

Versuche über die Schubwirkungen bei Eisenbetonträgern

Autor(en): **R.M.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **49/50 (1907)**

Heft 16

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-26704>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

2 m breites Fenster, im Südwesten ein schmäleres von 1,30 m Breite. Die Nordostwand nimmt ein grosser Wandschrank ein, der für die Aufbewahrung von Büchern, Akten und dergl. dient.

Zur weiteren Sicherung der Erdbeben-Aufzeichnungen wurde der Fussboden des Flures und des Ganges um den Bebenraum von dem Mauerwerk desselben isoliert. Er liegt daher auf einem Gebälk, das nur auf den äusseren Mauern des Hauses ruht, ist mit Brettern belegt und am Eingang mit Linoleumläufnern bedeckt. Das Fundament der Aussenmauern des Hauses ist genügend gegen Frostgefahr geschützt, obwohl es nur 2 m tief ist. Es ruht also noch auf dem Lehm. Es bleibt daher unterhalb des Fussbodens ein etwas über 1 1/2 m hoher Kellerraum übrig, der durch kleine Öffnungen an den vier Seiten gelüftet werden kann. In diesem Raum sollen gegebenenfalls weitere Hilfsapparate ihre Aufstellung finden.

Der Fussboden des Bureaus ist auf folgende Art hergestellt: Zwischen die Bodenbalken, die etwa je einen halben Meter voneinander entfernt liegen, sind Hohlziegel eingelegt. Dann wurde der ganze Boden mit einem sogenannten Korkstrich (kleine Korkstücke mit Zement gemischt) bedeckt. Auf diesem wurde, nachdem er völlig ausgetrocknet war, ein starker Linoleumbelag ausgebreitet. Dadurch werden die Erschütterungen, welche beim Gehen oder auch beim stärkern Auftreten entstehen, so gedämpft, dass das Seismometer keine Spur davon zeigt. Ueberdies hat sich dieser Boden im Winter sehr gut bewährt. Wie gut die Isolierung des Instrumentenpfeilers durch alle diese Massregeln

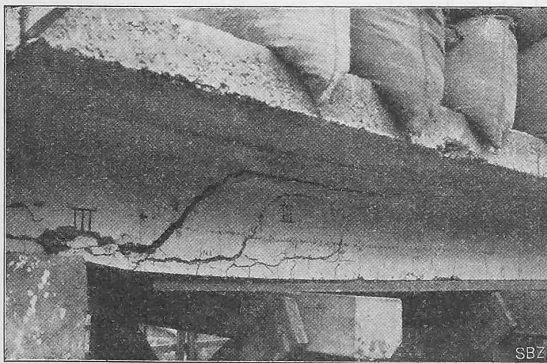


Abb. 15. Balken III, vorn linkes Auflager.

gelingen ist, erkennt man daraus, dass der allerdings geringe Verkehr im Hause gar nicht bemerkt wird. Sehr heftiges Türzuschlagen erzeugt einen kleinen senkrechten Strich im Diagramm von etwa 1 mm Länge, was einer Bodenbewegung von etwa 5 μ entspricht. Bei einem stärkern Besuche, bei welchem sich etwa 50 Personen im äusseren Korridor aufhielten, wurde eine geringe Nullpunktverlegung bemerkt, entsprechend der starken einseitigen Belastung des Hausfundaments auf der Nordostseite (dem Eingang).

Der Instrumentenraum hat zwei Fenster, je eines im SW und NW, denen Doppelfenster in der Aussenmauer entsprechen. Ebenso ist die Türe, durch welche man direkt auf die Registrierkurven sehen kann, verglast. Man kann

sich so stets von aussen überzeugen, ob das Seismometer richtig arbeitet. Durch zwei elektrische Glühlampen an der Decke, die von aussen eingeschaltet werden können, ist auch bei Nacht für gute Beleuchtung gesorgt. Ein Steckkontakt erlaubt mit einer Handlampe überall Licht hinzubringen, wenn allfällige Manipulationen am Apparat nötig sind.

Der Flur wird durch ein zweites Fenster im Nordwesten gut beleuchtet; im Vorbau befindet sich eine erkerartige Fensternische, deren Licht durch die verglasten Zwischentüren noch weiter das Haus beleuchtet. Ein geräumiger Bodenraum dient zur Aufbewahrung weniger notwendiger Gegenstände.

Das Aeusserere des Baues (Abb. 3), einfach gehalten, bietet durch seine gefälligen Linien einen angenehmen Anblick; ebenso ist die innere Einrichtung zweckmässig und trotz des geringen Kostenaufwandes behaglich. Die gesamten Baukosten betragen einschliesslich der Einrichtung, aber

ohne Instrumente, nur gegen 8000 Mark. Der Apparat selbst mit Zubehör kostete gegen 2500 Mark. (Schluss folgt.)

Versuche über die Schubwirkungen bei Eisenbetonträgern.

Referat über den am 6. Februar d. J. von Professor E. Mörch im Zürcher Ingenieur- und Architektenverein gehaltenen Vortrag.

Auf Anregung des Vortragenden sind von der Firma *Ways & Freytag* in Neustadt a. d. H. Versuche vorgenommen worden zum Zwecke der Prüfung der in den deutschen «Leitsätzen» enthaltenen und vielfach angegriffenen Berechnungsvorschriften über *Schub* und *Haftung*. Die Balken waren also derart zu konstruieren, dass die Wirkung der Biegun-

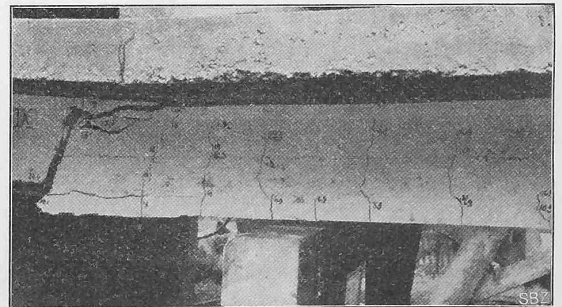


Abb. 17. Balken IX, vorn links.

nungen in den Hintergrund trat. Es geschah dies, indem relativ kurze Balken verwendet wurden. Um die Lasten bequem aufbringen zu können und um das Auftreten von Torsionswirkungen zu verhindern, wurde jedes Versuchsobjekt aus einem Balkenpaare gebildet, das durch eine starke Platte oben verbunden war (Abb. 13). Die Zusammensetzung des Betons war die übliche von 1 : 4 1/2, sein Alter betrug drei Monate. Bei sämtlichen Balken war der Eisenquerschnitt in der Balkenmitte derselbe. Durch weissen Anstrich der Seitenflächen war es möglich gemacht, auch die feinsten Risse leicht zu erkennen.

Die Versuche mit den zwölf Balken zerfallen nach der Belastungsart in drei Gruppen. Sechs Balken wurden mit gleichmässig verteilter Belastung, drei mit zwei Einzellasten in den Dritteln und die letzten drei mit einer Einzellast in der Mitte erprobt (siehe Abb. 1 bis 12, S. 200 und 201).

Die Berechnungsweise der deutschen «Leitsätze» nimmt an, die Eisenarmierung des Zuggurtes übertrage die ganze horizontale Zugkraft; irgendwelche Mitwirkung des Betons sei also hier nicht vorhanden. Solange aber das Eisen am Beton haftet, wird die Differenz seiner Beanspruchungen bei Abnahme des Momentes vom Beton des Steges nach dem Druckgurt übertragen werden müssen. Unter dieser Annahme treten also in der ganzen Steghöhe bis zur neutralen Achse konstante Schubbeanspruchungen in horizontalem und vertikalem Sinne auf, die gleich grosse unter 45° geneigte Hauptspannungen τ_0 zur Folge haben. Da die Zugfestigkeit des Betons geringer ist als seine Scher- und Druckfestigkeit, so wird die

schon lange vor Eintritt dieser Belastung Zugrisse in der Mitte. Zuerst kurz und ausserordentlich fein, verlängerten, vermehrten und erweiterten sich diese Risse bei fortschreitender Belastung.

Balken I. Ausser den feinen Zugrissen erschien bei einer Belastung von 15 t auf der bügelfreien Seite ein schiefer Riss, oben beginnend und allmählich sich bis zum Eisen ausdehnend. Bei zunehmender Belastung setzte sich der geneigte Riss horizontal über den Eisen gegen das Auflager hin fort, indem die Eisen heruntergedrückt wurden (Abb. 14). Bei 25,7 t war der Zusammenhang bis zum Auflager gelöst, sodass die im Eisen wirkende Kraft nur noch durch den Haken auf den Beton übertragen wurde. Die

Versuche über die Schubwirkungen bei Eisenbetonträgern.

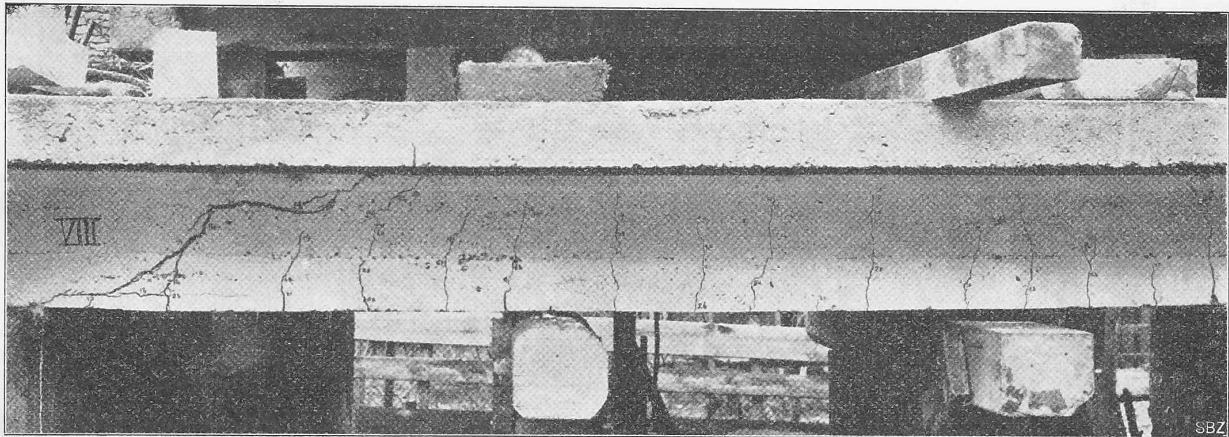


Abb. 16. Balken VIII von vorn gesehen.

Zerstörung eines derartig beanspruchten Körpers senkrecht zur Richtung der Hauptzugspannung erfolgen müssen. Versuche von auf Torsion beanspruchten Zylindern bestätigen dies, indem der Bruch stets nach einer unter 45° steigenden Schraubenfläche erfolgt. Somit liegt es nahe, Eiseneinlagen entsprechend diesen unter 45° geneigten Zugspannungen anzuordnen.

Risse erweiterten sich dann, der Haken bog sich, den Beton zersprengend, auf, wobei plötzlich der Bruch eintrat.

Balken II. Bei diesem breiteren Balken treten die ersten Zugrisse sehr viel später auf als bei Balken I. Bei 30 t Last treten zwei geneigte Risse links auf, wovon sich der eine rechts oben längs der Deckenplatte und links unten längs der Eisen fortsetzt bis bei 40 t durch Erweitern dieses Risses und Herausziehen der Eisen über dem Auflager der Bruch erfolgt. Die Ansicht, es seien die schiefen Risse auf Ueberwindung der Haftfestigkeit zurückzuführen, wird durch diese beiden Versuche widerlegt. Denn beim Eintreten der geneigten Risse war die Haftspannung beim zweiten Balken doppelt so gross als beim ersten; dagegen stimmen die Werte für $\tau_0 = 7,4 \text{ kg/cm}^2$ überein,

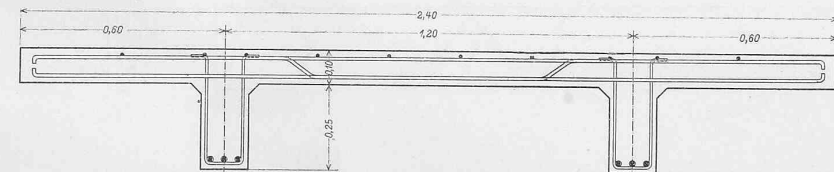


Abb. 13. Anordnung der Balkenpaare. — Masstab 1 : 20.

Dass diese Anordnung gegenüber andern grössere Sicherheit bietet, haben die Versuche erwiesen.

so dass sich die Schubspannung als Ursache der Risse erweist. Das Lösen der Eisen ist nicht die Ursache, sondern vielmehr die Folge der schiefen Risse. Im Gebiete des Risses fallen die schiefen Zugspannungen

Die Abmessungen sämtlicher Balken und ihrer Einlagen sind aus den Abbildungen 1 bis 12 (S. 200 u. 201) ersichtlich, und die wesentlichen Resultate in der nebenstehenden Tabelle zusammengestellt. Die Risse, die zum Bruche führten, sind in den Abbildungen hervorgehoben, durchgehende Risse schwarz, oberflächliche Absplitterungen schraffiert. In der Tabelle sind die Spannungen, die den Bruch herbeiführten, fett gedruckt.

Zusammenstellung der Versuchsergebnisse mit Balken I bis XII.

Balken	Erste Zugrisse		Beginn der geneigten Risse, die später zum Bruch führen					Bruchstadium. Die fettgedruckten Zahlen sind die Bruchursache				
	Last	σ_e	Last	σ_e	τ_1	τ_0 am Auflager	τ_0 am obern Rissende	Last	σ_b	σ_e	τ_1	τ_0
I	7,0	668	15	1260	8,65	10,5	7,4	25,7	38,0	2060	13,9	16,9
II	13,7	1200	30	2410	16,5	10,0	7,0	40,0	58,0	3150	21,2	12,9
III	5,8	710	13	1370	7,25	9,3	6,0	19,5	28,0	1960	10,3	13,2
IV	9,0	810	33	2570	53,5	21,7		42,0	62,0	3260	67,0	27,0
V	7,0	702	14	1260	14,4	10,3	7,6	31,0	48,3	2600	29,4	21,0
VI	6,0	590	19		32,5	13,1		37,8	56,0	2950	60,8	24,5
VII	7,5	862						34,0	65,0	3420	63,0	22,4
VIII	5,1	648	9,8	1115	10,7	10,7	9,7	23,4	47,6	2450	22,8	22,8
IX	5,9	735	14,5	1580	15,0	9,9	9,0	25,6	52,2	2690	24,8	17,7
X	7,5	1240						27,0	(77,5)	4050	50,7	18,1
XI	6,0	1045						26,0	(88,0)	4000	25,1	17,9
XII	5,5	940						26,0	(74,6)	3900	49,0	17,5

Erste Gruppe: Gleichmässig verteilte Belastung.

Die Balken I, II und III sind mit geraden Stangen armiert, die eine Hälfte der Oeffnung mit, die andere ohne Bügel. II unterscheidet sich von I durch einen Steg von doppelter Breite; Balken III weicht von I nur insofern ab, als er statt Rundeseisen die in Amerika öfter verwendeten und auch in Europa empfohlenen Knoteneisen enthält. Diese werden erzeugt, indem der runde Querschnitt in gewissen Abständen flach gedrückt wird. Bei den hier verwendeten Stäben beträgt der Eisenquerschnitt an diesen gepressten Stellen nur noch 2,04 cm² gegen 2,54 cm² in den runden Teilen.

Die Balken IV, V und VI zeigen Abbiegungen der Armierungsstangen und zwar IV und VI *trajektorienartig* unter 45°, V *hängewerkartig*, bedeutend flacher. Diese beiden Bezeichnungen deuten an, in welcher Weise sich die Befürworter beider Anordnungen die Wirkungen der Abbiegungen denken.

Für $\sigma_e = 1000$ ergibt sich bei allen Balken mit Ausnahme von Balken III eine zulässige Nutzlast von 11,5 t, nach den deutschen Leitsätzen berechnet. Bei sämtlichen Balken ausser bei Balken II zeigten sich

fort und nun nehmen die vorher nahezu horizontalen Randkräfte geneigte Richtung an, indem sie aus Gleichgewichtsgründen gegen einen Punkt der Querkraftslage konvergieren. Ausser Horizontalkräften wirken also in den obern und untern Berührungsflächen noch vertikale Komponenten. Der Balkenteil links drückt den Druckgurt des rechten Teiles nach oben und der Balkenteil rechts den Zuggurt des linken Teiles nach unten. In unmittelbarer Nähe des Risses wird also beim rechten Teil Tendenz auf Losreissen der Druckplatte, beim linken auf Losreissen der Eisen vom Steg eintreten. Dementsprechend entstehen die horizontalen Verlängerungen der schiefen Risse oben nach rechts und unten nach links. Die grössere

sie gewisse, den äussern Kräften das Gleichgewicht haltende Zugkräfte übertragen, während die Vorstellung, dass sie auf Abscheren beansprucht werden, nicht haltbar ist. Die Tatsache, dass die geneigten Risse in einer gewissen Entfernung vom Auflager auftreten, erklärt sich dadurch, dass über dem Auflager vertikale Druckspannungen zwischen den Balkenfasern auftreten, die die Hauptzugspannung vermindern, und dass in dessen Nähe Zugrisse im Beton nicht vorhanden sind. Letzteres hat zur Folge, dass der berechnete Wert von τ_0 nur noch in der neutralen Achse stattfindet; nach unten nimmt er ab und so können die untern Querschnitte die obern entlasten.

Versuche über die Schubwirkungen bei Eisenbetonträgern.

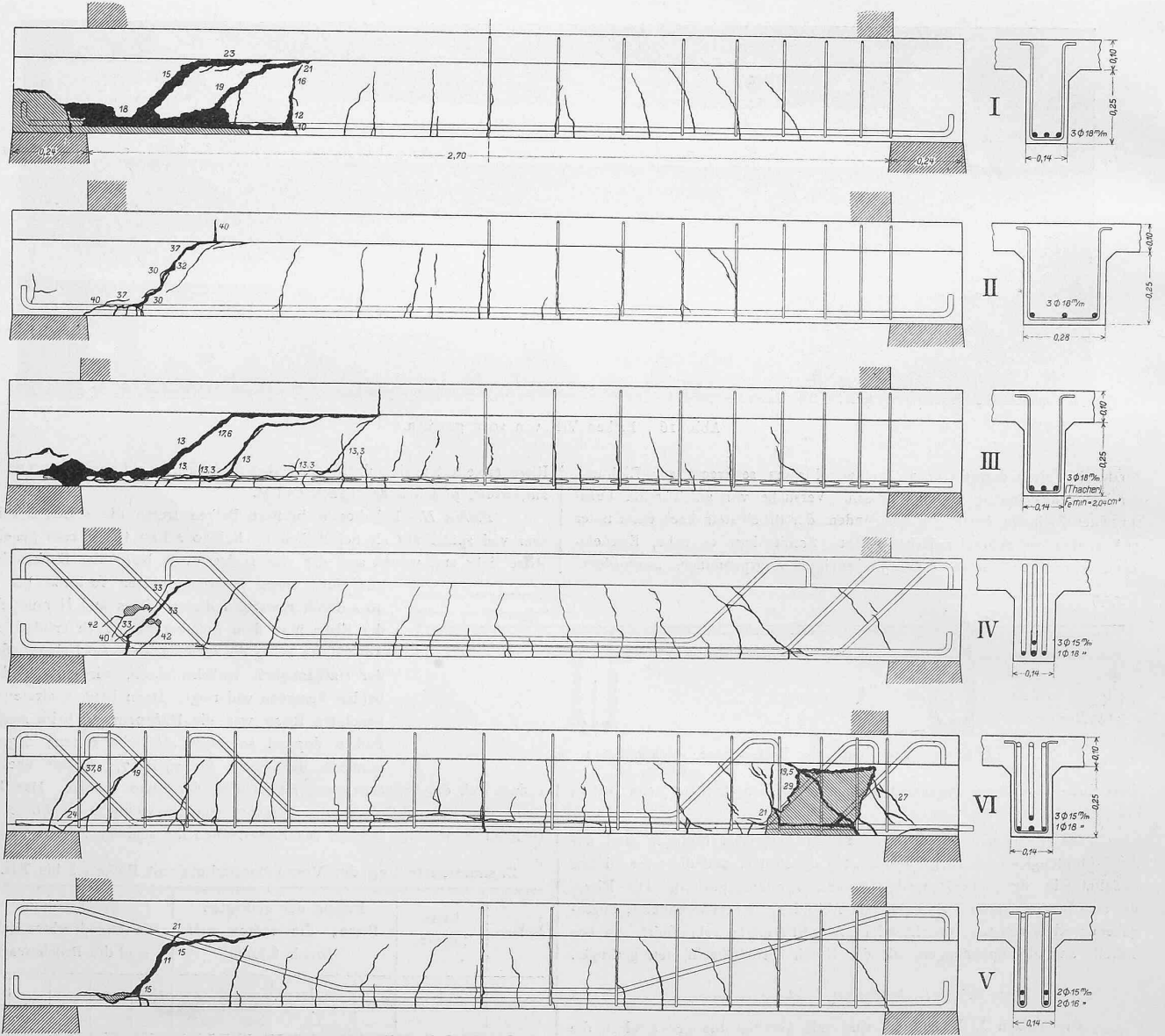


Abb. 1 bis 6. Erste Gruppe: Balken mit gleichmässig verteilter Belastung. — Masstab 1 : 20.

Bruchlast von Balken II gegenüber Balken I erklärt sich durch die bessere Verankerung der Endhaken im breiteren Steg.

Dass der Bruch stets auf der bügelfreien Hälfte erfolgte, ist der günstigen Einwirkung der Bügel zuzuschreiben. Einmal nehmen sie Zugkräfte auf, wodurch die schiefen Zugspannungen vermindert werden, sodass die geneigten Risse erst später auftreten; sodann wirken sie dem Abreissen von Deckenplatte und Zuggurt vom Steg entgegen. Wieweit dieser günstige Einfluss reicht, ist aus diesen Versuchen, des frühern Bruches auf der linken Seite wegen, nicht zu erkennen. Derselbe Effekt kann aber, wie die spätern Versuche zeigen, folgerichtiger durch zweckmässiges Abbiegen der Hauptarmierung erreicht werden; dann spielen die Bügel nur noch eine Nebenrolle und man braucht sich mit der Frage ihrer Berechnung nicht mehr zu befassen. Immerhin ist zu sagen, dass eine Berechnung der Bügel nur zutreffend sein wird, wenn man sich vorstellt, dass

Balken III. Die Zugrisse und geneigten Risse erscheinen unter annähernd denselben Umständen wie bei Balken I. Der Bruch erfolgt aber wesentlich früher, indem die Knoten des Eisens den Beton rasch zersprengen, sodass die Eiseneinlagen bald jeden Halt verlieren (Abb. 15).

Balken IV. Die Stangen sind da aufgebogen, wo es die Abnahme des Momentes gestattet. Die Haftspannung des einzigen gerade durchgehenden Eisens berechnet sich bei der zulässigen Nutzlast von 11,5 t zu 21,1 kg/cm² also sehr hoch. Berechnet man die auf die abgebeugenen Eisen entfallende Zugkraft, so ergibt sich darin eine Spannung $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$. Zu diesem Resultat kommt man, ob man den Eisen die schiefen Zugspannungen des Betons zuteilt oder ob man den Balken als Fachwerk mit geneigten Eisen(Zug)- und geneigten Beton(Druck)-streben betrachtet. Bei 9 t Last im Moment des Auftretens der ersten Zugrisse beträgt die Haftspannung 17,4 kg/cm², ein Wert, der bei den drei ersten Balken überhaupt nie ein-

getreten ist, ein weiterer Beweis, dass nicht die Haftspannung die schiefen Risse verursacht hat. Die schiefen Risse traten bei 33 t auf, wobei $\tau_1 = 53,5 \text{ kg/cm}^2$ wurde. Dann scheint die Haftfestigkeit überwunden gewesen zu sein, sodass die Kraft im geraden Eisen nachliess und dafür das nächste abgebojene den Ausfall übernehmen musste. Die vergrösserte Kraft in dieser Stange bewirkte ein Absprengen des Betons bei der Abbiegung und damit den Bruch. Aus diesen Erscheinungen wird die Notwendigkeit einer guten Verankerung der gerade durchgehenden Eisen und die Wünschbarkeit guter Ausrundung bei den Abbiegestellen gefolgert.

Balken VI ist gleich konstruiert wie Balken IV, nur hat die gerade

geraden Stange unter gleichzeitiger Ueberlastung der gebogenen trat damit früher ein.

Balken V. Bei diesem hängewerkartig armierten Träger zeigten sich die Risserscheinungen und der Bruchvorgang genau wie bei den Balken I, II und III. Daraus folgt, dass die Hängewerkarmierung für gleichmässig verteilte Last den geneigten Rissen nicht mehr entgegenwirkt als gerade Stangen ohne Bügel. Balken V trug wenig mehr als I und III und weniger als IV und VI, die doch absichtlich in gewissen Punkten unvollkommen konstruiert waren. Die Ueberlegenheit der Trajektorienarmierung vor der Hängewerkarmierung tritt also deutlich zu Tage.

Versuche über die Schubwirkungen bei Eisenbetonträgern.

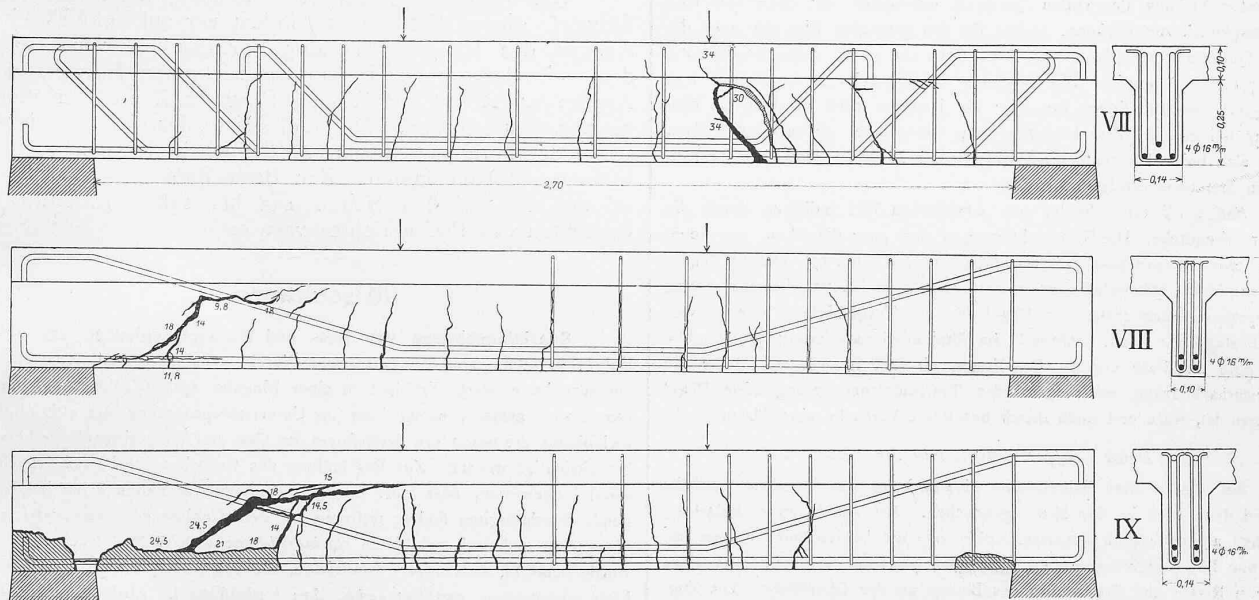


Abb. 7 bis 9. Zweite Gruppe: Balken mit zwei Einzellasten. — Masstab 1 : 20.

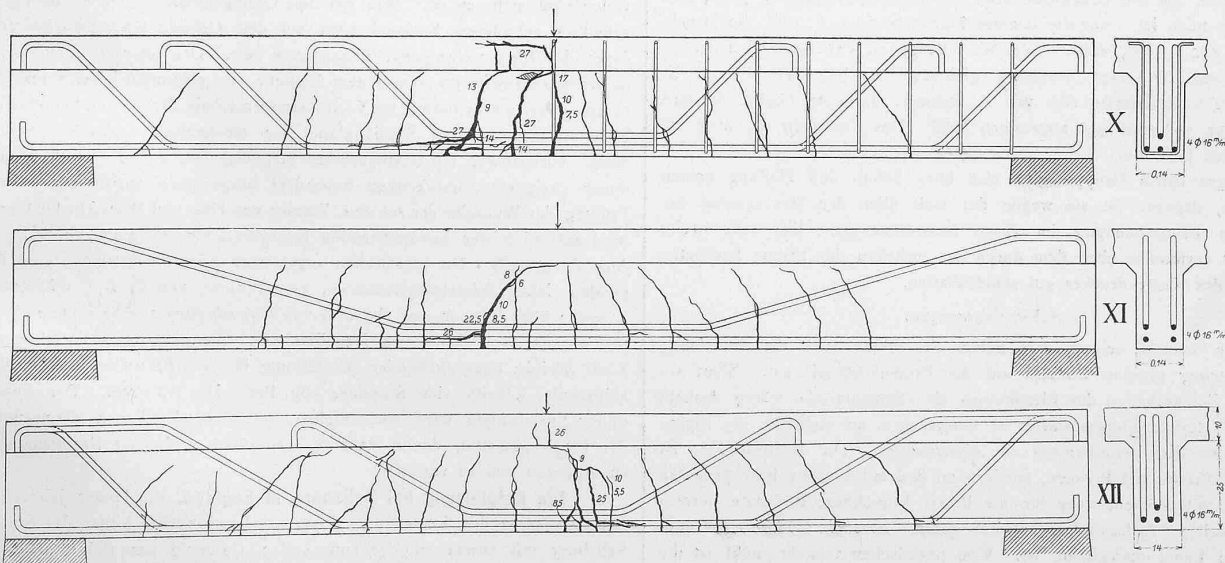


Abb. 10 bis 12. Dritte Gruppe: Balken mit Einzellast in der Mitte. — Masstab 1 : 20.

Stange keine Haken und steht an einem Ende vor, sodass der Beginn des Gleitens beobachtet werden konnte. Ferner sind Bügel auf der ganzen Länge vorhanden; das mittlere abgebojene Eisen ist nicht bis zum Auflager geführt. Zugrisse und geneigte Risse treten früher auf als bei Balken IV. Letztere erscheinen bei 19 t, wobei sich das gerade Eisen nach einwärts zu bewegen beginnt. Die Haftspannung beträgt dann $32,5 \text{ kg/cm}^2$ in guter Uebereinstimmung mit direkten Versuchen. Die Zerstörung tritt bei 37,8 t Belastung ein, wobei wiederum ein Absprengen bei der Abbiegung des nächsten gebogenen Eisens stattfindet. Der Vergleich zwischen den Balken IV und VI zeigt, dass bei richtiger Abbiegung die Bügel keine besondere Bedeutung haben. Dagegen ist der Haken des geraden Eisens wichtig, indem der Ausfall an Tragfähigkeit des Balkens VI auf dessen Fehlen zurückzuführen ist. Denn das Gleiten der

Zweite Gruppe: Zwei Einzellasten.

Balken VII. Von IV und VI unterscheidet sich dieser Balken im wesentlichen nur dadurch, dass die Abbiegungen entsprechend der konstanten Querkraft und linearen Abnahme des Momentes auf die äusseren Drittel gleichmässig verteilt sind. Für eine zulässige Belastung $2P = 9 \text{ t}$ ergibt sich im Untergurt und in den Abbiegungen $\sigma_e = 1010$ bis 1040 kg/cm^2 . Ausser den Zugrisen, die sich zuerst in der Mittelstrecke zeigten und sich allmählich weiter verbreiteten und erweiterten, waren keine besonderen Zerstörungerscheinungen zu beobachten, also auch kein Gleiten der gerade durchgehenden Stange, trotzdem beim Bruch die Haftspannung 63 kg/cm^2 erreicht. Dieser hohe Wert ist den Umschliessungs-Bügel, die ein Auseinandersprengen des Betons hinderten, zuzuschreiben.

Balken VIII. Dieser Balken besitzt einen bloß 10 cm breiten Steg. Geht man von der Auffassung aus, der Träger sei eine Kombination eines Balkens mit einem Hängewerk und jedes dieser Elemente übertrage die halbe Last, so müsste dies, wenn richtig, hier klar zur Geltung kommen, da das Hängewerk unter der angenommenen Belastungsweise im Gleichgewicht steht. Ausser den Zugrissen zeigte sich bei 9,8 t Last links oberhalb der abgelenkten Stangen ein nahezu horizontaler Riss, wo sich τ_0 berechnet zu 9,7 kg/cm² (Abb. 16). Würde man annehmen, es wirke nur die Hälfte der Querkraft, indem die andere Hälfte von den abgelenkten Eisen übertragen würde, so ergäbe sich τ_0 zu 4,8 kg/cm², womit der Riss nicht genügend erklärt wäre. Bei 14 t Last setzt sich der Riss in geneigter Richtung fort; dann ist $\tau_0 = 14,2$ kg/cm². Es scheint also, dass der erste Riss unter Wirkung der vollen Querkraft entstanden ist; dann erst kam das Hängewerk zur Wirkung, sodass für den geneigten Riss nur noch die halbe Querkraft ursächlich war, was dann in guter Übereinstimmung τ_0 zu 7,1 kg/cm² ergibt. Ein Vergleich der Einsenkung von Balken und Hängewerk bestätigt dieses Resultat; für letzteres wird nämlich die Einsenkung bei gleicher Eisenbeanspruchung viel grösser als für den Balken, sodass also beide Elemente nicht von Anfang an zusammenwirken können, sondern erst nach erfolgter Lösung.

Balken IX unterscheidet sich von Balken VIII lediglich durch die grössere Stegdicke. Die Risserscheinungen sind ganz dieselben, nur treten sie bei einer entsprechend grösseren Belastung auf (Abb. 17). Die mit Bügeln versehene Hälfte hält sich besser, woraus zu folgern ist, dass bei Anwendung der Hängewerksarmierung die Bügel für die Tragfähigkeit sehr wesentliche Bestandteile sind, während die Trajektorienarmierung schon ohne Bügel gute Resultate ergibt. Die Frage, ob und in welchem Masse die Hängewerkarmierung mit Bügeln der Trajektorienarmierung ohne Bügel überlegen ist, wäre erst noch durch besondere Versuche abzuklären.

Dritte Gruppe: Einzellast in der Mitte.

Bei diesen drei Balken tritt die Wirkung der Querkraft zurück; sie sind denn auch in der Mitte gebrochen. Mit zunehmender Belastung entstehen ausschliesslich Zugrisse, wobei sich die beiden Balkenhälften mit und ohne Bügel gleich verhalten. Der Bruch erfolgt durch Öffnen eines mittleren Risses und Zerdrücken des Betons an der Oberfläche. Die Zugspannung ist dann rechnermässig 4050 kg/cm², in Wirklichkeit aber bloß 3880 kg/cm², da die Druckzone statt der rechnermässigen 7 cm, nur noch 2 cm hoch ist. Auf die letztere Fläche bezogen beträgt die Druckspannung 262 kg/cm², während die Würfel Festigkeit 182 kg/cm² betrug.

Balken XI zeigt durchaus gleiches Verhalten wie Balken X. **Balken XII** unterscheidet sich von X dadurch, dass die beiden mittlern Eisen unter 30° statt 45° abgelenkt sind. Das Verhalten ist aber im wesentlichen dasselbe.

Diese dritte Gruppe gibt also über Schub und Haftung keinen Aufschluss, dagegen ist sie wegen der weit über der Streckgrenze beobachteten Bruchspannung im Eisen bemerkenswert. Der sehr breite Druckgurt vermochte eben dem durch das Strecken des Eisens bedingten Wachsen des Kantendruckes gut standzuhalten.

Schlussfolgerungen.

Die Versuche zeigen, dass neben der Stärke auch die Anordnung der Armierung grossen Einfluss auf die Bruchsicherheit hat. Nicht sowohl die Eigenschaften des Eisenbetons als «Baumaterial» wären deshalb von den Materialprüfungsanstalten zu untersuchen, als vielmehr die Eigenschaften des Eisenbetonbalkens als *Konstruktion*. Die Haftfestigkeit ist nicht an Würfeln und Prismen, sondern an den auf Biegung beanspruchten Balken zu untersuchen, wenn für die Praxis brauchbare Resultate herauskommen sollen. Insbesondere hat sich gezeigt, dass die Hängewerksarmierung ohne Bügel mangelhaft ist. Vom praktischen Gesichtspunkt ist die Ermittlung der günstigsten Armierung und die Klarlegung der Brucherscheinung wichtiger als die Ermittlung der tatsächlichen Spannungen bei geringer Belastung, indem diese keinen Masstab für die Bruchsicherheit abgeben.

Obschon die Versuche die Notwendigkeit von Bügeln bei sonst richtiger Armierung nicht dartun, so ist deren Anwendung doch zu empfehlen, da sie Zufälligkeiten entgegenwirken, einen guten Verband von Platte und Steg sichern und den mittlern Teil des Balkens, der keine Abbiegungen enthält, im Hinblick auf unsymmetrische Belastung angemessen verstärken.

Die schon frühe auftretenden ganz feinen Risse hätten nur dann etwas beängstigendes, wenn man sich bei der Berechnung auf die Zugfestigkeit des Betons verlassen würde. Auch die Rostgefahr ist durch diese Risse nicht bedingt, da der Schutz des Eisens durch die dünne anliegende Zementhaut bewirkt wird.

Die Theorie der Dehnbarkeit des Betons wird durch die Versuche nicht bestätigt.

Je mehr man sich durch derartige Versuche Einblick in das Zusammenwirken von Beton und Eisen verschafft, umso eher wird man in jedem besonderen Falle die richtige Lösung finden, sich von der schablonenhaften Anwendung eines «Systems» freimachen und dem Eisenbeton zum Fortschritt verhelfen.

R. M.

Ideenwettbewerb für ein Krematorium auf dem ehemaligen Friedhofe Neumünster in Zürich.

I. (Mit Tafel IX.)

Wir beginnen unsere Veröffentlichung der prämierten Entwürfe dieses Wettbewerbs, indem wir auf Tafel IX eine Ansicht des Hauptportals zum Versammlungsraume nach dem mit dem ersten Preis ausgezeichneten Entwurf des Architekten *Albert Fröhlich* aus Brugg, z. Z. in Charlottenburg, vorausschicken. Die einlässliche Darstellung dieses sowie der übrigen Arbeiten werden wir in den kommenden Nummern folgen lassen. Zur Beurteilung des Projektes sei auf das auf den Seiten 135 bis 138 veröffentlichte Gutachten des Preisgerichtes verwiesen.

Miscellanea.

Spezialausbildung von Gas- und Wasseringenieuren am eidg.

Polytechnikum. Der Schweizerische Verein von Gas- und Wasserfachmännern hatte letztes Frühjahr in einer Eingabe an den schweiz. Schulrat das Gesuch gestellt, es möchten im Unterrichtsprogramm des eidg. Polytechnikums die besondern Bedürfnisse der Gas- und Wasseringenieure besser berücksichtigt werden. Zur Begründung des Gesuches wurde auf den Umstand hingewiesen, dass viele jungen Ingenieure im Lande keine befriedigende Beschäftigung finden, während auf dem Gebiete der Gasindustrie ein Mangel an technisch gebildeten *Gasingenieuren* sich fühlbar mache. Auch wurde bemerkt, dass unsere Landsleute, die beabsichtigen sich diesem Gebiete zuzuwenden, genötigt seien, ihre Ausbildung im Ausland zu suchen, wo z. B. an der technischen Hochschule in Karlsruhe hierfür entsprechende Gelegenheit geboten ist. Wie bei den Gasingenieuren fehle es häufig an gründlich gebildetem Personal auch auf dem Gebiete des *städtischen Tiefbaus*, der *Wasserversorgung*, *Kanalisation* usw. Der schweiz. Schulrat hat in verdankenswerter Weise dem Gesuche des genannten Vereins insofern entsprochen, als er bereits im Vorlesungsverzeichnis des soeben begonnenen Sommersemesters dem Studienplane der mechanisch-technischen Schule einige Vorlesungen für Gasingenieure beigefügt hat, auf die im Programm durch geeignete Anmerkungen besonders hingewiesen wird. Die weitere Prüfung der Wünsche des schweiz. Vereins von Gas- und Wasserfachmännern wird anlässlich der bevorstehenden Reorganisation des Polytechnikums in Aussicht gestellt. Die einstweilen angesetzten Spezialvorlesungen sind folgende: Ueber *Beleuchtungsindustrie*, eine Stunde, von Prof. D. E. *Grandmougin*; über *Theorie und Praxis der Leuchtgasindustrie*, eine Stunde (Montag abends 6—7 Uhr) von Dr. *Emil Ott*, Chemiker des Gaswerkes der Stadt Zürich; über *Rechtslehre* (Einführung in die Rechtswissenschaft; Verkehrsrecht, I. Teil), vier Stunden, von Prof. Dr. *H. Roelli*. Der Besuch dieser Vorlesungen wird auch Nichtstudierenden, d. h. auch Männern aus der Praxis gestattet, denen dadurch ermöglicht wird, ihre Fachkenntnisse zu ergänzen und zu vertiefen.

Die Entgleisung bei Salisbury in England, die letztes Jahr einen Zusammenstoss des Schnellzuges Plymouth-London kurz hinter der Station Salisbury mit einem entgegenkommenden Güterzug zur Folge hatte, ist nach dem Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens Gegenstand einer eingehenden Untersuchung geworden, die den Grund der Entgleisung mit Sicherheit festgestellt hat. Der Schnellzug, der eine fahrplanmässige Durchschnittsgeschwindigkeit von 80,5 und 93,2 km/Std. bei einmaligem Anhalten nicht überschreiten sollte und der laut besonderer Vorschrift die Station Salisbury mit nur 48 km/Std. zu durchfahren hatte, fuhr am Unglückstage mit rund 112 km/Std. durch genannte Station. An deren westlichem Ende liegt eine Kurve von 84 m Länge mit 161 m Minimalradius und 89 mm Ueberhöhung der äussern Schiene. Der Schwerpunkt der Lokomotive von 55 t Dienstgewicht lag 1,52 m, derjenige des Tendlers mit 45 t 1,45 m über Schienenoberkante, weshalb bei der festgestellten Geschwindigkeit von 112 km/Std. mit mathematischer Sicherheit Umkippen stattfinden musste. Tatsächlich waren auch sowohl das Geleise wie die Räder der Lokomotive fast unbeschädigt. Der als gewissenhaft bekannte Lokomotivführer fuhr an jenem Tage den Zug zum erstenmal.