

# Das Verhalten von Eisenbeton-Rahmenkonstruktionen bei beginnender Zerstörung

Autor(en): **Glanville, W.H. / Thomas, F.G.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **11.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-2780>

## **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.

## IIa 6

### Das Verhalten von Eisenbeton-Rahmenkonstruktionen bei beginnender Zerstörung.

### Comportement des portiques en béton armé à l'amorce de la rupture.

### The Behaviour of Reinforced Concrete Framed Structures at Incipient failure.

W. H. Glanville, and F. G. Thomas,  
D. Sc., Ph. D., M. Inst. C. E., M. I. Struct. E. B. Sc., Assoc. M. Inst. C. E., Garston.

Bei üblichen Spannungen ist es wahrscheinlich, daß die Momentenverteilung über eine Eisenbeton-Rahmenkonstruktion sich verhältnismäßig genau mittels der Elastizitätstheorie ermitteln läßt. Bei Versuchen mit Dauerbelastung in der Building Research Station<sup>1\*</sup> und in Amerika<sup>2</sup> wurde festgestellt, daß das Kriechen des Betons in einem Rahmen bei üblichen Spannungen keinen wesentlichen Einfluß auf die Momentenverteilung hat.

Wenn jedoch in irgend einem Teil der Konstruktion sich beginnende Zerstörung zeigt, werden die plastischen Formänderungen entweder des Stahls an seiner Streckgrenze oder des Betons bei seiner höchsten Beanspruchung so groß, daß die Elastizitätstheorie nicht mehr gültig ist. Die Verformung dieses Teils wird durch die Formänderung der übrigen Konstruktion begrenzt, so daß der Bruch dieses Teiles nicht eher eintreten wird, bevor sich nicht erhebliche elastische Verformungen anderer Teile vollzogen haben. Das heißt, von der Konstruktion können weitere Lasten ohne daß Bruch eintritt, aufgenommen werden, wobei die hohen Spannungen in dem besonders gefährdeten Teil vermutlich praktisch gleichbleiben, während die Momente und die Spannungen in dem übrigen Teil zunehmen. Zur Vereinfachung soll die Veränderung in der Verteilung der Biegemomente gegenüber der in einer rein elastisch wirkenden Rahmenkonstruktion in diesem Aufsatz „Neuverteilung von Biegemomenten“ genannt werden.

Versuche mit kontinuierlichen Trägern auf drei Stützen von Kazinczy<sup>3</sup> haben gezeigt, daß, wenn der Stahl für den Bruch maßgebend ist, Änderungen in der Menge der Eiseneinlagen im Felde oder über der Mittelstütze gegenüber der nach der Elastizitätstheorie notwendigen Menge zu einer Neuverteilung der Momente führen, so daß die höchste Tragfähigkeit sowohl in den Feld- wie in den Stützen-Querschnitten voll ausgenutzt wird. Ähnliche Ergebnisse wurden für eingespannte Balken vom Deutschen Ausschluß für Eisenbeton<sup>4</sup> gefunden für

\* Die Ziffern beziehen sich auf das Schrifttumsverzeichnis am Schluß des Aufsatzes.

die Bedingung, daß der Bruch durch Überschreitung der Streckgrenze des Stahls entstand. Solch eine Neuverteilung ist durch die große plastische Verformung des Stahls an seiner Streckgrenze zu erwarten, jedoch ist unbekannt, wie weit man sich hierauf verlassen kann, ohne eine Zerstörung des Betons hervorzurufen. Bisher sind keinerlei Versuche bekannt, bei denen die Wirkung von plastischen Verformungen des Betons bei beginnender Zerstörung auf die äußerste Tragfähigkeit einer Rahmenkonstruktion untersucht worden ist.

Die in dieser Abhandlung beschriebenen Versuche bilden einen Teil einer von der Building Research Station zusammen mit der Reinforced Concrete Association angestellten Untersuchung, um endgültige Aufschlüsse über den Einfluß plastischer Verformungen auf hochbeanspruchte Teile von Eisenbeton-Rahmenkonstruktionen zu gewinnen. Die Untersuchungen schlossen Versuche bis zur Zerstörung ein A. an durchlaufenden Balken auf drei Stützen und B. an Portalrahmen.

### A. Versuche bis zur Zerstörung an durchlaufenden Balken auf drei Stützen.

Die Versuche wurden an durchlaufenden Balken auf drei Stützen vorgenommen, die wie folgt hergestellt waren:

1. Schwächung des Querschnitts über der Mittelstütze durch Verwendung einer geringen Menge von Zugeisen.
2. Schwächung des Querschnitts über der Mittelstütze durch Verwendung eines Betons von geringer Festigkeit ohne Verwendung von Druckeisen.
3. wie 2., jedoch unter Verwendung von Druckeisen.
4. wie 2., jedoch bei vergrößerter Spannweite, um die Schubspannungen zu verringern.
5. wie 2., jedoch unter Verwendung eines Betons von geringer Festigkeit, der ein Alter von 6 Monaten statt von 7 Tagen besaß.

Sämtliche Versuche wurden doppelt ausgeführt, und es wurde als Zuschlag durchweg Fluß-Sand und Fluß-Kies verwendet.

#### 1. Die ersten Zerstörungen treten in der Zugbewehrung auf.

Einzelheiten über die Balken und die Laststellungen bei diesen Versuchen zur Bestimmung der Einwirkung einer zu geringen Stahlmenge gegenüber der nach der Elastizitätstheorie erforderlichen Menge sind in Fig. 1 wiedergegeben.

Die Bezeichnung in der Tafel von Fig. 1 und in folgenden weiteren Spannungstafeln ist wie folgt:

t	bezeichnet die Spannung in der Längszugbewehrung,	$t_w$	bezeichnet die Spannung in der Bügelbewehrung,
t'	„ die Spannung in der Längsdruckbewehrung,	W	„ die Last,
M	„ das Biegemoment,	$\xi_B$	„ den Abstand des Wendepunktes von B,
n	„ den Abstand der neutralen Achse,	$\xi_F$	„ den Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand,
a	„ den Abstand des Druckmittelpunkts vom Zugmittelpunkt,	$s_E$	„ die Haftspannung bei E (untere Eisen).
S	„ den gesamten Schub,	$R_A, R_B, R_C$	bezeichnen die Auflagerdrücke in A, B, C,
s	„ die Schubspannung,		
$s_b$	„ die Haftspannung,		

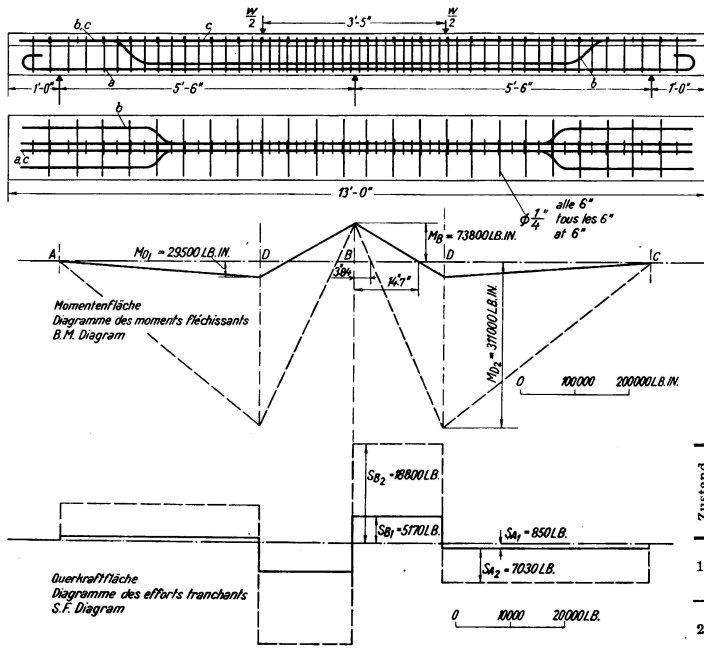
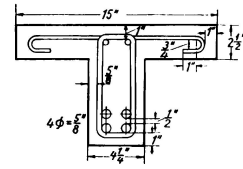


Fig. 1.

Neuverteilung der Momente in durchlaufenden Balken.  
Bruch des Stahles.

R. M. 2.



Eisenkiste - Liste des Fers - Bar schedule			
Eisen Anzahl Bar	$\phi$	No.	Form - forme
a	5/8"	2	12'-6"
b	5/8"	2	7'-6"
c	5/8"	2	12'-6"

Berechnete Spannungen (Einheiten in lb/in<sup>2</sup>)

Zustand	bei B							bei D					bei A					W	s <sub>B</sub>	R <sub>B</sub>	R <sub>A</sub> = R <sub>C</sub>		
	t	c	M	n	a	s	t <sub>w</sub>	s <sub>b</sub>	t	c	M	n	a	s <sub>b</sub>	s	t <sub>w</sub>	s <sub>b</sub>						
1	44700	2545	73800	1.85	7.47	5170	162	6255	298	8740	3000	285	2.09	6.40	103	852	28	2170	80	10900	4.7	10340	862
2		73800		18800	692	22700	1073	89400	3000	811000		874	7080	231	17800	251	50750	3.94	87600	7080			

Einfluß des Eigengewichts

$M_B = 3800 \text{ lb in}$                        $R_A = 204 \text{ lb}$   
 $M_D = 0 \text{ lb in}$                           $R_B = 476 \text{ lb}$

$u = 3000 \text{ lb/in}^2$                           $m = 5,5$

Man sieht, daß über der Mittelstütze, wo das Moment normalerweise am größten ist, nur zwei Rundeseisen von  $\frac{3}{8}$ "  $\varnothing$  vorgesehen sind. Bei einer verhältnismäßig niedrigen Last wird daher bereits in den Rundeseisen von  $\frac{3}{8}$ "  $\varnothing$  vermutlich schon die Streckgrenze erreicht; es mußte angenommen werden, daß das Strecken dieser Eisen zu einer Neuverteilung der Momente führt, wobei der Teil über der Mittelstütze allmählich entlastet wird, wodurch sich die durch das Gesamtsystem aufnehmbare Last weiter vergrößert, bis ein Bruch im Felde eintritt.

Die bei den Versuchen auftretenden tatsächlichen Momente wurden durch Messen der Dehnung in den stählernen Stützquerbalken in einem gewissen Abstand von der Endstütze ermittelt und daraus die Drücke in den Endauflagern mittels einer vorher vorgenommenen Eichung des Stützquerbalkens berechnet. Die Ergebnisse für einen der beiden geprüften Balken sind in Fig. 2 wiedergegeben.

Eine beginnende Zerstörung über der Mittelstütze tritt deutlich durch einen plötzlichen Abfall des Momentes in diesem Punkte in Erscheinung, wonach das Moment wiederum etwas zunimmt.

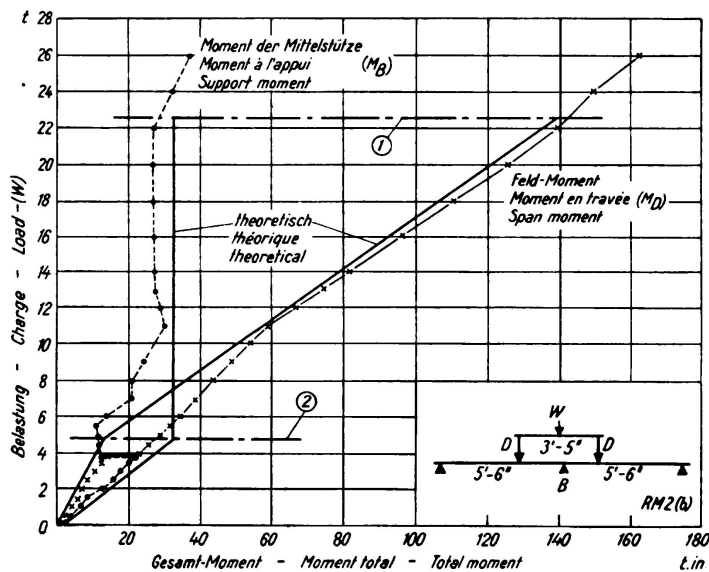


Fig. 2.

Versuche an durchlaufenden Balken. Bruch des Stahles (b). Beton mit frühhochfester Zement-Mischung 1 : 1 : 2 (in Gewicht) Wasser-Zementfaktor = 0,44 (in Gewicht). Alter beim Versuch = 44 Tage. Würfelfestigkeit = 6660 lb/in<sup>2</sup>.

- ① Theoretische Belastung für allgemeinen Bruch.
- ② Theoretische Belastung für Bruch über der Mittelstütze.

Die theoretischen Momentenlinien sind in dem Diagramm angegeben. Es ist klar, daß diese Annahme zu einer ziemlich genauen Schätzung der tatsächlichen Feldmomente bei den vorliegenden Versuchen führt.

Der für diesen Versuch verwendete Beton wurde in dem Mischungsverhältnis 1 : 1 : 2 (in Gewicht) zusammengesetzt, wobei frühhochfester Portlandzement verwendet wurde. Der Balken wurde im Alter von 44 Tagen geprüft. Für den zweiten Balken wurde ein Tonerde-Zement für einen Beton 1 : 2 : 4 (in Gewicht) benutzt, und der Balken wurde im Alter von 6 Tagen untersucht. Bei dem zweiten Balken ergab sich, daß der Beton wegen der höheren Zugfestigkeit des Betons mit Tonerde-Zement stark an der Aufnahme des Zugs mitwirkte, so daß die Spannung in der Bewehrung über der Mittelstütze, als der erste Riß über der Stütze auftrat, von einem sehr geringen Wert bis zur Streckgrenze anstieg. Außer dieser Erscheinung bestand kein wesentlicher Unterschied im Verhalten, der sich aus der Verwendung der beiden Zementarten ergeben hätte.

Die Durchbiegungen im Felde im Verhältnis zur Mittelstütze wurden mit Zeigerinstrumenten ermittelt. Es bestand kein wesentlicher Unterschied zwischen den Durchbiegungen der beiden Balken, und bei  $\frac{3}{4}$  der Bruchlast betrug die Höchstdurchbiegung nur 0,1 Zoll. Der Stahlstützquerbalken bog sich während des Versuchs durch, und das Absinken der Endauflager gegenüber der Mittelstütze wurde deshalb gleichfalls gemessen. Dieses Absinken beeinflusst die Momente während des elastischen Stadiums des Versuchs und ist deshalb bei Berechnung der in Fig. 1 und 2 wiedergegebenen theoretischen Kurven und Spannungen berücksichtigt.

Die größten Rißweiten, die durch ein tragbares Mikroskop gemessen wurden, sind in Tafel I wiedergegeben.

Tafel I.  
Größte Rißbreite an durchlaufenden Balken.

Reihen	Größte Rißbreite in Zoll $\times 10^{-3}$												
	Über Mittelstütze Belastung in t						Im Feld Belastung in t						
	5	10	15	20	25	bei Streckgrenze <sup>1</sup>	5	10	15	20	25	bei Streckgrenze	
1. Zerstörung des Stahles	(a)	0	15	30	42	60	0	0	1,3	2,3	2,6	3,8	0
	(b)	6	15	34	55	79	5	0	1,5	2,6	4,6	6,6	0
2. Zerstörung des Betons (Keine Druckbewehrung)	(a) <sup>2</sup>	0	1,5	2,4	3,1	3,3	0,5	0	1,9	3,5	6,0	10,0	0,6
	(b)	0	1,3	2,2	2,6	2,6	1,2	0	1,3	2,2	3,3	3,9	0,7
3. Zerstörung des Betons (Mit Druckbewehrung)	(a)	1,0	3,1	3,7	4,6	5,5	3,4	0	0,9	1,6	2,4	3,5	1,3
	(b)	1,6	4,0	5,2	9,2	10,5	4,8	0	1,3	1,7	2,6	5,2	1,5
4. Zerstörung des Betons (Vergrößerte Spannweite)	(a)	3,3	3,7	—	—	—	1,6	1,5	4,0	—	—	—	0,8
	(b)	0,1	1,0	—	—	—	0	1,3	4,2	—	—	—	0
5. Zerstörung des Betons (Schwacher Beton im Alter von etwa sechs Monaten)	(a)	0	1,6	2,7	2,6	1,5	—	0	1,3	2,5	3,6	5,0	—
	(b)	0	0,7	1,0	1,1	1,2	—	0	1,4	2,4	3,5	7,2	—

<sup>1</sup> Die Streckbelastung ist die theoretische Belastung, bei der nach der Elastizitätstheorie die Tragfähigkeit erschöpft ist (vgl. Tafel 2).

<sup>2</sup> Die größte Rißbreite im Balken (a) der Reihe 2 wurde in Höhe des höchstbeanspruchten Randes der Zugbewehrung gemessen, bei allen anderen Balken wurden die Messungen in der Mittellinie des höchstbeanspruchten Eisen gemessen.

Die Rißbildung über der Mittelstütze nahm während der zweiten Hälfte des Versuchs erheblich zu, d. h. nachdem der Stahl begonnen hatte, sich zu strecken, und kurz vor dem endgültigen Bruch wiesen die Risse eine Breite von 0,06 bis 0,08 Zoll auf. Diese Risse waren ungefähr 10mal so groß, wie sie im allgemeinen vor Beginn des Streckens des Stahles beobachtet wurden.

In Tafel II ist die berechnete Bruchlast 1. nach der Elastizitätstheorie und 2. auf der Grundlage, daß sowohl die Stützen wie die Feldquerschnitte ihre

Tafel II. Bruchlasten von durchlaufenden Balken.

Grundlage der Berechnungen der Biegemomente	Grundlage der Berechnungen der Widerstandsmomente Versuch Nr.		Bruchlasten in t									
			1. Zerstörung des Stahles		2. Zerstörung des Betons (keine Druckbewehrung)		3. Zerstörung des Betons (Druckbewehrung)		4. Zerstörung des Betons (vergrößerte Spannweite)		5. Zerstörung des Betons (Alter 5 1/2 Monate)	
			RM 2 (a)	RM 2 (b)	RM 1 (a)	RM 1 (b)	RM 3 (a)	RM 3 (b)	RM 4 (a)	RM 4 (b)	RM 5 (a)	RM 5 (b)
Elastizitätstheorie d. h.: Keine Neuverteilung von Momenten. Lasten bei Zusammenbruch	Keine Neuverteilung von Spannungen	Bei wirklichen „augenblicklichen“ E-Modulverhältnissen	4,9	4,9	7,0	7,2	13,0	14,2	2,7	2,3		
	Neuverteilung von Spannungen	$m = \frac{40000}{\text{Würfelfestigkeit}} = \frac{40000}{u}$	5,0	4,9	7,6	7,8	19,5	19,8	3,0	2,5		
		Zerstörung des Stahles. Die größte Betonspannung erreicht die Würfelfestigkeit. Bruch des Betons: $m = \frac{80000}{u}$	7,8	6,5	8,0	8,2	25,4	26,2	3,2	2,7		
Theorie der Neuverteilung der Momente d. h.: Gleichzeitiger Bruch über der Mittelstütze und im Feld	Keine Neuverteilung von Spannungen	Bei wirklichen „augenblicklichen“ E-Modulverhältnissen	22,7	22,6	20,8	21,4	25,7	28,1	9,8	8,6		
	Neuverteilung von Spannungen	$m = \frac{40000}{u}$	23,0	22,6	27,8	28,5	35,0	36,3	13,0	11,8		
		Zerstörung des Stahles. Die größte Betonspannung erreicht die Würfelfestigkeit. Bruch des Betons: $m = \frac{80000}{u}$	26,1	24,0	32,6	32,8	40,1	40,5	14,2	13,9		
Tatsächliche Last, bei der sich die ersten Anzeichen einer Zerstörung des Betons zeigten . . . . .			—	—	20,8	24,0	23,0	24,0	9,0	9,5	18,8	16,5
Tatsächliche Höchstlast des Balkens . . . . .			29,1	28,7	27,5	28,6	27,6	28,9	13,4	13,0	33,0	27,5

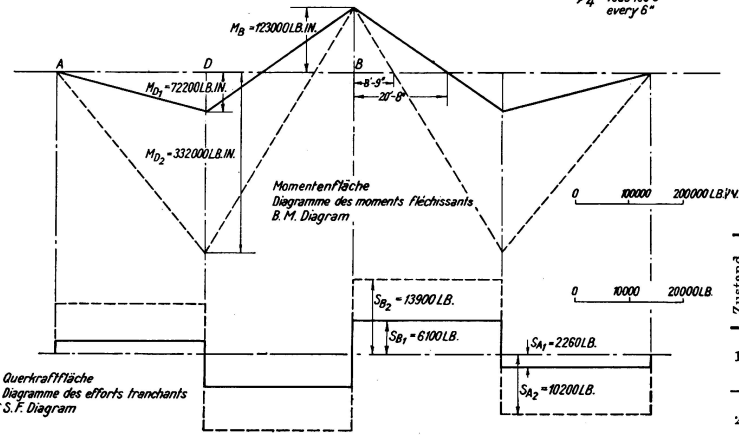
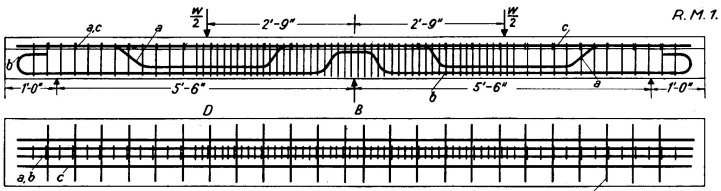
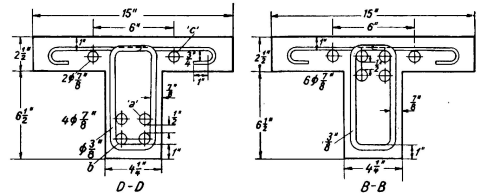


Fig. 3.

Neuverteilung der Momente in durchlaufenden Balken.  
Bruch des Betons.



Eisenliste - Liste des fers - Bar schedule		
Eisen Größe No.	φ	Form - Forme
a	7/8"	2
b	7/8"	2
c	7/8"	2

Berechnete Spannungen (Einheiten in lb/in<sup>2</sup>)

Zustand	bei B				bei D				bei A				W	R <sub>B</sub>	R <sub>A</sub> = R <sub>C</sub>						
	t	c	M	n	a	s	t <sub>w</sub>	s <sub>b</sub>	t	c	M	n				a	s	t <sub>w</sub>	s <sub>b</sub>		
1	6400	2050	123000	5,85	5,82	6100	270	7800	70	5180	445	72200	8,09	5,80	10200	63	15800	20,8	12200	2260	
2			123000		13900	615	17700	159	23800	2050	332000	8,09	5,80	10200	866	21000	288	47300	8,9	27800	10200

Einfluß des Eigengewichts

$$M_B = 4,20 \text{ lb in} \quad R_A = 200 \text{ lb}$$

$$M_D = 910 \text{ lb in} \quad R_B = 480 \text{ lb}$$

$$u = 2050 \text{ lb/in}^3 \quad m = 9,5$$



volle Tragfähigkeit nach der Neuverteilung erhalten, zusammen mit den tatsächlichen Bruchlasten aufgeführt. Es ist ersichtlich, daß die Wirkung der Neuverteilung von Momenten auf die Tragfähigkeit eines durchlaufenden Balkens erheblich sein kann, wenn die Bewehrung über der Mittelstütze schwach ist. Indessen ist die Rißsteigerung bei der erhöhten Last sehr groß, so daß in der Praxis aus der Neuverteilung der Momente durch Strecken des Stahls nur dann Vorteil gezogen werden kann, wenn eine erhöhte Rißbildung keine Bedeutung hat.

## 2. Erste Zerstörung im Beton. Keine Druckeisen über der Mittelstütze.

Bei den Balken, die durch Zerdrücken des Betons zerstört werden sollten, wurden alle Zugeisen im Feld über der Mittelstütze hochgezogen, so daß der Druck in diesem Punkt nur durch den Stegbeton aufgenommen wurde. Nähere Angaben über die Balken, die Spannweiten und die Laststellungen sind in Fig. 3 enthalten. Der Beton wurde mit gewöhnlichem Portlandzement im Mischungsverhältnis  $1 : 2\frac{1}{2} : 3\frac{1}{2}$  (in Gewicht) und mit einem Wasserzementfaktor von 0,66 (in Gewicht) hergestellt. Die Versuche wurden im Alter von 7 Tagen vorgenommen, wobei man danach strebte, die durch die Eisenbetonvorschriften geringsten zugelassenen Festigkeiten (2250 Pfund/Quadratzoll) zu erreichen. Tatsächlich war die Festigkeit etwa 10% geringer als dieser Wert (vgl. Anhang 1).

Um die Schubspannungen bei diesem schwachen Beton zu verringern, wurden die Lasten in Feldmitte aufgebracht, statt näher an der Mittelstütze wie bei den vorher geprüften Balken.

Die Ergebnisse sind in Fig. 4 wiedergegeben. Man wird feststellen, daß hierbei kein ausgeprägter Punkt vorhanden ist, wo die Zerstörung über der Stütze anfängt, wie bei den vorigen Balken, bei denen der Stahl nachgab; es tritt vielmehr ein allmählicher Übergang vom elastischen zum plastischen Zustand beim Versuch auf.

Der Beton an der Stütze beteiligte sich in äußerlich unzerstörtem Zustand weiter an der Lastaufnahme lange nachdem die rechnermäßige Last aufgebracht war, bei der eine Spannung entsprechend der Würfelfestigkeit erreicht wurde. Tatsächlich zeigte sich kein Anzeichen von Zerstörung über der Mittelstütze, bis die Last auf mehr als das Doppelte angewachsen war.

Das gemessene Feldmoment stand in guter Übereinstimmung mit dem, das unter der Annahme eines gleichbleibenden Stützmomentes nach Überschreiten der elastischen Grenze errechnet war.

Während des ganzen Versuches waren die Rißweiten gering (vgl. Tabelle I), so daß die Neuverteilung des Momentes im Falle von schwachem Beton ohne Rückwirkung auf die Rißbildung zu sein scheint. Die Balkendurchbiegungen waren von derselben Größenordnung wie die bei der ersten Reihe festgestellten.

## 3. Erste Zerstörung im Beton. Druckeisen über der Mittelstütze.

Bei den Versuchen zur Ermittlung des Verhaltens bei geringer Druckfestigkeit des Betons bei Vorhandensein einer bestimmten Menge von Druckeisen war die Bewehrung dieselbe, wie in den vorhergehenden Balken mit der Ausnahme, daß die unteren Eisen durch den ganzen Balken hindurchliefen und so zur

Druckaufnahme über der Mittelstütze beitragen. Die Betonmischung war wiederum  $1 : 2\frac{1}{2} : 3\frac{1}{2}$ , wobei gewöhnlicher Portlandzement verwendet wurde, und die Versuche im Alter von 7 Tagen vorgenommen wurden; die Festigkeit (s. Anhang 1) war ein wenig größer als bei den vorhergehenden Versuchen.

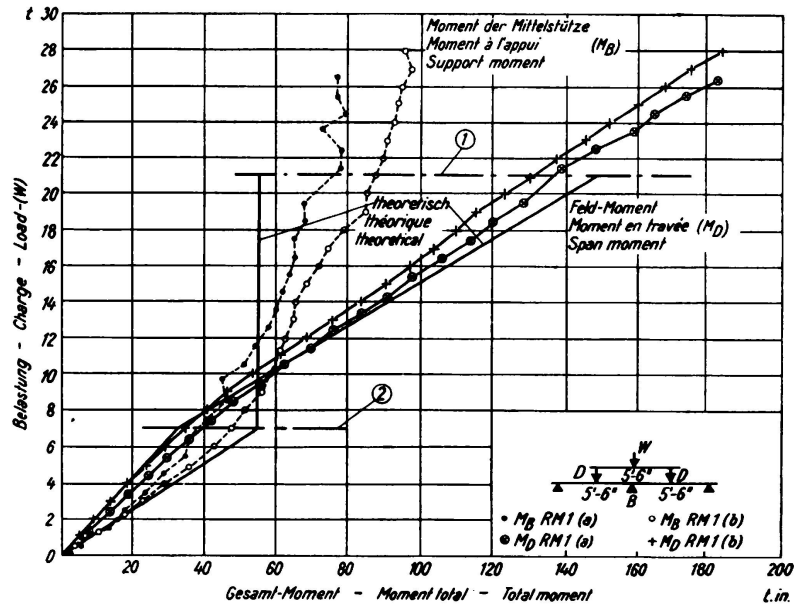


Fig. 4.

Versuche an durchlaufenden Balken. Bruch des Betons. (Keine Druckbewehrung). Gewöhnlicher Portland-Zement. Mischung  $1 : 2\frac{1}{2} : 3\frac{1}{2}$  (in Gewicht). Wasser-Zementfaktor 0,66 (in Gewicht). Alter beim Versuch = 7 Tage. Würfelfestigkeit des Betons = 2050 lb/in<sup>2</sup>.

- ① Theoretische Belastung für allgemeinen Bruch.
- ② Theoretische Belastung für Bruch über der Mittelstütze.

Die Momente wurden im ganzen System gemessen, und es wurde wiederum festgestellt, daß ein allmählicher Übergang zwischen den beiden Versuchsstadien stattfand. Die Höchstlast (vgl. Tabelle 2) ist ziemlich genau dieselbe, wie sie bei den Balken ohne Druckbewehrung war.

Es traten bis kurz vor dem endgültigen Zusammenbruch des Systems keine Druckzerstörungen über der Mittelstütze auf. Der größte Zugriß in diesem Abschnitt schloß sich gegen Ende des Versuches allmählich, bis er sich nur noch ungefähr bis 2 Zoll von der Oberfläche des Balkens erstreckte, was zeigt, daß der gesamte Steg und ein Teil der Platte Druckkräfte übertrugen.

Die größten Rißbreiten sind in Tabelle I angegeben.

#### 4. Erste Zerstörung im Beton. Balken mit vergrößerter Spannweite.

Die Balken der Reihe 2 wurden mit engliegenden Bügeln über der Mittelstütze versehen, um eine Schubzerstörung des schwachen Betons zu verhindern. Es wurde angenommen, daß diese Bewehrung dem Beton einen zusätzlichen Halt gibt, und so seine Fähigkeit, Längsdruck aufzunehmen, vergrößert. Um zu zeigen, ob dies der Fall war, wurden zwei weitere Balken ähnlich denen der Reihe 2 angefertigt, bei denen die Spannweite auf 12 Fuß vergrößert wurde,

so daß das Bruchmoment mit einer geringeren Auflast erzielt wurde, wobei die Menge der Schubbewehrung verringert wurde.

Die Ergebnisse zeigten deutlich, daß der Teil über der Mittelstütze nicht durch den größeren Bügelabstand geschwächt wurde. Die prozentuale Zunahme der Belastung, die auf eine Neuverteilung zurückzuführen war, war ungefähr dieselbe wie vorher (vgl. Tafel II), und das Stützmoment, das zu einem Bruch führte, war tatsächlich größer als bei den vorhergehenden Versuchsreihen (2).

#### 5. Erste Zerstörung im Beton. Betonalter $5\frac{1}{2}$ Monate.

Die vorher ausgeführten Versuche mit schwachem Beton wurden in allen Fällen im Alter von 7 Tagen vorgenommen und obgleich es wahrscheinlich erschien, daß das Maß der Neuverteilung, die sich als Ergebnis einer plastischen Verformung des Betons vollzog, mehr von der Festigkeit als vom Alter des Betons abhing, wurde es doch für zweckmäßig erachtet, zwei ähnliche Balken wie in Reihe 2 (keine Druckbewehrung) in einem höheren Alter zu prüfen. Um nach ungefähr 6 Monaten eine geringe Festigkeit zu erzielen, wurde gewöhnlicher Portlandzement in einem Mischungsverhältnis 1 : 4 : 7 (in Gewicht) für den ersten Balken benutzt; dies Verhältnis wurde für den zweiten Balken in 1 : 5 : 6 abgeändert, da dies mit demselben Wasserzementfaktor von 1,05 eine bessere Mischung ergab. Die in Tafel II angegebenen Bruchlasten waren ebenso groß und in einem Falle größer als vorher. Die Betonfestigkeit war indessen nicht genau bekannt, da die zusammen mit den Balken angefertigten Probewürfel keine genaue Schätzung der Betongüte im Balken bei derartig geringwertigem Beton gestatteten. Aus den Enden der Balken wurden Proben herausgeschnitten und geprüft, und das Ergebnis zeigte, daß, wenn überhaupt, der Beton nur wenig schwächer war als der bei den ersten Versuchen verwendete. Es besteht deshalb kein Zweifel, daß die mit dem fetteren Beton erzielte Neuverteilung nicht der Tatsache zuzuschreiben war, daß er nur eine verhältnismäßig kurze Zeit erhärtet war.

### B. Versuche an Portalrahmen.

Um festzustellen, bis zu welchem Maße die Tragfähigkeit eines einfachen Eisenbetonportalrahmens infolge der Neuverteilung von Spannungen und Momenten vergrößert wird, wenn hohe Spannungen am Stützenkopf erreicht werden, wurden Versuche angestellt.

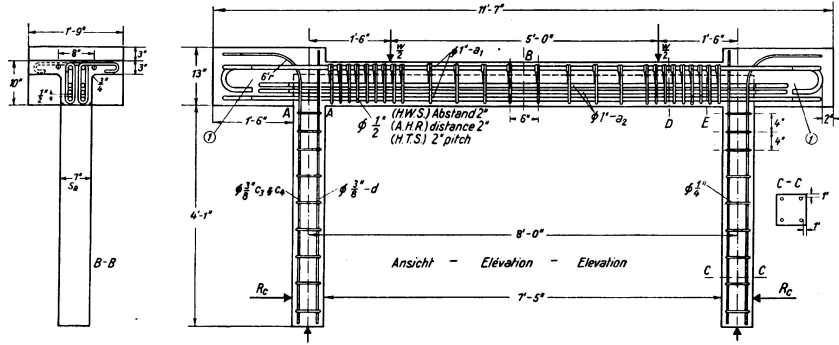
Die Versuchsbedingungen waren:

1. Erste Zerstörung an den Zugeiseneinlagen in der Stütze.
2. Erste Zerstörung am Druckbeton in der Stütze.

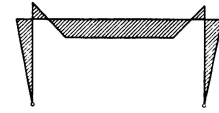
Für jede Bedingung wurden zwei Rahmen geprüft.

#### 1. Erste Zerstörung an den Zugeisen der Stütze.

Einzelheiten über die Rahmen und die Laststellungen sind in Fig. 5 wiedergegeben. Die Konstruktion der Bewehrung und das Belastungsverfahren war so, daß der Balken erheblich widerstandsfähiger als die Stütze war. Bei beginnender Zerstörung der Stütze war noch eine erhebliche Reserve im Balken vorhanden.



R.M.F.2. & R.M.F.3.



Momentenfläche (nicht maßstäblich)  
Diagramme des moments (non à échelle)  
Moment diagram (not to scale)

Berechnete Spannungen (Einheiten in lb/in<sup>2</sup>)

R.M.F.8

Zustand	Stütze						Balken bei B				Balken bei D				$\xi_R$	$s_E$	W	$R_C$
	c	t	$M_A$	S	s	$s_b$	c	t	$M_B$	S	s	$s_b$	$t_w$					
1.	I <sub>1</sub>	4200	47300	102000	2380	65	190	920	7000	206000	17300	415	155	7600	2,6	190	34500	2380
	I <sub>2</sub>	4800	47300	114000	2650	70	210	1200	9000	266000	21900	525	200	8700	2,3	242	43700	2650
2.		11000	47300	288000	6590	175	520	11000	40600	1240000	86000	2120	775	87600	0,2	—	172000	6590

$u = 11000 \text{ lb/in}^3$        $m = 5$

I<sub>1</sub> Trägheitsmomente zur Bestimmung der Momente, berechnet mit vollem Beton-Querschnitt ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen.

I<sub>2</sub> ditto, berechnet mit vollem Beton-Querschnitt mit Berücksichtigung der Eiseneinlagen.

Fig. 5.

Momentenverteilung in Rahmen. Bruch des Stahles. Alle Hauptseisen im Balken 1"  $\phi$ . Überdeckung 1" stark.

① Alle Haken mit 4" innerem  $\phi$ . Gerades Ende 4".

Eisen	Armature	Bar	$\phi$	Masse - Dimensions	Anzahl
					Nombre
					No. Of
$\theta_1$			1"		6
$\theta_2$			1"		4
$c_3$			$\frac{3}{8}$ "		2
$c_4$			$\frac{3}{8}$ "		2
$d$			$\frac{3}{8}$ "		4

Um sicherzustellen, daß der Rahmen durch Biegung zu Bruch ging, und nicht durch Schub oder Gleiten der Eiseneinlagen, war es notwendig, der Konstruktion der Schubbewehrung und der Verankerung der Eisen besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Es ist klar, daß sich durch die Neuverteilung der Momente die Tragfähigkeit einer Konstruktion nur dann erhöht, wenn die Verbund- und Schubbeanspruchungen, die sich aus einer solchen Neuverteilung ergeben, gut aufgenommen werden. Die großen Blöcke an der Verbindungsstelle von Balken und Stützen wurden allein aus dem Grunde angeordnet, um der Bewehrung der Balken und Stützen eine reichliche Verankerung zu bieten, so daß die Streckgrenze des Stahles erreicht werden konnte.

Für die Versuche wurde ein Tonerde-Zement verwendet; Einzelheiten hierüber sind in Anhang 2 enthalten.

Die horizontale Last wurde durch zwei Spiralzugfedern, die zwischen den Stützenfüßen gespannt waren, hervorgerufen, wobei die Last auf die Ansichtsflächen der Stützen durch Messerschneiden übertragen wurde. Die Last wurde auf den Balken durch Walzenlager und Rollen übertragen, um eine freie Drehung und Verschiebung des Balkens zu ermöglichen. Bei dem ersten Versuch wurde der Stützenfuß auf ähnlichen Lagern aufgesetzt, jedoch stellte sich heraus, daß der Reibungswiderstand der Rollen genügte, um merkbar die horizontale Federlast zu beeinflussen, die notwendig war, um eine Seitwärtsbewegung der Füße zu verhindern. Infolgedessen wurde ein System von Messerschneiden und Bolzen für die folgenden Versuche verwendet.

Während des Versuches wurden Meßinstrumente am Stützenfuß angebracht, um die Auswärtsbewegung zu messen, und die horizontale Belastung aus den Federn wurde dauernd so geregelt, daß die Füße in ihre ursprüngliche Stellung zurückgedrückt wurden. Die Stützbedingungen waren also die eines Zweigelenrahmens mit unverschiebbaren Auflagern.

Eine Ansicht eines der Rahmen während des Versuches ist in Fig. 6 wiedergegeben. Eine besondere Rahmenkonstruktion wurde angeordnet, um jegliche Drehung oder Seitwärtsbewegung des Stützbalkens gegenüber dem oberen Belastungsbalken zu verhindern, so daß keine Torsions- oder seitliche Biegebeanspruchungen in den Stützen entstehen konnten.

Die Hauptergebnisse des zweiten Versuches sind in Fig. 7 enthalten. In dieser Abbildung wurden die aufgewendeten Lasten zusammen mit den horizontalen

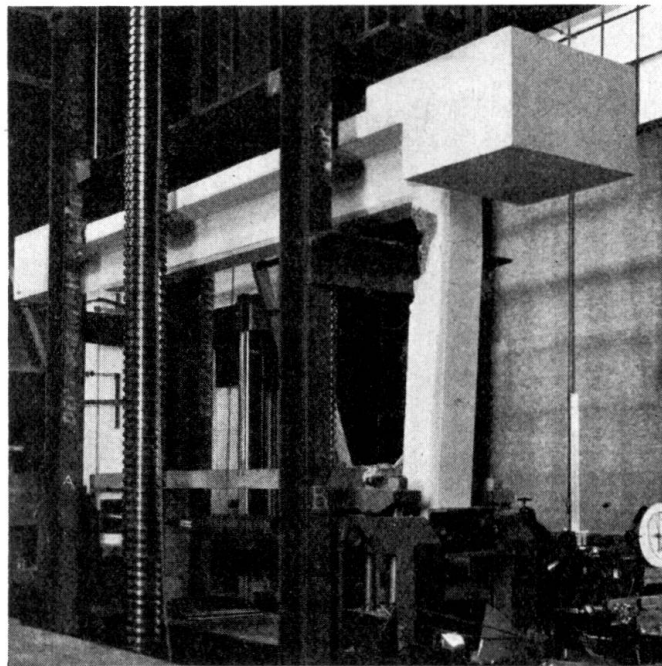


Fig. 6.

Versuch an Eisenbeton-Portalrahmen (Bruch im Beton).

Stützkraften, die proportional den Momenten am Stützenkopf sind, aufgetragen. Einige theoretische Kurven sind gleichfalls wiedergegeben. Eine dieser Kurven zeigt die Beziehungen für die Stützkraft, die man gemäß einer Berechnung nach der Elastizitätstheorie für den Rahmen erwarten mußte. Eine Reihe von Kurven ist für die Beziehungen zwischen den Lasten und Reaktionen wiedergegeben, welche das Strecken des Stahls unter folgenden Annahmen hervorruft:

1. Das „momentane“ Verhältnis der Elastizitätsmoduln bestimmt die Spannungsverteilung,
2. das Verhältnis der Elastizitätsmoduln wird mit  $m = \frac{40000}{u}$  angenommen,
3. die Höchstbetonspannung soll die Würfelfestigkeit ( $u$ ) erreichen.

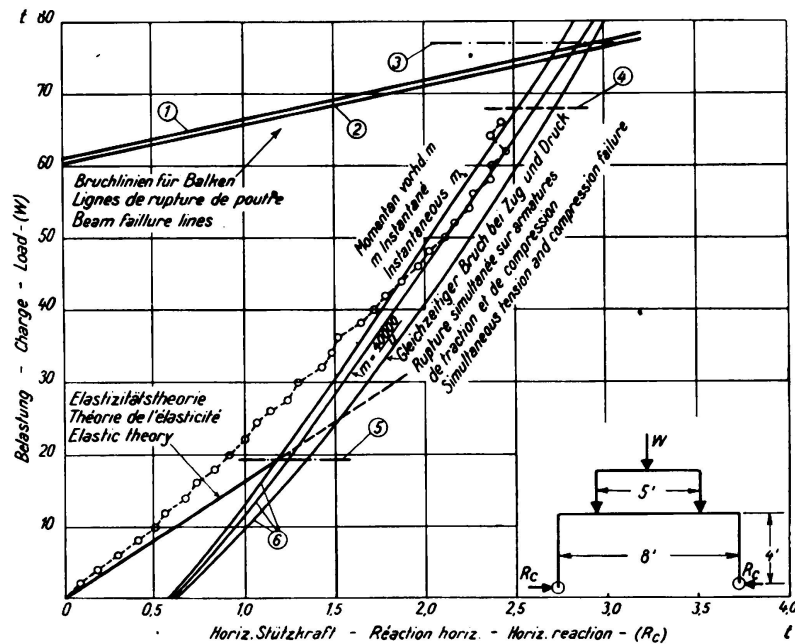


Fig. 7.

Rahmen-Versuch RMF. 3. (Bruch des Stahles). Horizontale Stützkraft. Beton mit Tonerde-Zement-Mischung 1 : 2 : 4 (in Gewicht). Wasser-Zementfaktor = 0,60 (in Gewicht). Alter beim Versuch: 4 Monate. Würfelfestigkeit des Betons 11 000 lb/in<sup>2</sup>.

- ① Gleichzeitiger Bruch auf der Zug- und Druckseite.
- ② Momentan vorhandenes  $m$  und  $m = \frac{40000}{u}$ .
- ③ Belastungsgrenze für allgemeinen Bruch. (Neuverteilungstheorie).
- ④ Tatsächliche Bruchlast.
- ⑤ Belastungsgrenze für Stütze (Elast. Theorie).
- ⑥ Linien für Stützenbruch inf. Zug.

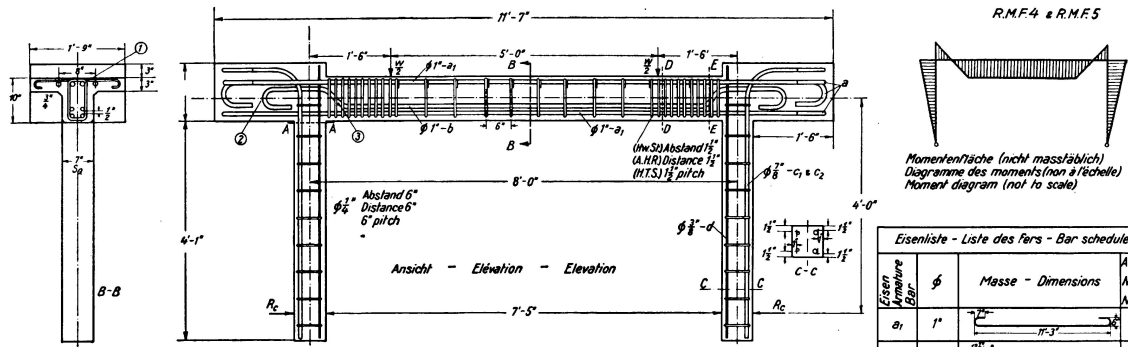
Der Schnittpunkt, wo die ersterwähnte Kurve jede der durch Strecken des Stahls sich ergebende Kurve schneidet, ergibt die Last, bei der der Rahmen nach der Elastizitätstheorie gebrochen wäre mit oder ohne Berücksichtigung der Neuverteilung der Spannungen, je nachdem, welche Annahme der Kurve zugrunde liegt. Diese Lasten sind in Tafel III angeführt.

Tafel III.  
Bruchlasten der Portalrahmen.

Grundlage der Berechnung der Biegemomente	Grundlage der Berechnung der Tragsmomente <sup>1</sup>		Bruchlasten in t			
			Zerstörung des Stahles		Zerstörung des Betons	
			Versuch Nr.	RMF 2	RMF 3	RMF 4
Elastizitätstheorie d. h.: Keine Neuverteilung der Momente. Bruchlasten für den Stützenkopf	Keine Neuverteilung der Spannungen	Bei wirklichen „augenblicklichen“ E-Modulverhältnissen	19,5	19,5	21,2	15,0
	Neuverteilung der Spannungen	$m = \frac{40000}{\text{Würfelfestigkeit}} = \frac{40000}{u}$	21,3	21,3	24,0	18,3
		Zerstörung des Stahles. Größte Betonspannung erreicht die Würfelfestigkeit. Bruch des Betons: $m = \frac{80000}{u}$	25,0	25,0	27,5	21,4
Theorie der Neuverteilung der Momente d. h.: Gleichzeitiger Bruch am Stützenkopf und im Balken	Keine Neuverteilung der Spannungen	Bei wirklichen „augenblicklichen“ E-Modulverhältnissen	75,0	75,0	46,0	41,7
	Neuverteilung der Spannungen	$m = \frac{40000}{u}$	75,5	75,5	46,8	42,6
		Zerstörung des Stahles. Größte Betonspannung erreicht die Würfelfestigkeit. Bruch des Betons: $m = \frac{80000}{u}$	77,0	77,0	47,8	43,6
Tatsächliche Last, bei der sich die ersten Anzeichen einer Zerstörung des Betons zeigten . . . . .			65,0	64,0	40,0	38,0
Tatsächliche Höchstlast des Rahmens . . . . .			65,0	67,8	47,1	43,2

<sup>1</sup> Unter Tragsmoment wird in diesen Tafeln das größte aufnehmbare Moment des Querschnittes verstanden.

Bei der einfachsten Theorie der Neuverteilung der Momente (d. h. unter der Annahme, daß die Zugbeanspruchung des Stahls in der Stütze dauernd an der Streckgrenze bleibt) werden die horizontalen Stützkkräfte und damit die Momente nach dem Strecken der Stützenbewehrung mit der Beziehung übereinstimmen, welche durch eine der Stahlbruchlinien in Fig. 7 gezeigt wird, entsprechend dem sich vollziehenden Ausmaß der Neuverteilung der Spannungen. Die Versuchsergebnisse ergaben horizontale Stützkkräfte, die ursprünglich etwas geringer als erwartet waren, wobei die Neuverteilung bei einer ziemlich niedrigen Last einsetzte, bald nachdem sich Risse am Stützenkopf gezeigt hatten. Die Kurve, welche die Versuchsergebnisse zeigt, nähert sich allmählich der Linie für das Nachgeben des Stahles, wenn die Last vergrößert wird und die Linie, die auf der Annahme  $m = \frac{40000}{u}$  beruht, kreuzt. Der beginnende Bruch verursachte



Berechnete Spannungen (Einheiten in lb/in<sup>2</sup>) R.M.F.4

Zustand	Stütze						Balken bei B			Balken bei D				$\xi_F$	$s_E$	W	R <sub>C</sub>	
	c	t	M <sub>A</sub>	S	s	s <sub>b</sub>	c	t	M <sub>B</sub>	S	s	s <sub>b</sub>	t <sub>w</sub>					
1.	I <sub>1</sub>	2850	15000	127000	2960	90	115	860	12300	245000	21500	465	260	12400	8,1	460	43000	2960
	I <sub>2</sub>	2850	18000	124000	2890	89	114	1010	14500	289000	23800	515	285	13500	2,3	510	47500	2890
2.		2850	7500	181000	3050	94	120	2850	41100	817000	53500	1160	645	31000	—	1150	107000	8050

I<sub>1</sub> Trägheitsmomente zur Bestimmung der Momente, berechnet mit vollem Beton-Querschnitt ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen.  
 I<sub>2</sub> ditto, berechnet mit vollem Betonquerschnitt mit Berücksichtigung der Eiseneinlagen.

$$u = 2850 \text{ lb/in}^2$$

$$m = 9 \text{ (Zustand 1)}$$

$$m = \frac{80000}{u} \text{ (Zustand 2)}$$

Eisenliste - Liste des fers - Bar schedule

Eisen Nummer Bar	$\phi$	Masse - Dimensions	Anzahl Nombre No. OF
a <sub>1</sub>	1"		6
b	1"		2
c <sub>1</sub>	7/8"		2
c <sub>2</sub>	7/8"		2
d	3/8"		4

- ① Geschweißte Bügel.
- ② Innerer Hakenradius = 3", alle anderen Haken mit innerem Radius = 4 × Eisendurchmesser.
- ③ Innerer Radius der Aufbiegungen für Haupteisen 3 1/2".

Fig. 8.

Momentenverteilung in Rahmen. Bruch des Betons. (Alle Haupteisen im Balken  $\phi$  1", senkrechte Überdeckung 1")



ein plötzliches Abfallen in dem Ausmaß des Zunehmens des Momentes und der endgültige Bruch wurde durch das Zerpressen des Betons erreicht.

Die Linien für den Bruch des Balkens zeigen die Werte für die aufgewendete Last, bei der der Balkenbruch sich einstellen würde für den Grad der Einspannung, welcher sich durch die verschiedenen horizontalen Stützkkräfte ergibt, und es zeigt sich, daß, wenn der Beton in der Stütze nicht zerdrückt wurde, ein leichtes Ansteigen der Last vor dem Balkenbruch erzielt werden konnte.

Während des Versuches wurden Dehnungsmessungen am Stützenkopf vorgenommen. Die Dehnungen wurden an der Ansichtsfläche der Stütze gemessen; am Stahl selbst wurden keine direkten Ablesungen vorgenommen, und die Stahldehnung wurde unter den üblichen Annahmen, daß ebene Querschnitte auch eben bleiben, errechnet. Diese Annahme wird wahrscheinlich keinen sehr großen Fehler ergeben mit Ausnahme im letzten Versuchsstadium. Die Dehnung bei einer Stahlspannung von 47300 Pfund/Quadratzoll (Streckgrenze, vgl. Anhang 2) wurde bei einer Last von etwas über 20 t erreicht, und die Dehnung vergrößerte sich bis über das Vierfache dieses Wertes, bevor der Zusammenbruch eintrat. Die Betondehnung bei den ersten Zeichen des Bruchs betrug ungefähr  $32 \cdot 10^{-4}$ .

Die Balkendurchbiegung wurde unter Bezug auf die Lastpunkte durch Zeigerinstrumente gemessen. Diese Durchbiegung betrug nur  $\frac{1}{1000}$ stel der Spannweite bei ungefähr  $\frac{3}{4}$  der Bruchlast. Die Gesamtdehnung an der Unterfläche des Balkens wurde gleichfalls gemessen. Kurz bevor der Bruch des Balkens eintrat, betrug diese Verschiebung etwa  $\frac{1}{12}$  Zoll an jedem Stützenkopf. Diese Verschiebung reicht nicht aus, um als zusätzliche Exzentrizität einen merkbaren Einfluß auf die Spannung am Stützenkopf auszuüben.

Die Risse am Stützenkopf entstanden bei einer Last von ungefähr 5 t und erweiterten sich ständig während des Versuches. Kurz vor dem Bruch waren sie ungefähr zweimal so breit als Risse, die sich üblicherweise an der Streckgrenze des Eisens einstellen.

## 2. Erste Zerstörung im Stützenbeton.

Einzelheiten der Bewehrung für die zweite Rahmenkonstruktion sind in Fig. 8 angegeben. Wiederum war die Konstruktion so, daß sich eine Festigkeitsreserve im Balken ergab. Die Zugeisen in der Stütze wurden verstärkt auf 2 Eisen  $\varnothing 7/8''$  anstatt von 2 Eisen  $\varnothing 3/8''$ . Der verwendete Beton war aus gewöhnlichem Portlandzement im Mischungsverhältnis  $1 : 2\frac{1}{2} : 3\frac{1}{2}$  (in Gewicht) hergestellt. Einzelheiten über die Festigkeit des Stahles und des Betons sind in Anhang 2 angegeben.

Das Versuchsverfahren war dasselbe wie bei dem zweiten Rahmen der vorhergehenden Reihe, und die Werte für die horizontalen Stützkkräfte für den ersten Rahmen sind in Fig. 9 enthalten. Man wird feststellen, daß das ursprüngliche Verhältnis zwischen der senkrechten Last und der horizontalen Stützkraft gut mit der Rechnung nach der Elastizitätstheorie übereinstimmt. Nach dieser Theorie müßte der Beton bei einer Last von ungefähr 21 t zerdrückt werden, d. h. bei der Last, wo die ursprüngliche Linie in Fig. 9 die Bruchlinie für Druck für ein Elastizitäts-Modulverhältnis von  $m = 9$  schneidet, wobei  $m = 9$  der richtige Wert für den verwendeten Beton ist, wenn plastische Verformungen un-

berücksichtigt bleiben. Die Kurven, die Bruch infolge Druck darstellen, sind gleichfalls für Elastizitäts-Modulverhältnisse von  $\frac{40000}{u}$  und  $\frac{80000}{u}$  wiedergegeben. Die Neuverteilung der Spannungen in dem Querschnitt des Stützenkopfes war noch günstiger als sie sich unter der Annahme der letzten Linie ergibt, vermutlich wegen der größeren durch den Beton aufgenommenen Kräfte, die höher sind als sich bei linearer Verteilung der Spannung von der neutralen Achse zur gedrückten Oberfläche ergibt. Wenn man indessen diese letzte Bruchlinie für Druck als Sicherheitsgrenze annimmt, sieht man, daß, wenn keine Neuverteilung der Momente sich einstellt, sich Zeichen von Zerstörungen im Beton bei einer Last von ungefähr 28 t einstellen müßten. Wenn jedoch eine Neuverteilung

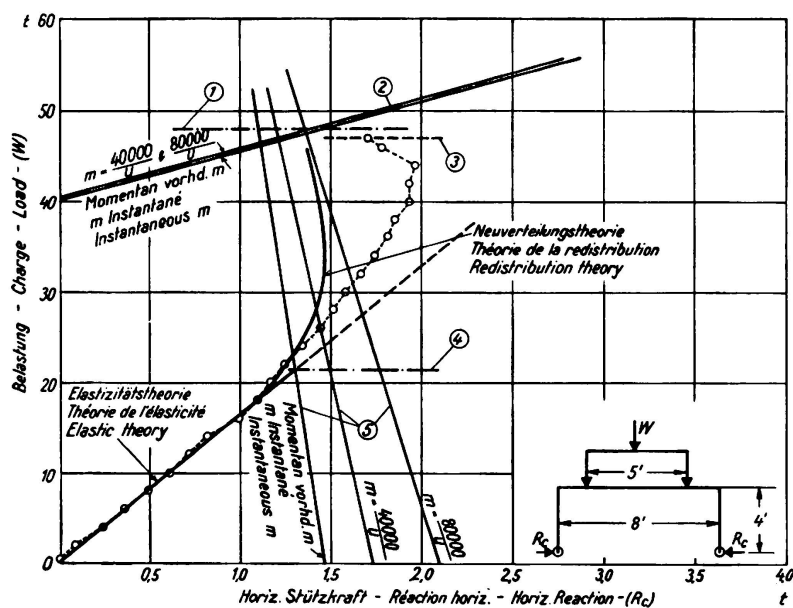


Fig. 9.

Rahmenversuch. RMF. 4 (Bruch des Betons). Horizontale Stützkraft. Beton mit Portland-Zement. Mischung 1 : 2 $\frac{1}{2}$  : 3 $\frac{1}{2}$  (in Gewicht). Wasser-Zementfaktor 0,66 (in Gewicht). Alter beim Versuch = 9 Tage. Würfelstärke des Betons = 2850 lb/in<sup>2</sup>.

- ① Belastungsgrenze für allgemeinen Bruch (Neuverteilungstheorie).
- ② Balkenbruchlinien.
- ③ Tatsächliche Bruchlast.
- ④ Belastungsgrenze für Stützenbruch infolge Druck.
- ⑤ Linien für Stützenbruch infolge Druck.

der Momente stattfindet, wird sich die Last unter gleichzeitiger Herabsetzung der horizontalen Stützkraft erhöhen, bis ein Balkenbruch bei einer Last von ungefähr 48 t einsetzt. Tatsächlich beginnt die Neuverteilung, bevor Zerstörungserscheinungen sichtbar werden. Die angenäherte Veränderung von Last und Moment ist in Fig. 9 wiedergegeben. Die tatsächliche Kurve zeigt, daß die Theorie sich auf der sicheren Seite bewegt, denn die Momente nehmen mehr zu, als man nach der einfachen Theorie der Neuverteilung annehmen konnte,

wobei ein plötzlicher Abfall des Momentes nach den ersten Zerstörungerscheinungen auftrat. Die Bruchlast — 47,1 t — stimmt mit dem erwarteten Wert (vgl. Tafel III) überein, und war das Ergebnis sowohl des Zerdrückens des Betons in der Stütze wie des Streckens des Stahls im Balken.

Die Dehnungen am Stützenkopf wurden wie vorher gemessen. Die dazwischen liegenden Stahldehnungen zeigten, daß die Zugspannungen durchweg niedrig waren, daß die Druckeisen jedoch gegen Ende des Versuchs mit ihrer Strecklast beansprucht wurden. Die Durchbiegung des Balkens und die Ausdehnung der Unterseite waren wiederum gering. Das Reißen der Stütze war also von geringer Bedeutung, während die Balkenrisse sich zu einer Breite von ungefähr 6 bis 7 Tausendstel Zoll vergrößerten, eine Breite, die gewöhnlich mit einer Stahlspannung von ungefähr 40000 Pfund/Quadratzoll verbunden ist.

Bei dem zweiten Rahmen dieser Reihe war die Betonfestigkeit etwas geringer als bei dem ersten Rahmen (vgl. Anhang 2), jedoch mit Ausnahme der geringeren sich aus diesem Grunde ergebenden Belastungs- und Momentenwerte waren die Ergebnisse ziemlich genau dieselben wie die bereits besprochenen. Wiederum führte die Verwendung eines Elastizitäts-Modulverhältnisses von  $\frac{80000}{u}$  zusammen mit der Annahme, daß die Stütze sich weiter verformt, und die Momente neu verteilt werden, bis Balkenbruch eintritt, zu einer genauen Berechnung der Bruchbedingungen (vgl. Tafel III).

### *Besprechung der Ergebnisse.*

#### A. Versuche mit durchlaufenden Balken.

Die tatsächlichen Bruchlasten für den durchlaufenden Balken sind zusammen mit den unter verschiedenen Annahmen dafür berechneten Werten in Tafel II zusammengestellt. Es ist auffällig, daß bei allen Balken die größte aufgenommene Last vor dem Bruch des Systems größer war als die theoretische Last für Bruch nach der Elastizitätstheorie. Diese Vergrößerung der Last kann auf zwei Faktoren zurückgeführt werden, die sich beide aus den plastischen Verformungen, entweder des Betons oder des Stahls ergaben:

1. Die Neuverteilung der Momente über das ganze System bewirkt einen mehrfachen Bruch sowohl an der Mittelstütze wie im Felde.

2. Die Neuverteilung der Spannungen an den höchstbeanspruchten Querschnitten erhöht die von diesen Querschnitten aufnehmbaren Momente gegenüber den Werten, die nach der gewöhnlichen Elastizitätstheorie berechnet sind.

In Tafel II beruhten die berechneten Lasten auf drei Reihen von Widerstandsmomenten. Die erste ergibt sich aus dem wirklichen oder „momentanen“ Elastizitäts-Modulverhältnis, d. h. dem Verhältnis, welches alle plastischen Verformungen des Betons vernachlässigt. Die zweite ergibt sich unter der Annahme, daß die unelastische Verformung des Betons zu einer Vergrößerung des Modul-

verhältnisses führt bis zu einem Werte von  $m = \frac{40000}{\text{Würfelfestigkeit}}$ , dem Wert

der für die Praxis in dem „Code of Practice for the Use of Reinforced Concrete in Buildings“<sup>5</sup> empfohlen wird. Die dritte Reihe von Widerstandsmomenten wurde unter folgenden Annahmen berechnet:

a) In dem Falle, wo sich der erste Bruch durch Zugbeanspruchung im Stahl ergibt, wird der Stahl nachgeben bis die höchste Betonspannung den Wert der Würfelfestigkeit des Betons erreicht.

b) In dem Falle, wo zunächst eine Zerstörung des Betons auftritt, wird das Elastizitäts-Modulverhältnis tatsächlich sich auf einen Wert vergrößern, der durch  $m = \frac{80\,000}{\text{Würfelfestigkeit}}$  ausgedrückt wird. Wenn jedoch bei Verwendung dieses höheren Wertes ein Strecken der Zugbewehrung eintritt, wird das Widerstandsmoment wie bei a) berechnet. Wenn bei Verwendung eines höheren Modulverhältnisses die berechnete Spannung in der Druckbewehrung die Streckgrenze überschreitet, muß die Berechnung so abgewandelt werden, daß die Druckeisen nicht über die Streckgrenze beansprucht werden.

Aus Tafel II ergibt sich, daß, wenn die Elastizitätstheorie zur Berechnung der Bruchmomente verwendet wird, die theoretische Bruchlast kleiner ist als die tatsächliche Höchstlast, wenn eine Neuverteilung der Spannungen möglich ist.

Wenn man jedoch eine Neuverteilung der Momente berücksichtigt, sind die theoretischen Lasten für gleichzeitigen Bruch über der Mittelstütze und im Felde, wenn keine Neuverteilung der Spannungen berücksichtigt ist, gleichfalls geringer als die tatsächlichen aufnehmbaren Lasten, obgleich der Sicherheitsgrad nicht so groß ist.

Wenn man sowohl für das Moment wie die Spannung eine Neuverteilung zuläßt, führt die Verwendung eines Elastizitäts-Modulverhältnisses von  $\frac{40\,000}{u}$  zu theoretischen Lasten, welche sich nicht wesentlich von den tatsächlichen Höchstlasten unterscheiden, ausgenommen bei den Balken, wo eine Druckbewehrung über der Mittelstütze zusammen mit einem schwachen Beton verwendet wurde (Reihe 3). Die Anwendung des dritten Verfahrens des Zulassens einer Neuverteilung der Spannung unter gleichzeitiger Zulassung einer Neuverteilung der Momente ist ausgesprochen unsicher mit Ausnahme des Falles, wo sich die erste Zerstörung am Stahl zeigte, wobei (hieran muß erinnert werden) die Neuverteilung der Momente mit einer Erweiterung der Zugrisse verbunden ist (vgl. Tafel I).

Die Versuchsergebnisse mit den Balken mit Druckbewehrung sind wichtig. Die Verwendung eines sehr hohen Modulverhältnisses zur Schätzung des Widerstandsmomentes eines Querschnittes führt zu höheren rechnerischen Druckspannungen in den Druckeisen, und es scheint nicht ratsam, sich hierauf zu verlassen. Um diese Verhältnisse eingehender zu untersuchen, wurden einige einfache Balkenversuche ausgeführt, um die Widerstandsmomente von Querschnitten zu untersuchen, die den über der Mittelstütze in den Hauptversuchen verwendeten Querschnitten ähnlich waren. Durch diese Versuche wurde festgestellt, daß die Verwendung des höchsten Modulverhältnisses  $\frac{80\,000}{u}$  in allen den Fällen zweckmäßig ist, wo der Beton zerstört wird mit Ausnahme dort, wo Druckbewehrung vorhanden ist. In diesem Falle zeigten die einfachen Balkenversuche, daß eine Neuverteilung von Spannungen sich bis zu dem Ausmaß einstellen kann, das durch die Verwendung des niedrigeren Modulverhältnisses

von  $\frac{40\,000}{u}$  gekennzeichnet ist, während die bei den Versuchen mit durchlaufenden Balken gemessenen Stützmomente nicht wesentlich größer sind als diejenigen, die auf Grundlage des „momentanen“ Modulverhältnisses errechnet wurden. Es ist indessen möglich, daß die höheren Zugspannungen bei den durchlaufenden Balken mit Druckbewehrung der Grund für das niedrige über der Mittelstütze aufgenommene Moment ist. Es scheint deshalb, daß, wenn eine Druckbewehrung über der Stütze vorhanden ist, ihre Wirkung bei der Berechnung außer acht zu lassen ist, wenn eine Neuverteilung von Momenten in Ansatz gebracht wird. Wenn dies für die vorliegende Balkenreihe (3) geschieht, sind die berechneten Lasten (unter Benutzung eines Modulverhältnisses von  $\frac{40\,000}{u}$ ) 28,9 und 31,6 t, also 5 bzw. 9% größer als die tatsächlich erreichten. Wenn die Wirkung der Druckbewehrung im Felde gleichfalls vernachlässigt wird, betragen die rechnungsmäßigen Lasten 23,4 bzw. 25,2 t und liegen damit auf der sicheren Seite.

### B. Versuche mit Portalrahmen.

Nach diesen Versuchen ist es klar, daß ein erheblicher Unterschied zwischen der tatsächlichen höchsten Tragfähigkeit eines Rahmens und der auf Grund der Elastizitätstheorie berechneten Last vorhanden ist, die eine Spannung in dem Beton oder im Stahl am Stützenkopf hervorruft, die gleich der Höchstfestigkeit des Betons ist oder an der Streckgrenze des Stahles liegt. Es ist wichtig, festzustellen, daß bei diesen Versuchen besondere Vorsichtsmaßnahmen ergriffen wurden, um eine Schubzerstörung zu verhindern, daß hochwertige Stahlbügel in dichten Abständen in dem Balken vorgesehen wurden, und daß besondere Ankerblöcke an den Verbindungsstellen zwischen Balken und Stütze vorhanden waren. Eine Neuverteilung von Momenten kann sich nur vollziehen, wenn die sekundäre Bewehrung und die Verankerung der Eiseneinlagen für die Verhältnisse, die sich aus der Neuverteilung ergeben, ausreichend sind.

In dem Falle, wo die ersten Zerstörungen durch den Stahl verursacht werden, war die Zunahme der aufnehmbaren Last durch die Neuverteilung der Momente und Spannungen über 200%. Jedoch vollzog sich hierbei keine vollständige Neuverteilung, da der Bruch des Balkens nicht eintrat, weil der Beton der Stütze eher brach, obgleich dessen Würfelfestigkeit 11 000 Pfund/Quadratzoll betrug. In solchen Fällen ist es z. Zt. noch nicht möglich, genau die Last zu berechnen, unter der der Beton zerstört wird, da diese von der Verformung der Stütze nach dem Strecken der Zugbewehrung abhängt. Da das Ausmaß, bis zu dem sich bei Überschreiten der Streckgrenze des Stahles eine Neuverteilung vollziehen kann, noch nicht völlig geklärt ist, und die Neuverteilung zu einer vermehrten Rißbildung führt, dürfte es klug sein, diese zu vernachlässigen, bis eine weitere versuchsmäßige Klärung erreicht ist.

In dem Falle, wo die ersten Zerstörungen sich im Beton einstellen, erhöht sich wiederum die Höchstlast, die von dem Rahmen als Ergebnis der Neuverteilung von Spannung und Moment aufgenommen werden kann, erheblich. Wenn wir berücksichtigen, daß die nutzbare Belastungsgrenze sich erhöht, wenn Zeichen des Zerdrückens zunächst in den Ansichtsflächen der Stützen erscheinen,

ergibt sich aus Tafel III, daß die Lastzunahme gegenüber dem nach der Elastizitätstheorie errechneten Wert 90 % für den ersten Rahmen und 150 % für den zweiten Rahmen betrug.

In den beiden Fällen war die Zunahme der Balkentragfähigkeit durch das Stützenmoment weniger als 20 %, während die Stützen, wenn sie achsial belastet sind, der doppelten Last wie sie bei den Rahmenversuchen aufzunehmen hatten, widerstehen konnten. Die Notwendigkeit, das Verbiegen der Stützen zu berücksichtigen, ist offensichtlich.

Es scheint, daß eine Schätzung der Wirkung der Neuverteilung in einfachen Fällen, wo die Betonzerstörung der maßgebende Faktor ist, nach folgenden Annahmen vorgenommen werden kann:

1. Das Elastizitäts-Modulverhältnis kann zu  $\frac{80\,000}{u}$  angenommen werden.
2. Sowohl der Stützenkopf wie das Feld werden bis an die Grenze ihrer Festigkeit beansprucht, ehe sich Zerstörungen des Systems einstellen.

In jedem Falle, wo die Verwendung eines höheren Elastizitäts-Modulverhältnisses höhere rechnermäßige Spannungen in der Zugbewehrung als die Streckgrenze ergibt, sollte der besondere Querschnitt unter der Annahme berechnet werden, daß sowohl der Stahl bis zur Streckgrenze und der Beton mit seiner vollen Festigkeit beansprucht wird.

Aus Fig. 9 ist ersichtlich, daß die Neuverteilung der Spannungen im Querschnitt des Stützenkopfes in einem größeren Maße sich vollzog als durch die Verwendung eines Modulverhältnisses von  $\frac{80\,000}{u}$  gerechtfertigt erscheint. Aus dieser Abbildung und aus Tafel III ist ersichtlich, daß die Wirkung der Neuverteilung der Spannung, wenn die Neuverteilung der Momente nicht berücksichtigt wird, die Bruchlast um ungefähr 30 % für den benutzten Querschnitt erhöhte. Diese Zunahme braucht in anderen Fällen nicht so groß zu sein, z. B. betrug bei den Versuchen mit durchlaufenden Balken, die bereits in diesem Bericht beschrieben wurde, die Zunahme des Widerstandsmomentes durch die Neuverteilung der Spannungen nur 13 % für den Querschnitt an der Mittelstütze der Balken der Reihe 2 und 4. Bei den Stützen der Portalrahmen, die infolge Bruch des Betons zerstört werden sollten, war die Druckbewehrung viel geringer als die Zugbewehrung, während normalerweise der Querschnitt symmetrisch bewehrt sein wird. Im Hinblick auf das geringere Ausmaß der Neuverteilung der Spannungen, das sich bei den Balkenquerschnitten mit Druckbewehrung vollzog, würde es deshalb unklug sein, ein höheres Modulverhältnis zu verwenden und ein Wert von  $m = \frac{40\,000}{u}$  dürfte vermutlich zu befriedigenderen Ergebnissen führen.

#### *Allgemeines.*

Es wurde gezeigt, daß sich bei Eisenbetonkonstruktionen gewöhnlich als Ergebnis einer plastischen Verformung entweder des Stahles oder des Betons bei beginnender Zerstörung eine Neuverteilung der Momente vor dem endgültigen Zusammenbruch vollzieht.

Das Ausmaß der möglichen Neuverteilung hängt von verschiedenen Faktoren ab, wird jedoch im weiten Maße von dem Betrag der möglichen Verformung in den schwächeren Querschnitten bestimmt. Wo schwächere Querschnitte in der Lage sind, eine genügende Verformung zu entwickeln, wird die Neuverteilung vollständig sein, und der Bruch gleichzeitig in den Hauptquerschnitten eintreten. Weitere Untersuchungen sind notwendig, um die Sicherheitsgrenzen für die Verformung festzustellen. Solange hierüber keine Klarheit herrscht, dürfte es klug sein, bei der Berechnung nicht von den Annahmen der Elastizitätstheorie wesentlich abzuweichen.

Der Entwurf von Eisenbetonkonstruktionen auf der Grundlage einer Neuverteilung von Momenten müßte die größeren Haft- und Schubspannungen, die die Neuverteilung bedingen, berücksichtigen.

### Schrifttumsverzeichnis.

<sup>1</sup> *W. H. Glanville* und *F. G. Thomas*: "The Redistribution of Moments in Reinforced Concrete Beams and Frames". *Journal of the Institution of Civil Engineers* 1936, Nr. 7, S. 291—329.

<sup>2</sup> *F. E. Richart*, *R. L. Brown* und *T. G. Taylor*: "The effect of Plastic Flow in Rigid Frames of Reinforced Concrete." *Journal Am. Conc. Inst.*, Vol. 5, pt. 3 (1934), S. 181—95.

<sup>3</sup> *G. von Kazinczy*: „Das plastische Verhalten von Eisenbeton.“ *Beton und Eisen*, Bd. 32, Nr. 5 (1933), S. 74—80.

<sup>4</sup> *C. Bach* und *O. Graf*: „Versuche mit eingespannten Eisenbetonbalken.“ *Deutscher Ausschuß für Eisenbeton*, Heft 45 von 1920.

<sup>5</sup> "Report of the Reinforced Concrete Structures Committee of the Building Research Board, with Recommendations for a Code of Practice for the Use of Reinforced Concrete in Buildings." *H. M. Stationery Office*, 1933.

## Anhang 1.

## Beschaffenheit des bei den Versuchen mit durchlaufenden Balken benutzten Betons und Stahls.

## a) Beton.

Reihe	Balken	Beton- mischung (in Gew.)	W/Z.- Ver- hältnis	Prüf- alter Tage	Würfelfestigkeit		Wirkliches „augenblick- liches“ E-Modul- verhältnis
					Pfund/ Qu.-Zoll	kg/cm <sup>2</sup>	
1. Zerstörung des Stahles	RM 2 (a)	H.A. 1 : 2 : 4	0,60	6	10,140	715	5,0
	RM 2 (b)	R.H.P. 1 : 1 : 2	0,44	44	6,660	468	6,0
2. Zerstörung des Betons (Keine Druckbeweh- rung)	RM 1 (a)	P. 1 : 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> : 3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0,66	7	2,020	142	10,0
	RM 1 (b)	P. 1 : 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> : 3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0,66	7	2,070	146	10,0
3. Zerstörung des Betons (Mit Druckbewehrung)	RM 3 (a)	P. 1 : 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> : 3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0,66	7	2,250	158	9,5
	RM 3 (b)	P. 1 : 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> : 3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0,66	7	2,470	174	9,1
4. Zerstörung des Betons (Vergrößerte Spann- weite)	RM 4 (a)	P. 1 : 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> : 3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0,66	7	2,130	150	9,7
	RM 4 (b)	P. 1 : 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> : 3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0,66	7	1,830	129	10,4

P. = Gewöhl. Portlandzement. H.A. = Tonerdezement. R.H.P. = Frühhochfester Portlandzement

## b) Stahl.

Reihe	Eisen ø		Streckgrenze		Bruchgrenze	
	Zoll	mm	Pfund/ Quadr.-Zoll <sup>1</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	Pfund/ Quadr.-Zoll <sup>1</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
1. Zerstörung des Stahles	$\frac{5}{8}$	15,9	39,400	2770	—	—
	$\frac{3}{8}$	9,5	44,700	3140	62,200	4360
2. Zerstörung des Betons (keine Druckbewehrung)	$\frac{7}{8}$	22,2	40,200	2830	56,500	3970
	$\frac{3}{8}$	9,5	46,100	3240	61,500	4320
3. Zerstörung des Betons (mit Druckbewehrung)	$\frac{7}{8}$	22,2	39,800	2800	53,800	3780
	$\frac{3}{8}$	9,5	46,700	3280	62,700	4400
4. Zerstörung des Betons (vergrößerte Spannweite)	$\frac{7}{8}$	22,2	37,900	2660	53,300	3740
	$\frac{3}{8}$	9,5	46,700	3280	61,800	4350
5. Zerstörung des Betons (schwacher Beton im Alter von rd. 6 Monaten)	$\frac{7}{8}$	22,2	36,600	2580	51,500	3620
	$\frac{3}{8}$	9,5	45,800	3220	61,400	4310

<sup>1</sup> Die Spannungen beziehen sich sämtliche auf den ursprünglichen Eisenquerschnitt.



Anhang 2.

Beschaffenheit von Beton und Stahl bei den Versuchen mit Portalrahmen.

a) *Beton.*

Reihe	Balken	Betonmischung (in Gew.)	W/Z.- Ver- hältnis	Prüfalter	Würfelfestigkeit	
					Pfund/ Quadr.-Zoll	kg/cm <sup>2</sup>
Zerstörung des Stahles	RMF 2	H.A. 1 : 2 : 4	0,60	48 Tg.	10,500	739
	RMF 3	H.A. 1 : 2 : 4	0,60	4 Mon.	11,000	774
Zerstörung des Betons	RMF 4	P. 1 : 2 <sup>1/2</sup> : 3 <sup>1/2</sup>	0,66	9 Tg.	2,850	200
	RMF 5	P. 1 : 2 <sup>1/2</sup> : 3 <sup>1/2</sup>	0,66	7 Tg.	1,850	130

P. = Gewöhl. Portlandzement. H.A. = Tonerde-Schmelzzement.

b) *Stahl.*

Reihe	Balken	Eisen <sup>o</sup> ø		Streckgrenze		Bruchgrenze	
		Zoll	mm	Pfund/ Quadr.-Zoll <sup>1</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	Pfund/ Quadr.-Zoll <sup>1</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
Zerstörung des Stahls	RMF 2	$\frac{3}{8}$	9,5	49,200	3460	60,800	4270
		1	25,4	41,500	2920	63,700	4480
		$\frac{1}{2}$ <sup>2</sup>	12,7	66,900	4700	106,000	7450
	RMF 3	$\frac{3}{8}$	9,5	47,300	3320	59,700	4200
		1	25,4	40,600	2860	65,700	4610
		$\frac{1}{2}$ <sup>2</sup>	12,7	63,800	4490	107,000	7530
Zerstörung des Betons	RMF 4 und RMF 5	$\frac{7}{8}$	22,2	38,600	2720	53,800	3780
		1	25,4	41,100	2890	63,000	4430
	$\frac{1}{2}$ <sup>2</sup>	12,7	64,700	4550	107,000	7530	
	$\frac{3}{8}$	9,5	48,300	3400	60,300	4240	

<sup>1</sup> Die Spannungen beziehen sich sämtliche auf den ursprünglichen Eisenquerschnitt.

<sup>2</sup> Hochwertiger Stahl für die Bügelbewehrung.