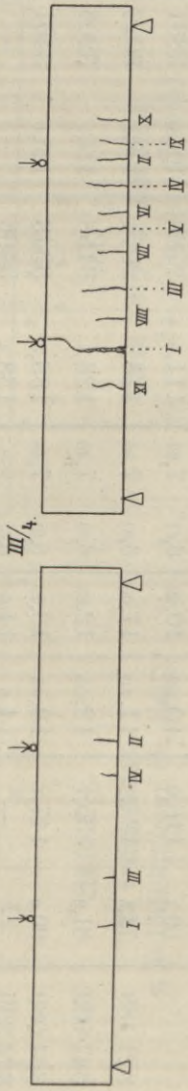
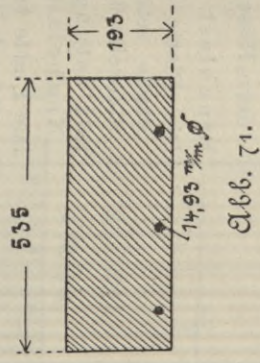


Abb. 72.

Abb. 73.

Die ersten Risse.
 $\sigma' = 2181 \text{ kg/qcm}$ (1. Riß).

Risse kurz vor dem Bruch.
 $\sigma'' = 3861 \text{ kg/qcm}$ (Bruch).

Mischungsverhältnis 1 Z : 3 Sand : 3 Gabbro.
 Einheitsgewicht des Betons = 2446 kg/cbm.
 Eigengewicht der Platte = 793 kg.
 Ganze ruhende Last 844 kg.

Datum: 19. Dezember 1905. Platte No. III/4.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Zeit	No. der Belastung	Auflast in kg	Moment im Ganzen aus Eigenlast und Auflast	Längenänderung in Hunderstel mm	Durchbiegung in mm	Lage der neutr. Faser i. Abstand x v. d. Plattenoberkante; x in cm	beob. x	rech. x	σ_b	σ_c	Beanspruchung berechnet nach den amtlichen Vorschriften im Beton; im Eisen σ_e	Beanspruchung berechnet nach d. durch Versuche ermittelten Lage d. neutralen Faser im Beton; im Eisen (σ_e)	Bemerkungen	
8 ⁰⁰	0	0	32 540	0,0	0,00	0,00	—	—	—	—	—	—	—	Über die Begründung des Zeichens < (kleiner als) bis zur Rißbild. s. S. 42 u. 88.
8 ³¹	1 q	1229	50 975	0,8	0,05	0,10	5,88	10,69	20,6	614	12,6	< 687	—	Laststellung 1; $y = 30 \text{ cm.}$
9 ⁰⁰	2	1229	70 509	2,9	0,34	0,36	5,88	10,00	28,5	850	18,4	< 938	—	Laststellung 2; $y = 60 \text{ cm.}$
9 ¹⁰	3	1229	90 044	4,4	0,45	0,50	5,88	10,54	36,4	1085	22,6	< 1209	—	Laststellung 3; $y = 90 \text{ cm.}$
10 ²⁵	4	1229	95 995	5,0	0,52	0,54	5,88	9,75	38,8	1157	25,4	< 1264	—	Laststellung 4; $y = 100 \text{ cm.}$
10 ³⁰	1 q	1399	104 495	6,1	0,62	0,66	5,88	9,85	42,3	1259	25,4	< 1264	—	Laststeigerung durch Wasser; 1 q = 170 kg.
10 ⁴⁴	5 q	2079	138 495	10,0	1,0	1,05	5,88	9,62	56,1	1669	36,1	< 1815	—	Riß I auch in der Unteransicht sichtbar.
10 ⁵⁵	10 q	2929	180 995	17,80	2,05	2,14	5,88	8,19	73,3	2181	55,3	2302	—	RII, RIII, R ¹ , R ² entstanden.
11 ⁰⁵	12 q	3269	197 995	25,1	3,20	3,36	5,88	7,14	80,1	2386	67,4	2454	—	R ³ -R ⁶ Unteransicht.
11 ¹⁰	13 q	3439	206 495	29,9	4,18	4,16	—	—	—	—	—	—	—	Risse Unteransicht deutlich; Ansichtsfläche schwach.
11 ¹⁵	13 q	3439	206 495	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R ⁷ u. R ⁸ in der Unteransicht ganz durchgehend.
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	R ⁶ 10 cm hoch; neu entstanden R ⁷ u. R ⁸ .
11 ¹⁵	15 q	3779	223 495	36,5	5,50	5,48	5,88	6,14	90,5	2693	87,2	2720	—	R ⁹ , R ¹⁰ , R ¹¹ entstanden.
11 ²²	16 q	3949	231 995	38,9	6,02	6,04	—	—	—	—	—	—	—	Laststeigerung durch Betonklötze.
11 ³²	17 q	4119	240 495	43,3	7,02	6,98	5,88	5,88	97,3	2898	97,4	2917	—	R ¹¹ entstanden.
11 ³¹	12 Kl.	4519	260 495	46,9	7,61	7,60	5,88	5,90	104,4	3139	105,1	3157	—	R ¹² , R ¹³ , R ¹⁴ hat Abzweig.
11 ³⁹	24 Kl.	4918	280 445	53,1	9,05	8,96	5,88	5,81	113,5	3379	120,4	3397	—	Zeiger wandern.
11 ⁴¹	36 Kl.	5318	300 445	58,2	10,20	10,10	—	—	—	—	—	—	—	Bruchlast.
11 ⁴³	36 Kl.	5318	300 445	140,8	10,70	10,66	5,88	5,77	121,6	3620	124,3	3636	—	Kasten setzt sich auf; R ¹ Bruchriß, 14 mm weit.
11 ⁴⁹	48 Kl.	5718	320 495	165,6	12,90	12,80	5,88	5,80	129,7	3861	131,6	3877	—	
11 ⁵²	48 Kl.	5718	320 495	159,9	—	35,5	—	—	—	—	—	—	—	

D. Ergebnisse der Materialprüfungen

vorgenommen im mechanischen Laboratorium der Herzogl. technischen Hochschule Braunschweig durch die Herren Geheimer Hofrat Professor Schöttler und Betriebs-Ingenieur Preuss.

A. Das zu den Versuchen benutzte Rundeisen

Geprüft 3 Stäbe.

$$\text{Fließgrenze: } \frac{3310 + 3250 + 3410}{3} = 3323 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{Bruchgrenze: } \frac{4890 + 4550 + 4550}{3} = 4663 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{Elastizitätsmodul: } \frac{2\,084\,000 + 2\,097\,000}{2} = 2\,090\,500.$$

B. Der zu den Versuchen benutzte Quadrat-Stahl.

Geprüft 3 Stäbe.

$$\text{Fließgrenze: } \frac{4325 + 4375 + 4400}{3} = 4367 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{Bruchgrenze: } \frac{6840 + 6950 + 6900}{3} = 6897 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{Elastizitätsmodul: } \frac{2\,050\,000 + 2\,073\,000}{2} = 2\,061\,500.$$

C. Druckfestigkeit des Betons.

Abmessung $20 \times 20 \times 20$ cm.

a) Alter der Proben 56 Tage:

$$1. \text{ Ziegelschmolz: } \frac{122 + 151 + 150}{3} = 141 \text{ kg/qcm}$$

$$2. \text{ Gabbro: } \frac{159 + 172 + 147}{3} = 159 \text{ kg/qcm}$$

b) Alter der Proben 90 Tage:

$$1. \text{ Ziegelschmolz: } \frac{212 + 226 + 239}{3} = 225,7 \text{ kg/qcm}$$

$$2. \text{ Gabbro: } \frac{244 + 202}{2} = 223 \text{ kg/qcm}$$

c) Alter der Proben $1\frac{1}{4}$ Jahr:

$$1. \text{ Ziegelschmolz: } \text{—————} = 205 \text{ kg/qcm}$$

$$2. \text{ Gabbro: } \frac{300 + 318}{2} = 309 \text{ kg/qcm.}$$

E. Die Versuchsvorkehrungen und Versuchskörper nach photographischen Aufnahmen. Fig. 80—104.

Zur Wiedergabe ausgewählt sind hier im besonderen nur diejenigen 25 Bilder, deren photographische Aufnahme gut geglückt ist, und deren Veröffentlichung besonders wertvoll erschien. Alle gemachten Aufnahmen, 90 an der Zahl, werden zu einem Album zusammengestellt und zwecks Benutzung zur Verfügung gehalten.

Siehe auch die Zusammenstellungen über die Plattenträgerabmessungen und ihre Versuchsergebnisse S. 8—13 und insbesondere S. 52.

Es zeigen:

Abb. 80—86 die Versuchsvorkehrungen, und zwar 80 den Belastungsapparat mit Beschreibung, 81 die Zulage für Herstellung der Plattenträger, 82 das bewegliche Auflager dieser Plattenträger, 83 die verwendeten Versuchskörper und ihre fernere Aufbewahrung in seitlich aufgekippter Stellung, 84—86 die Längenänderungs- und die Durchbiegungszeiger. Die Beschreibung findet sich bei Fig. 85.

Abb. 87 u. 88 die Art der Eiseneinlagen; für die Platten der Reihen I und II, Fig. 87 und für die Platten der Reihe III, Fig. 88 mit Beschreibung.

Abb. 89—104 ausgewählte Platten nach dem Bruch, einmal im ganzen und ferner die Bruchstelle größer dargestellt.

Bei Eintritt von Rissen wurden zu beiden Seiten der Risse kleine Bleistiftstriche gemacht, um die Risse hervorzuheben; sie wurden ferner sofort mit einer Nummer versehen, und zwar auf der Nordseite mit römischen, auf der Südseite mit arabischen Ziffern. Bei Eintritt des Bruches verschwanden die anderen, von der Bruchstelle entfernten Risse fast ganz; sie waren jedoch durch die zuvor angebrachten Zeichen leicht aufzufinden, wiewohl nur als äußerst zarte Linie in ihrem Verlauf zu erkennen. Vor der photographischen Aufnahme sind diese so schwach sichtbaren Risse durch eine Bleilinie hervorgehoben und hernach auf der Photographie vor Herstellung der Autotypie nochmals dunkler nachgezogen.

Die nachfolgend angegebenen Beanspruchungen sind nach dem amtlichen Verfahren ermittelt.

So zeigen:

Abb. 89 u. 90 eine Platte II/3, welche viel Eisen enthielt und an welcher eine starke Durchbiegung zugelassen ist, bevor deren Unterstützung erfolgte. Man erkennt, wie mit fortschreitender Senkung und Zertrümmerung der oberen Betonschicht die Druckzone nach abwärts verlegt ist, wo zuvor Zug geherrscht hat, sodaß die Druckrisse, welche mehr horizontal verlaufen, nun auch da auftreten, wo früher vertikal aufwärts gerichtete Zugrisse entstanden sind.

Das Eigenartige an dieser Platte ist, daß sie viel Eisen enthält; sie ist mit $\sigma_b = 61,3$ und $\sigma_e = 1000$ berechnet, erlitt also schon erhebliche Kantenpressung im oberen Teil des Betons, bevor das Eisen sich so stark dehnte, daß unten der weit klaffende Riß entstand; s. auch Abb. 96.

Abb. 91 u. 92, Platte II/4 bildet zu der vorstehend dargestellten Platte, Fig. 90 u. 91, einen Gegensatz. Sie ist mit wenig Eisen konstruiert, wie das den amtlichen Vorschriften entspricht, welche gegenüber allen älteren Berechnungsweisen die geringsten Eisenquerschnitte zulassen, daher in bezug auf das Eisen die geringste Sicherheit bieten und somit ein wenig früher, d. h. bei rechnerisch kleineren Eisenbeanspruchungen zu Rißbildungen führen als bei Plattenträgern, die nach älteren Berechnungsweisen konstruiert worden sind.

Die Berechnungsspannungen sind hier $\sigma_b = 39,7$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm.

Dieser Träger ließ eine große Durchbiegung bei Eintritt weit klaffender Risse zu, welche infolge Überanstrengung der Eiseneinlagen bei Überlastung des Trägers bis zum Bruch entstanden sind, ohne daß dabei die Betonbeanspruchung so große Werte annahm, wie bei der vorstehend dargestellten Platte (Fig. 89, 90). Infolgedessen zeigt der Beton in seiner Druckzone hier in Fig. 92 eine weit geringere Zerstörung.

Abb. 93 zeigt die Bruchstelle der Platte II/5, welche wieder verhältnismäßig mehr Eisen enthält; ihrer Berechnung sind die Beanspruchungen $\sigma_b = 47,3$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm zugrunde gelegt; sie zeigt daher auch eine weiter gehende Zerstörung des Betondruckgurtes als Abb. 92.

Abb. 94 bietet die Bruchstelle der Platte II/6, welche im Verhältnis zum Beton des Druckgurtes noch mehr Eisen enthält als Platte II/5, Abb. 93; sie ist mit einer um gut 50 % höheren Betonbeanspruchung berechnet als üblich ist, nämlich mit: $\sigma_b = 60,96$ bei $\sigma_e = 1000$ kg/qcm.

Die Zerstörung der Druckzone reicht daher hier noch weiter hin als bei der Platte II/5, Abb. 93.

Abb. 95 u. 96 zeigen die Zerstörung der Platte III/2 mit Aussparungen im Beton der Druckzone bei gleichzeitig vermehrter Eiseneinlage; sie ist mit den Beanspruchungen $\sigma_b = 121,2$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm konstruiert, welche im Gebrauchsfall bei dem Angriffsmoment M auftraten, also mit einer gegenüber dem üblichen Maß weitaus gesteigerten Betonbeanspruchung. Dennoch bietet dieser Plattenträger noch $n_4 = 2,32$ fache Sicherheit gegen Bruch, während die mit $\sigma_b = 40 \sim 61$ kg/qcm berechneten Platten, vgl. z. B. Abb. 90, auch nur $3,61$ fache bis hinab auf $3,4$ fache Sicherheit besitzen.

In Abb. 96 treten nun die Rißbildungen zurück, da die Zerstörung erst in zweiter Linie durch die Überanstrengung des Eisens und seine zu große Dehnung, in erster Linie aber durch die Überanstrengung des Betondruckgurtes hervorgerufen worden ist. Daher ist hier der Beton in der Druckzone bis weit abwärts zerstört.

Aber auch hier wäre bei der sehr hohen Beanspruchung der Betondruckgurt noch nicht der Zerstörung anheimgefallen, wenn das Eisen nicht überanstrengt worden wäre. Es hat, nach dem amtlichen

Verfahren berechnet, kurz vor Eintritt der ersten Risse im Beton 2316 kg/qcm Beanspruchung erhalten, wie eine solche im Gebrauchsfall nicht vorkommt.

Es verbleibt, um die Versuchsreihe zu ergänzen, noch die Feststellung, wie weit man den Betondruckgurt durch Verminderung seiner Breite gegenüber einer mit $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm berechneten Platte schwächen darf, um durch das dieser Platte im Gebrauchsfall zukommende maximale Angriffsmoment die Zerstörung der Platte mit geschwächtem Druckgurt herbeizuführen.

Ferner empfiehlt sich noch die Anstellung einer Versuchsreihe, durch welche ebenfalls die Schwächung des Betondruckgurt erreicht wird bis zu dem Grade, daß ein Zusammenbruch des Trägers unter der Wirkung des Gebrauchsmomentes erfolgt. Diese Versuchsplatte hätte eine ebenso starke Eiseneinlage zu erhalten, die Schwächung des Betons müßte an ihr aber nicht durch verminderte Breitenabmessung, sondern durch Herabminderung der Güte des Betons, z. B. durch Beton magerer Mischung herbeigeführt sein.

Abb. 97 u. 98 zeigen Platte III/5 mit Stahleinlagen. Die der Berechnung zugrunde gelegten Spannungen sind:

$$\sigma_b = 36,2 \text{ und } \sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm.}$$

Die Zerstörung im Beton ist nur mäßig trotz des sehr weit klaffenden Risses, da mit wenig Stahlquerschnitt gegenüber dem Betonquerschnitt konstruiert ist, denn die Betonbeanspruchung war bei dieser Platte, als sie noch nicht ihre volle Last trug, nur $\sigma_b = 30,2$ bei 1000 kg/qcm Stahlbeanspruchung.

Abb. 99 u. 100 geben Platte III/6; wieder ist Stahl verwendet, aber von noch kleinerem Querschnitt im Vergleich zum Beton. Die Berechnungsbeanspruchungen waren:

$$\sigma_b = 40,2 \text{ bei } \sigma_e = 1500 \text{ kg/qcm}$$

oder bei geringerer Belastung

$$\sigma_b = 26,8 \text{ bei } \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm.}$$

Hier ist die Betonbeanspruchung gegenüber allen übrigen Platten die geringste bei 1000 kg/qcm Beanspruchung im Stahl oder Eisen und daher auch die Zerstörung des Betondruckgurt trotz des in Abb. 100 dargestellten, sehr weit klaffenden Risses eine recht geringe.

Abb. 101 u. 102 bieten Platte I/1, welche zu dem ersten Vorversuch diente; sie ist mit

$$\sigma_b = 40 \text{ und } \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$$

konstruiert und weist daher nur geringe Zerstörung im Betondruckgurt auf; sie wurde zudem frühzeitig unterfangen, sodaß ihre Zerstörung gering blieb. Deutlich zeigt es sich da, daß nicht der Bruch des Betons in erster Linie den Zusammenbruch herbeiführt, sondern das Eisen, denn der Beton ist noch fast ganz gesund, während im Eisen die Beanspruchung auf Zug schon das erlaubte Maß überschritten hat, wodurch der Riß und mit ihm ein Knick in der Platte entstanden ist.

Abb. 103 u. 104 zeigen den zweiten Vorversuch an Platte I/2, welche auch mit $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm

berechnet war, aber in der Betonzugzone mit einem Schlitz versehen war, um die Zugspannung im Beton von vornherein auszuschalten. Sie hat nur um ein geringes weniger Bruchsicherheit gezeigt als vorstehend Platte I/1, Abb. 102.

Auch hier war die Zerstörung im Betondruckgurt bei erster Überanstrengung des Eisens nur gering; letztere wurde aber weiter getrieben als bei Abb. 102, indem das Unterfangen der Platte später erfolgte. Daher ist sie stärker geknickt als die Platte I/1, und im Betondruckgurt auch einer stärkeren Zerstörung anheim gefallen.

Das Tragvermögen im Zustande vorgeschrittener Zerstörung, wie die Abbildungen das zeigen, ist bei den Platten II/2 (fehlt hier), II/6 (Abb. 94), III/2 (Abb. 96), III/3 (fehlt hier), III/5 (Abb. 98) und III/6 (Abb. 100) gemessen, siehe die Zusammenstellung S. 52 und unten die Erläuterung unter „Eintragungen“.

Die Plattenträger würden auch in diesem Zustande weit vorgeschrittener Zerstörung im Gebrauchsfall noch keine Gefahr veranlassen, denn sie tragen dann noch sich selbst und die ihnen zuzumutende erlaubte Meistauflast mit $n_3 = 1,23$ bis $3,4$ facher Sicherheit.

Hiernach erscheint es ganz ausgeschlossen, daß ein Plattenträger, welcher mit 1000 bis 1200 kg/qcm Eisenbeanspruchung und mit 40 bis 60 kg/qcm Druckbeanspruchung im Beton berechnet und statisch richtig konstruiert ist, unter der maximalen Gebrauchslast zusammenbrechen kann, wofern der Beton eine Festigkeit besitzt, die nicht unter $\frac{1}{5}$ der vorgeschriebenen Druckfestigkeit sinkt, und wofern bei der Bauausführung die Eisen in ihre richtige Lage gebracht werden, sowie deren gute Verbindung mit dem Beton des Plattenträgers an den Auflagern sicher erreicht wird.

Eintragungen: Den Abbildungen sind die nach amtlichem Verfahren ermittelten Materialbeanspruchungen beigelegt, und zwar einmal die bei Berechnung der Platte zugrunde gelegten Werte an Druckbeanspruchung des Betons σ_b und an Zugbeanspruchung des Eisens σ_e ; ferner die bei Eintritt des ersten Risses erfolgten Beanspruchungen σ_b' und σ_e' und die für den Bruch ermittelten Werte σ_b'' und σ_e'' .

Die Sicherheit gegen Bruch ist dann durch das Verhältnis $n_4 = \frac{\sigma_e''}{\sigma_e} = \frac{M''}{M}$ gegeben. Hierin bedeutet M'' das Angriffsmoment, welches den Bruch des Trägers hervorrief und im Eisen nach amtlichem Verfahren ermittelt die Beanspruchung σ_e'' erzeugte, und M das zum Höchstbetrage erlaubte Gebrauchsmoment, welches die Eisenbeanspruchung σ_e erzeugte.

Außerdem ist bei mehreren Platten noch die Sicherheit im Zustande fortgeschrittener Zerstörung angegeben, die vorstehend als $n_3 = \frac{M'''}{M}$ erläutert ist. Hierin bedeutet M das maximale Gebrauchsmoment wie oben, welches die Beanspruchung σ_e erzeugt, und M''' das Angriffsmoment, welches der Träger im dargestellten Zustande fortgeschrittener Zerstörung noch ausgehalten hat.

Ferner geben Hinweise die Textseiten an, auf welchen die Platten und ihre Untersuchungsergebnisse besprochen sind.

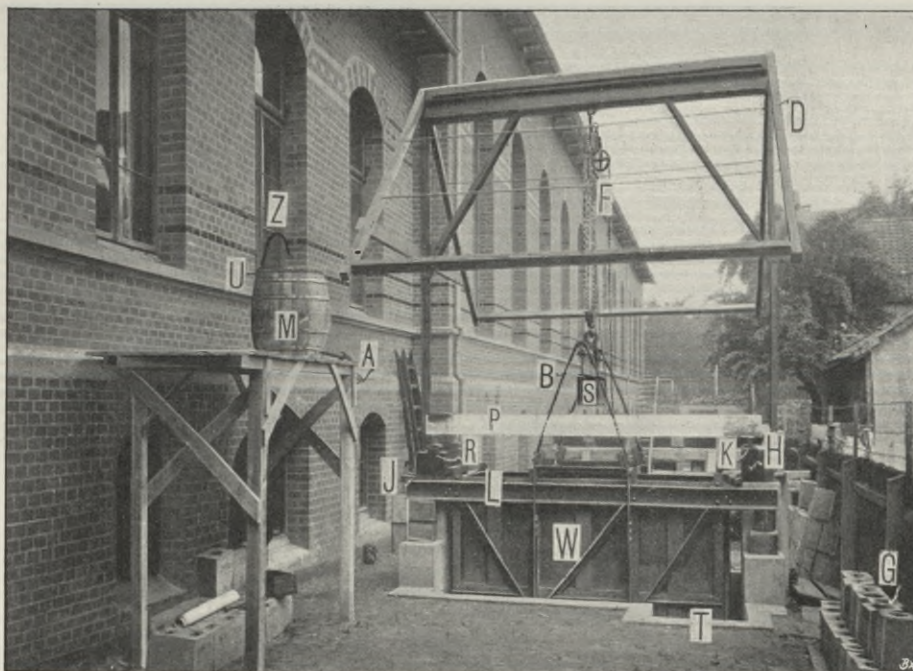


Abb. 80 (siehe auch Abb. 1—5).

Die Versuchs-Vorkehrungen (siehe S. 4).

Auf dem Hofraum des Mechanischen Laboratoriums der Technischen Hochschule zu Braunschweig ist in einer für die Beobachtung angemessenen Höhe das Auflager der zu untersuchenden Platten *P* auf Betonmauerwerk hergestellt. Auf dem Beton ruht eine in horizontaler Richtung unverschiebliche Holzschwelle *H*, durch Keile *J* unterstützt. *R* ist das Rollenauflager; *K* das Kippauflager.

Die Belastung erfolgt durch einen Kasten *W*, welcher mit Wasser gefüllt werden kann und noch durch seitliche Betongewichte *G*, im Protokoll *Kl* (Klötze genannt), beschwert wurde. Die Last des Kastens, welcher an Bügeln *B* hängt, wird durch ein Querstück *S* auf den Plattenträger oder zunächst auf Zwischen-Längsträger (siehe Abb. 25 und 26 S. 16) übertragen. Zwecks Entlastung des Trägers kann der leere Kasten, wie hier geschehen, durch einen Flaschenzug *F* gehoben werden. *D* ist das Sparrenwerk eines Daches, welches bei den Versuchen mit wasserdichter Leinwand überzogen wurde. *T* ist eine Treppe, welche zur Grube hinabführt, in welche der Wasserkasten sich senkt, wenn ein neuer Versuchskörper aufgebracht werden soll. *M* ist ein Meßgefäß von $q=170$ Liter Inhalt, *U* ein Überlauf, *Z* ein Zuflußrohr, *A* das Ablaufventil der zum Kasten *W* führenden Schlauchverbindung.



Abb. 81.

Gerüst für das Stampfen der Platten (über die seitliche Schalung siehe Abb. 87 u. 88).
Der Transport der Platten zum Versuchsapparat erfolgte auf einem beweglichen, d. h. entfernbarem Gerüst.

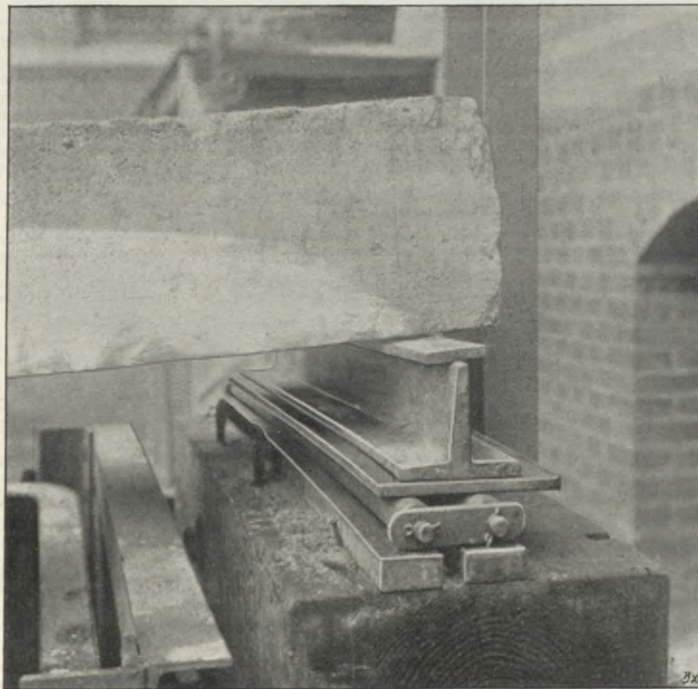


Abb. 82.

Rollenaufleger, nach stattgefundener Belastung.
Die eingetretene Verschiebung der Rollen ist deutlich erkennbar.



Abb 83.

Dauernde Aufstellung der auf Bruch untersuchten Platten; dieselben werden in Zukunft noch weiteren Untersuchungen unterworfen werden.

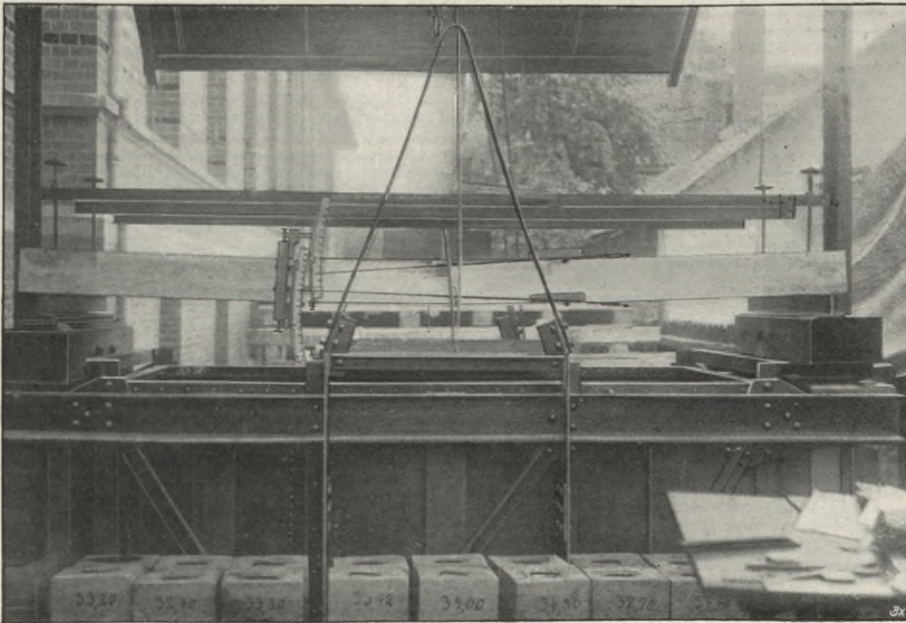


Abb. 84.

Längenänderungszeiger (S. 6) und Rahmen der Durchbiegungszeiger siehe S. 5.

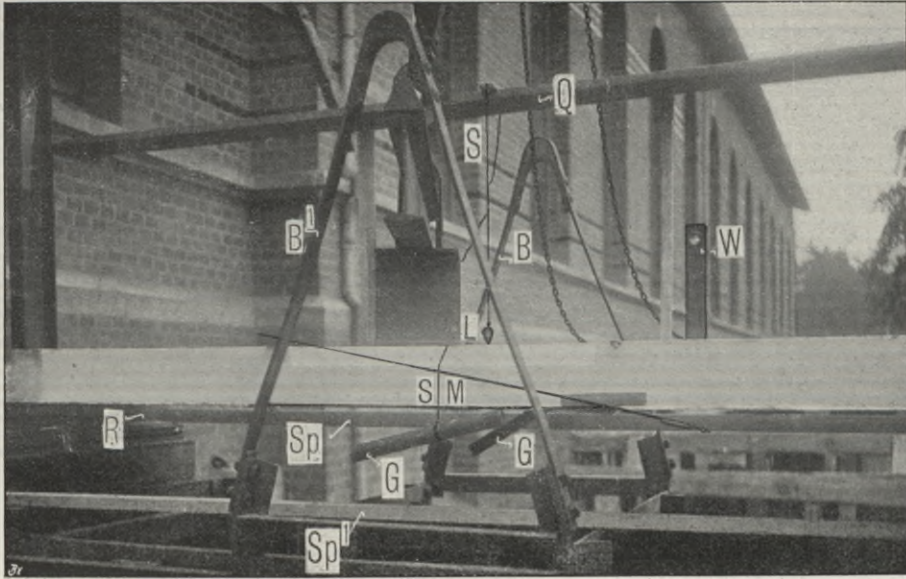


Abb. 86.

Einrichten der Platten.

Die Festlegung der Plattenmitte „senkrecht unter dem Aufhängepunkt des zur Belastung benutzten Kastens“ erfolgte von einem Richtscheit *Q* (durch Keile *K* gehalten) aus, dessen Lage zu jenem Aufhängepunkt vorher sorgfältig festgelegt war. Durch Lot *L* und Schnur *S* wie Wasserwaage *W*, welch' letztere an die Plattenmitte angehalten wurde, ließ sich das Richten der Platte genau erreichen. Die Plattenmitte wurde durch Schnur *SM* hervorgehoben, die durch Eisengewichte *G* und *G'* straff gehalten wurde. Die Festlegung der Spannweite ist jeweils durch dieselben auf Länge geschnittenen Latten *Sp* und *Sp'* erreicht worden. *B* und *B'* sind die Bügel, an welchen der Belastungskasten bei seiner Benutzung hängt. *R* Rollenaufleger.

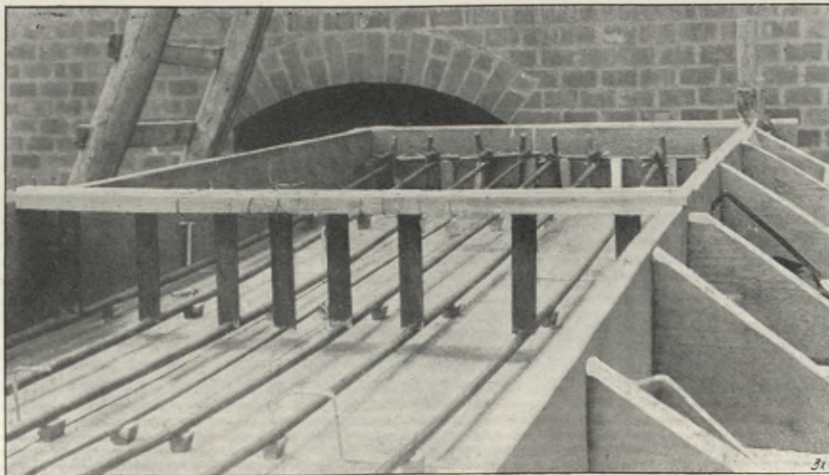


Abb. 87.

Erläuterung umstehend.

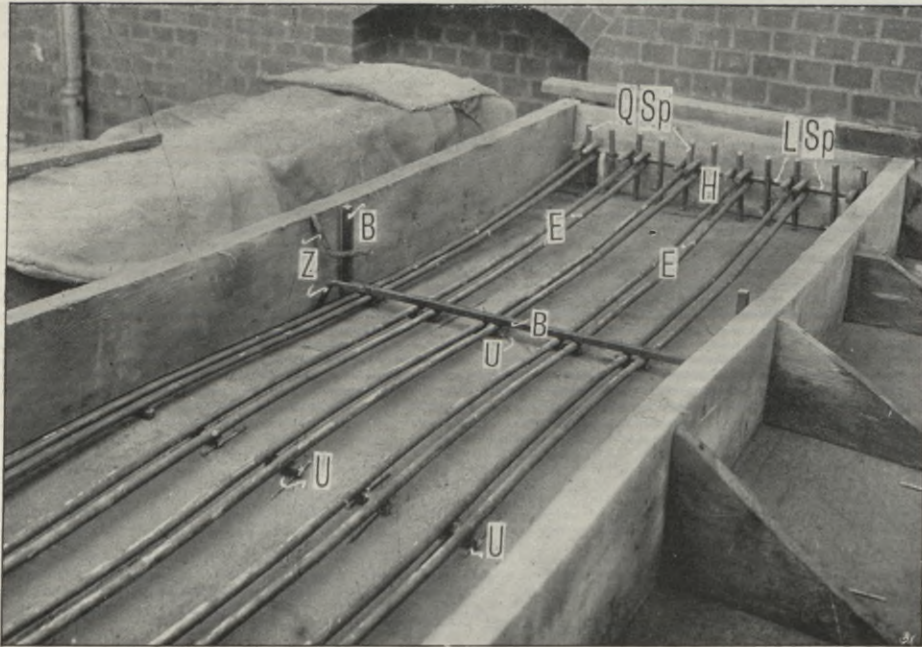


Abb. 88.

Die Eiseneinlage der Platte III/2.

Erläuterung zu Abb. 87 und 88. Die genaue Lage verwendeter Eisen ist bei den Platten der Reihen I und II zunächst nach Art der Abb. 87 erreicht. Der Abstand von der Schalung wurde durch unter die Eisen gelegte kleine Klötze gesichert und der Abstand der Eisen von Oberkante Platte durch vertikale Flacheisen festgelegt, die aus der fast fertig gestampften Platte hernach herausgezogen wurden.

Bei den Platten der Reihe III, Abb. 88, wurde die Festlegung der Eiseneinlagen nach unten, gegen die Schalung hin, durch unter gelegte Quadrateisen-Stücke *U* (12×12 mm) und nach oben hin durch je zwei steife Bügel *B* von 20×20 mm Stärke erreicht, welche zuvor genau gerichtet und deren aufrechte Teile genau gleiche Länge (auf einer Richtbank gemessen) erhalten haben. Diese Bügel verblieben in der Platte.

Ferner bedeuten dort *Z* die Befestigungseisen der Vorrichtung für die Längenänderungs-Meßvorrichtung, *E* die Eiseneinlagen, *H* Haken, *L Sp* Langsplint, *Q Sp* Quersplinte. Mit Hilfe von dünnem Draht sind die Teile *U*, *B* und die Splinte mit den Eiseneinlagen *E* unverschieblich vor Einbringung des Betons verbunden worden. Der Beton der Platten wurde mit einem eisernen Lineal in Höhe der Bügelenden *B* abgeglichen.

Diese Platte Abb. 88 hat von allen Platten am meisten Eisen erhalten.

Platte II/3 (siehe S. 12, 24, 31, 48, 52, 53, 55, 56 und 58).

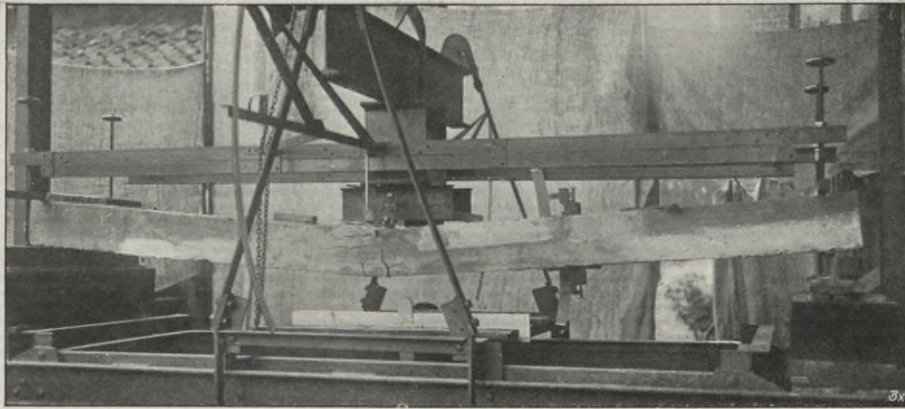


Abb. 89.

Erläuterungen zu den nachfolgenden Platten.

Für die Berechnung zu Grunde gelegt	σ_b u. σ_e	} nach dem amtlichen Berechnungs- Verfahren ermittelt.
Beim Auftreten des ersten Risses	σ_b' u. σ_e'	
Bei dem Bruch der Platte	σ_b'' u. σ_e''	
Die Bruchsicherheit	n_4	
Die Sicherheit im Zustande vorgeschrittener Zerstörung	n_5	

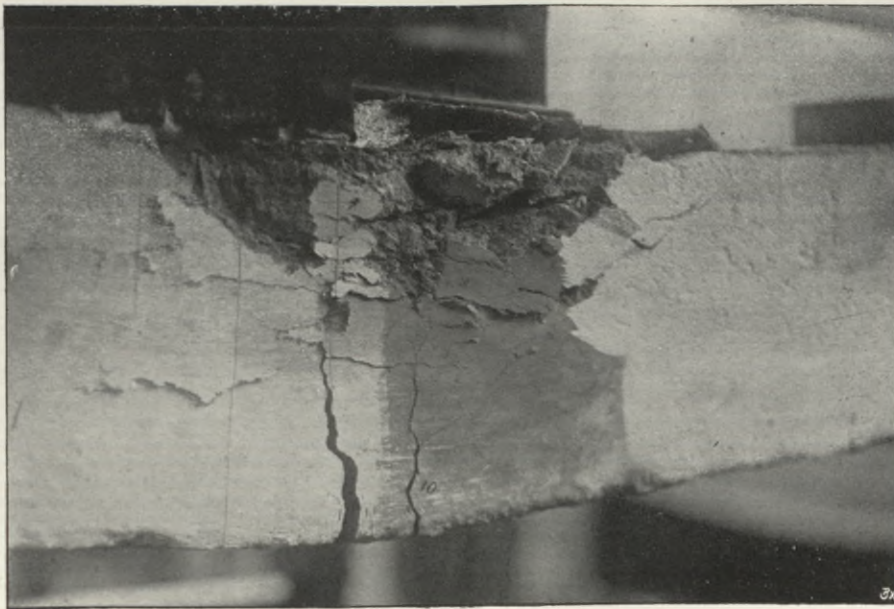


Abb. 90.

Mit Eiseneinlagen.

$$\begin{aligned} \sigma_b &= 61,3; \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm} \\ \sigma_b' &= 73,3; \sigma_e' = 1195 \quad - \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_b'' &= 218,8; \sigma_e'' = 3609 \text{ kg/qcm} \\ n_4 &= 3,61. \end{aligned}$$

Platte II/4 (siehe S. 12, 13—47, 50, 52, 55, 56 und 58).

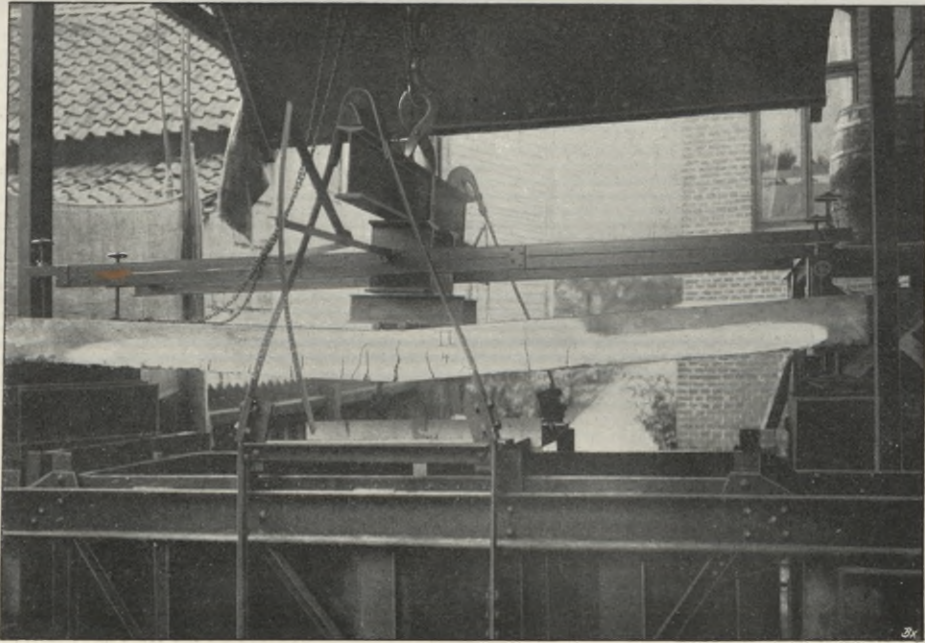


Abb. 91.



Abb. 92.

Mit Eiseneinlagen.

$$\begin{aligned}\sigma_b &= 39,7; & \sigma_e &= 1000 \text{ kg/qcm} \\ \sigma_b' &= 53,0; & \sigma_e' &= 1334 \quad -\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_b'' &= 148,0; & \sigma_e'' &= 3727 \text{ kg/qcm} \\ n_4 &= 3,73.\end{aligned}$$

Platte II/5 (siehe S. 12, 13, 31, 52, 55, 56 und 58).



Abb. 93.

$$\begin{array}{ll} \sigma_b = 47,3; \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm} & \sigma_b'' = 166,0; \sigma_e'' = 3515 \text{ kg/qcm} \\ \sigma_b' = 58,7; \sigma_e' = 1243 \quad - & n_4 = 3,52. \end{array}$$

Platte II/6 (siehe S. 12, 13, 31, 48, 52, 53, 55 und 56).

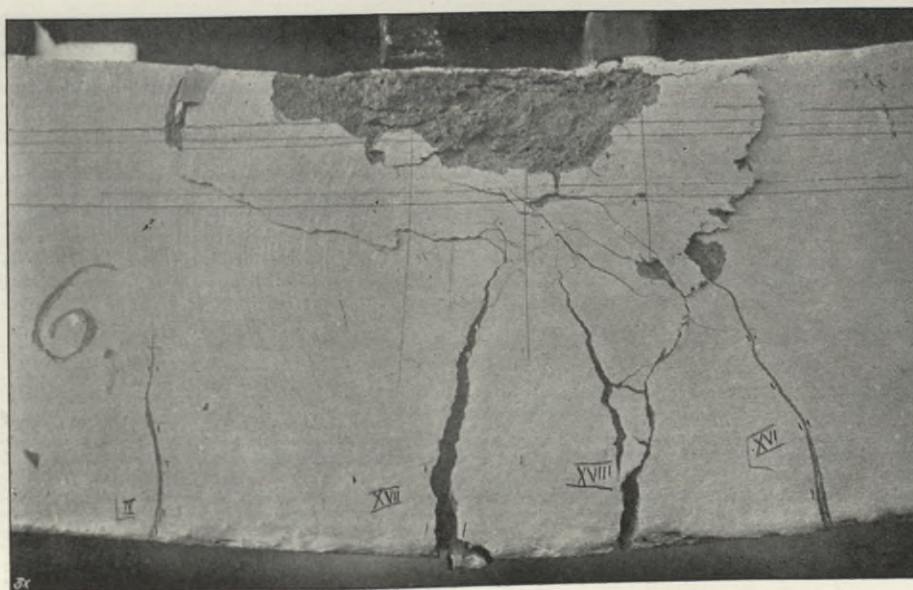


Abb. 94.

Mit Eiseneinlagen.

$$\begin{array}{ll} \sigma_b = 60,96; \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm} & \sigma_b'' = 204,0; \sigma_e'' = 3340 \text{ kg/qcm} \\ \sigma_b' = 56,7; \sigma_e' = 931 \quad - & n_4 = 3,34; \quad n_5 = 3,17. \end{array}$$

Platte III/2 (siehe S. 9—13, 21, 31, 52, 53, 55, 56 und 58).



Abb. 95.

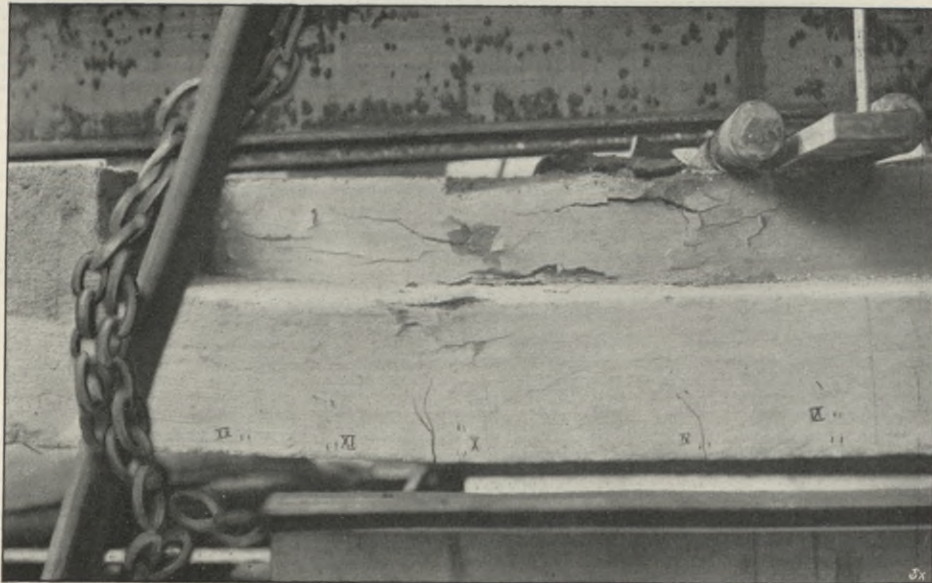


Abb. 96.

Mit Eiseneinlagen.

$$\sigma_b = 121,2; \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma'_b = 143,9; \sigma'_e = 1188 \quad -$$

$$\sigma''_b = 280,7; \sigma''_e = 2316 \text{ kg/qcm}$$

$$n_4 = 2,32; \quad n_5 = 1,23.$$

Platte III/5 (siehe S. 12, 14, 52 und 56).

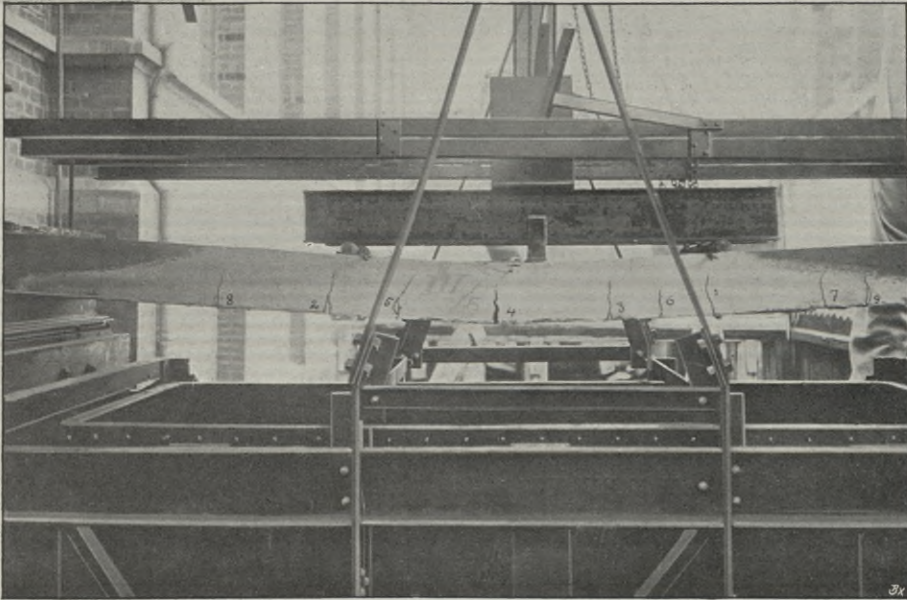


Abb. 97.

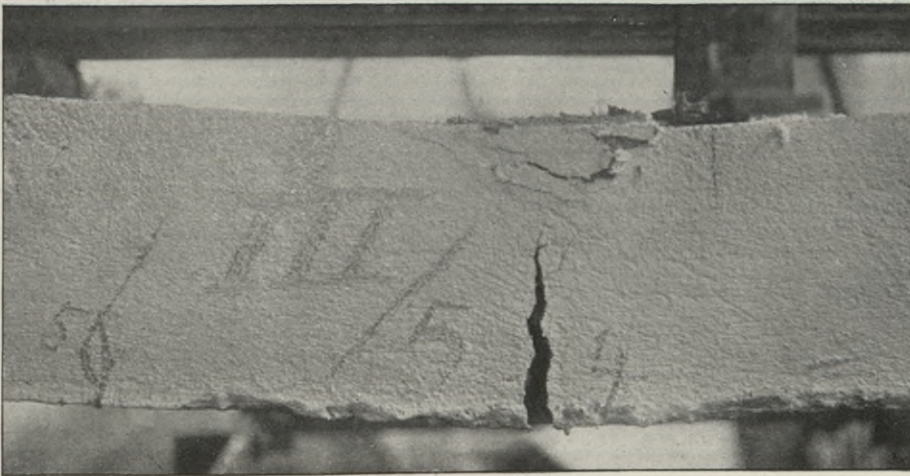


Abb. 98.

Mit Stahleinlagen.

$$\sigma_b = 36,2; \sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_b' = 51,7; \sigma_e' = 1716 \quad -$$

$$\sigma_b'' = 129,8; \sigma_e'' = 4292 \text{ kg/qcm}$$

$$n_4 = 3,58; \quad n_5 = 2,75.$$

Platte III/6 (siehe S. 12, 14, 52 und 56).

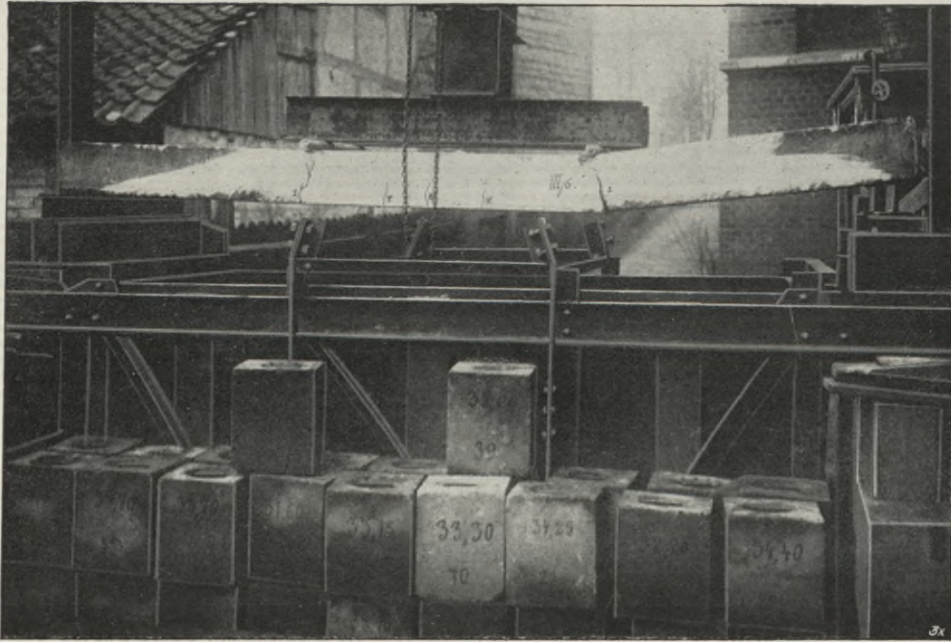


Abb. 99.



Abb. 100.

Mit Stahleinlagen.

$$\begin{aligned}\sigma_b &= 40,2; \sigma_e = 1500 \text{ kg/qcm} \\ \sigma_b' &= 41,6; \sigma_e' = 1554 \quad -\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_b'' &= 121,8; \sigma_e'' = 4546 \text{ kg/qcm} \\ n_4 &= 3,03; \quad n_5 = 2,86.\end{aligned}$$

Platte I/1, Vorversuch (siehe S. 8, 9, 12, 47, 48, 53).



Abb. 101.

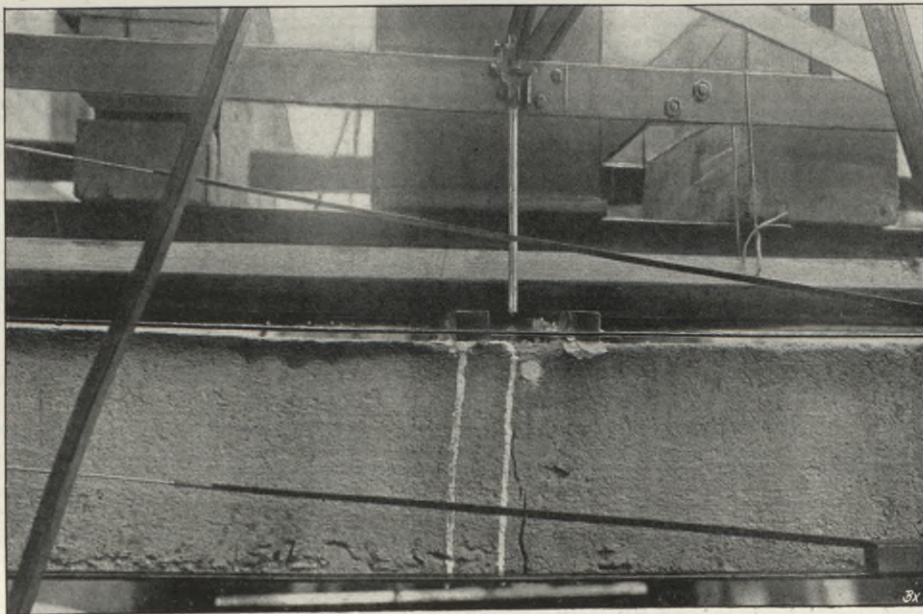


Abb. 102.

Mit Eiseneinlagen.

$$\begin{aligned}\sigma_e &= 39,4; \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm} \\ \sigma_b' &= 54,7; \sigma_e' = 1389 \quad -\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_b'' &= 133,5; \sigma_e'' = 3394 \text{ kg/qcm} \\ n &= 3,4.\end{aligned}$$

(23) **Platte I/2, Vorversuch** (Siehe S. 9 und 15).

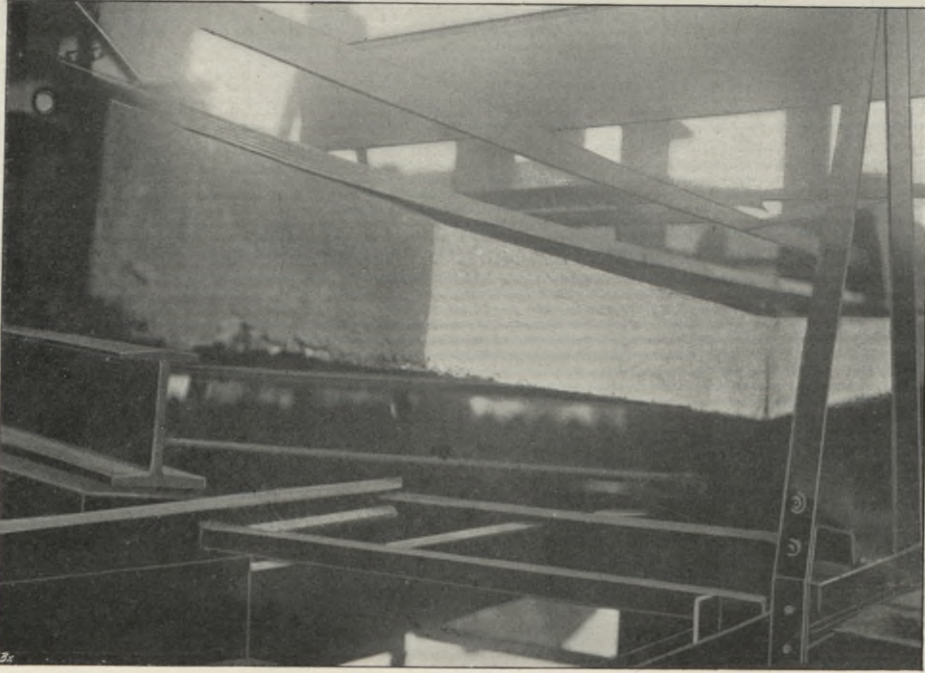


Abb. 103.

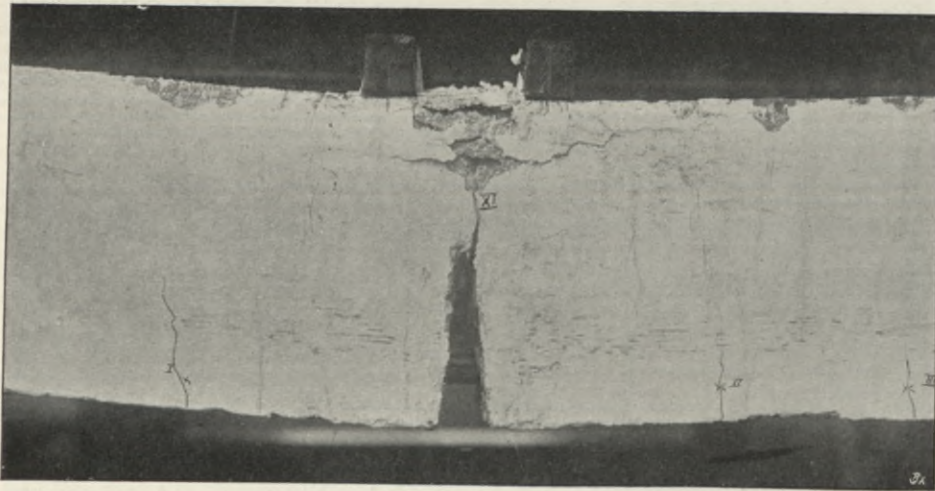


Abb. 104.

Mit Eiseneinlagen.

$$\begin{array}{ll} \sigma_b = 39,7; \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm} & \sigma_b'' = 126,6; \sigma_e'' = 3193 \text{ kg/qcm} \\ \sigma_b' = 54,5; \sigma_e' = 1373 & n_4 = 3,2. \end{array}$$

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

17444

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300589