

Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Biegebalken aus Faserbewehrtem Mauerwerk

(Experimental and Theoretical Investigation on the Bending Strength of Fibre-Reinforced Masonry Beams)

Von N. GÖPFERT und A. OHLER - Universität Kaiserslautern (Deutschland)

ZUSAMMENFASSUNG

Beschrieben wird die Biegetragfähigkeit einer "Sandwich"-Konstruktion, die aus beidseitig mit Glasfaser-Mörtel verputzten Mauerwerksbalken besteht. Es zeigen sich Abhängigkeiten der Tragfähigkeit von der Verbundwirkung zwischen Putz und Stein sowie von der Art des Kontaktes der Steine untereinander. Unter Beachtung der Gleichgewichtsbedingungen werden mit Hilfe der Arbeitslinien der Einzelmaterialien aus den Verformungen der Versuchskörper innere Momente berechnet und mit den äußeren Momenten verglichen.

ABSTRACT

The paper describes an investigation on the flexural strength of a masonry sandwich construction consisting of bricks plastered with fibre-reinforced mortar. Tests show that the bearing capacity is influenced by the bond between bricks and mortar and the type of interface between the bricks. Assuming equilibrium of forces and utilizing the stress-strain-relationships of the components the inner moments based on the deflections of the specimens are evaluated and compared with the moment caused by the applied load.

1. EINLEITUNG UND PROBLEMSTELLUNG

Die Verwendung von Mauerwerk für biegebeanspruchte Konstruktionen ist wegen seiner geringen Zugfestigkeit nur begrenzt möglich. Treten infolge Biegebeanspruchung Zugkräfte auf, so werden diese i.A. von Stahleinlagen aufgenommen, die in den Lagerfugen oder in eigens dafür vorgesehenen Rillen liegen. Bei den in der Praxis häufig verwendeten Flachziegelstürzen liegt der Stahl des Zuggliedes in einem vorgefertigten, trogförmigen und ausbetonierten Zuggurt. Bei diesem Konstruktionselement ist die Lastebene identisch mit der Wandebene.

Anders verhält es sich bei großflächigen Ausfachungen von Stahlskelettkonstruktionen oder bei angeschütteten Kellerwänden. Hier wirkt die Belastung senkrecht zur Wandebene und erzeugt Biegemomente. Den Abmessungen der Wandflächen sind Grenzen gesetzt, die vorwiegend von der zulässigen Zugfestigkeit des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen bzw. von der vorhandenen Auflast abhängen. Abhilfe kann durch eine horizontale Fugenbewehrung geschaffen werden, jedoch sind hier auf Dauer die Rostprobleme der Stahleinlagen nicht zu vernachlässigen. Auf die Schwierigkeiten der Großtafelbauweise mit vorgefertigten, bewehrten Wandelementen aus Mauerwerk wird nur hingewiesen.

Diese Überlegungen führten zu der hier untersuchten "Sandwich"-Konstruktion. Sie besteht aus einem trocken im Verband verlegten Mauerwerkskern und zwei

beiderseits aufgetragenen glasfaserbewehrten Mörtelschichten. Bei Biegebeanspruchung nimmt die auf der Zugseite liegende Mörtelschicht die Biegezugkraft auf, während die Druckzone entweder durch die Mörtelschicht allein oder durch die Mörtelschicht und einen Teil des Mauerwerkskerns gebildet wird.

Die zur Verfügung stehenden Versuchseinrichtungen und die Ergebnisse von Versuchen, die eine Aussage über sinnvolle Mörtelschichtdicken und eine ausreichende Biegeschlankheit brachten, haben dazu geführt, das Problem an Balken gleicher Abmessungen und Belastungsart zu untersuchen. Ziel der Versuche war es, Bruchfestigkeiten, Verformungen, Spannungsverteilung sowie die Biegemomentenanteile der einzelnen Schichten in Abhängigkeit von der Stein- und Kontaktart zu ermitteln.

2. BESCHREIBUNG DER EINZELMATERIALIEN

2.1 Steine

Die Versuche wurden mit zwei Steinsorten, Bims-Vollsteine und Kalksandlochsteine, vom Format 2DF durchgeführt, deren Materialeigenschaften in der Tabelle 1 zusammengestellt sind. Neben den nach den entsprechenden Vorschriften [1] an jeweils 6 Steinen durchgeführten Druckfestigkeitsprüfungen wurden gleichzeitig Verformungen gemessen. Diese Messungen - vertikale Stauchungen an den Längsseiten, horizontale Querdehnungen an den Stirnseiten der Steine - ermöglichten es, Spannungs-Dehnungs-Diagramme zu zeichnen, aus denen dann die Verformungs- E-Module der Steine ermittelt wurden. Die in Tabelle 1 angegebenen E-Module sind die aus den elastischen Verformungen bei 25 bis 50% der Bruchlast unter Berücksichtigung der sich nach 4 Lastzyklen eingestellten bleibenden Verformung ermittelten Sekanten-E-Module.

Tabelle 1: Materialeigenschaften der Steine

Steinart	Festigkeitsklasse nach DIN 1053	Trockenroh-dichte kg/dm ³	Druckfestigkeit		Sekanten-E-Modul E_{St} N/mm ²
			nach	N/mm ²	
1	2	3	4	5	6
Bims 2DF	2	1,142	DIN 18 152	4,3	3500
KS 2DF	12	1,569	DIN 106	16,1	7000

2.2 Mörtel

Verwendet wurde ein fertig vorgemischter, hochfester Faser-Trockenmörtel. Nach Angabe des Herstellers hatten die beigemengten Glasfasern eine Länge von 12 mm bei einem Anteil von durchschnittlich 1,5 Volumen-Prozenten. Eine eigene Analyse der Mörtelmischung ergab die in Tabelle 2 aufgeführten Anteile. In Anlehnung an [2] wurden an Mörtelprismen 4/4/16 cm Biegezug- und Druckfestigkeitsversuche durchgeführt. Mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen an der Ober- und Unterseite der Prismen wurden beim Biegezugversuch Dehnungen gemessen und nach dem in [3] angegebenen Verfahren ausgewertet. Die so erhaltenen Sekanten-E-Module für Zug- und Druckbeanspruchung des Mörtels berücksichtigen die

elastische Verformung bis 75% der Bruchlast sowie die eingetretene plastische Dehnung nach 5-maliger zyklischer Vorbelastung auf etwa 1/3 der Bruchlast.

Tabelle 2: Materialeigenschaften des Mörtels

Mischung nach Gew.-Teilen		Rohdichte	Druckfestigkeit	Sekanten-E-Modul	
Zement Sand	Glasfaser Sand			Zug E_z N/mm ²	Druck E_d N/mm ²
1	2	3	4	5	6
1 : 1,5	1 : 28	1,85	22,6	14 000	18 800

3. VERSUCHSPROGRAMM

Die Abmessungen der Probekörper, der Versuchsaufbau und die Anordnung der Messtellen sind aus Bild 1 ersichtlich. Die 12 cm breiten Balken bestanden aus 10 halben Steinen, die oben und unten mit einer 1,5 cm dicken Mörtelschicht verputzt waren. Der Einfluss des Kontaktes der Fugen zwischen den Steinen auf die Tragfähigkeit wurde durch 3 Kontakttypen untersucht:

- ausgeschlossener Kontakt O.K. (Lücke zwischen den Steinen),
- kontrollierter Kontakt K.K. (obere Hälfte der Fuge vergipst),
- unkontrollierter Kontakt U.K. (Steine berühren sich zufällig).

Zur Verbesserung des Verbundes Mörtel-Stein wurden an allen Kalksandsteinen an ihren Oberseiten rechtwinklig zur Spannrichtung im Abstand von 4 cm etwa 4 mm breite und tiefe Rillen eingefräst.

Bis zur Prüfung im Alter von 28 Tagen lagerten die Probekörper bei einer Temperatur von etwa 20° C und 50 bis 60% relativer Luftfeuchtigkeit. Um die Verformungen infolge reiner Biegung messen zu können, wurde die Belastung durch zwei Einzellasten in den Drittelpunkten der Balkenstützweite von $l = 100,8$ cm aufgebracht. Für den Balken entsprach diese Anordnung einer theoretischen Schubslankheit $\lambda = 2,44$. Die Last wurde kontinuierlich mit einer Geschwindigkeit von 25 kN/1000 sec. aufgebracht und aufgezeichnet.

Die Dehnungsmessung erfolgte mit induktiven Wegaufnehmern der Genauigkeitsklasse 0,2% und ± 5 mm Nennweg. Die Aufnehmer, jeweils zwei an der Ober- und Unterseite im Bereich des maximalen Biegemomentes, waren parallel zueinander über einer Messtrecke von 10 cm angebracht. Die Anzeigen der Aufnehmer wurden alle 10 sec. abgelesen. Einer Ablesung der Dehnungen im Augenblick des Bruches war in der Regel nicht möglich.

Nach Abschluss der Versuche an den 12 cm Balken stellte sich die Frage, ob die Ergebnisse auf flächige, einachsige gespannte Bauteile übertragbar sind, wenn die Steine im Läuferverband verlegt sind. Zu diesem Zweck wurden zusätzlich für Bims auch Versuchskörper aus 3 Steinreihen (Schichten) hergestellt, die dann eine Breite von 33,9 cm hatten. Die Prüfkörperlänge und alle sonstigen Bedingungen wurden wie bei den 12 cm Balken belassen.

Die Tabelle 3 gibt eine Übersicht über alle angestellten Versuche.

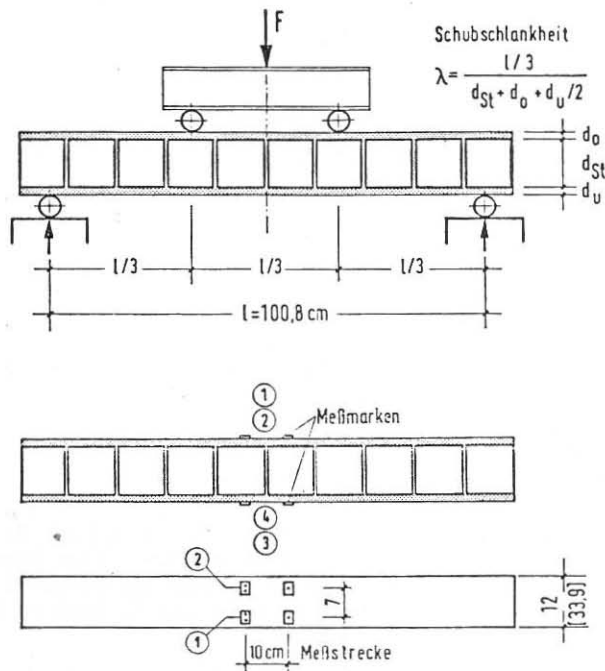


Bild 1: Versuchs- und Meßanordnung

4. VERSUCHSERGEBNISSE

4.1 Bruchformen

Das beobachtete Bruchverhalten war für Bims- und KS-Balken verschieden. Bei den Bims-Balken erfolgte der Bruch bei allen Kontaktarten im Bereich des maximalen Momentes im mittleren Balkendrittel. Er ging bei den meisten Balken durch die der Lasteintragungsstelle am nächsten gelegenen Steinfuge. Bei Balken mit Kontakt stellten sich auch Brüche quer durch die Stein- und Mörtelschichten ein. Die breiten Balken brachen stets in Querschnitten, wo zwei Steine gestossen waren. Die meisten der 12 cm Balken zeigten bei etwa 75% der Bruchlast feine Haarrisse, die sich in einem kurzen ruckartigen Fallen und sofortigem Wiederaufsteigen der Last bemerkbar machten. Abscheren in den Flächen zwischen den Mörtelschichten und dem Steinkern trat nicht auf. Der Bruch trat fast immer durch Versagen der Zugzone auf.

Die KS-Balken hatten ein von der Kontaktart abhängiges Bruchverhalten. Die Balken mit den Kontaktarten O.K. und K.K. brachen immer durch eine der Stossfugen in unmittelbarer Nähe der Lasteintragung durch Versagen der Zugzone. Die Balken mit unkontrolliertem Kontakt gingen alle durch vertikale Abscheren in einer Steinfuge zu Bruch (Schubbruch). Die Putzschichten lösten sich im Querkraftbereich der Balken flächig vom Steinkern und brachen.

4.2 Verformungen

Die Last-Verformungslinien der Zugseite zeigten bei allen Kontaktarten einen annähernd linearen Verlauf. Im oberen Lastbereich konnte bei einigen Probestkörpern ein duktils Verhalten beobachtet werden (Bild 2). Dadurch streuen die vor der Zerstörung gemessenen letzten Dehnungen sehr stark und erreichten Werte bis $\epsilon_z = 0,720\%$. Die Dehnung im Augenblick des "Flie遡eginns", der sich bei der theoretischen Auswertung durch ein starkes Ansteigen des inneren Momentes anzeigte, ist als die eigentliche Bruchdehnung anzusehen. Diese Werte streuen auf der Zugseite zwischen 0,087 und 0,190%. Die Last-Verformungslinie der Druckseite verläuft ebenfalls nahezu linear bis zum Bruch, jedoch waren die gemessenen Verformungen kleiner als auf der Zugseite.

4.3 Tragfähigkeit

Die aus der Bruchlast ermittelten absoluten und bezogenen Bruchmomente sind in Tabelle 3, Spalten 8 und 9 angegeben. Wie die im Bild 3 dargestellten Mittelwerte der bezogenen Bruchmomente zeigen, war bei den KS-Steinen, wenn man von den durch Schubbruch zerstörten Balken bei unkontrolliertem Kontakt absieht, die Kontaktart ohne nennenswerten Einfluss. Im Falle der Bimssteine erwiesen sich beide Kontaktformen als tragfähigkeitsmindernd. Ferner ist erkennbar, dass eine grosse Oberflächenrauigkeit der Steine die Biegetragfähigkeit der Sandwich-Konstruktion deutlich erhöht und die Steifigkeit keinen Einfluss hat. Wie nach den Grössenordnungen der E-Module der Einzelmaterialien zu erwarten war, wird ein Biegemoment vorwiegend von den Mörtelschichten aufgenommen.

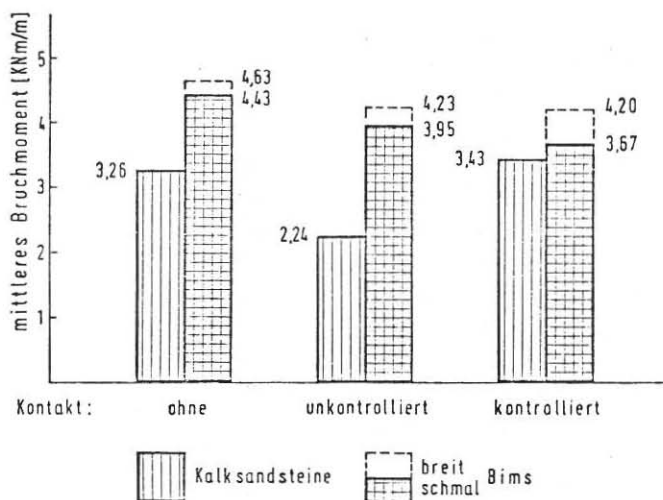


Bild 3: Bruchmomente in Abhängigkeit von Stein- und Kontaktart

4.4 Vergleich zwischen Versuch und Theorie

Es werden die durch die Belastung aufgebrachten äusseren Momente mit den aus den gemessenen Verformungen errechneten inneren Momenten verglichen. Die unter 2. angegebenen Materialkenngrössen gehen als konstante Werte ein und in der Druckzone wird Proportionalität zwischen Spannungen und Dehnungen vorausgesetzt.

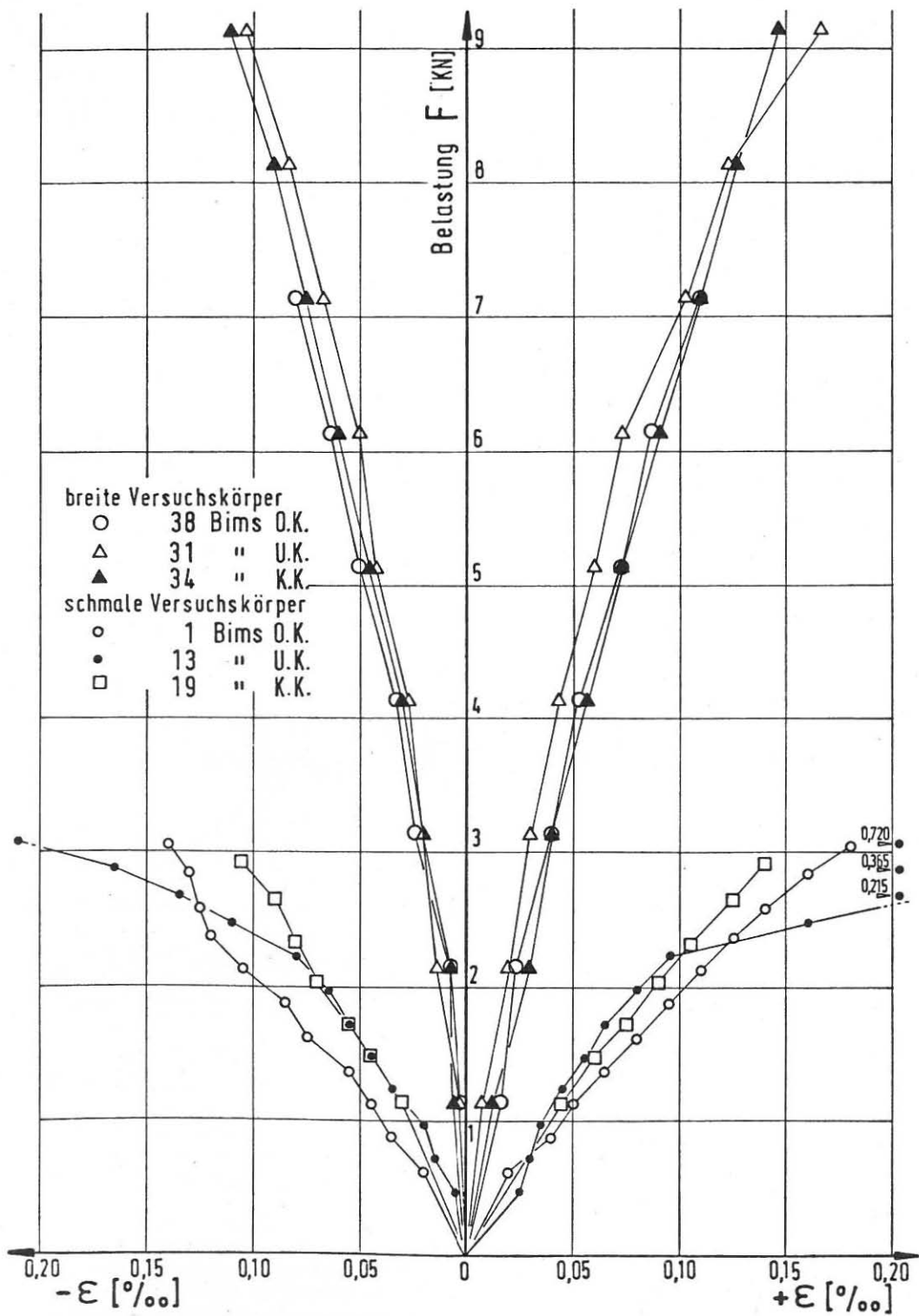
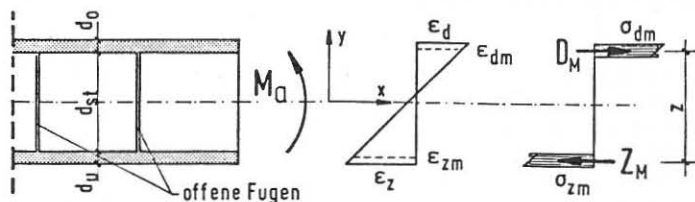


Bild 2: Last-Dehnungs-Diagramme

4.4.1 Balken ohne Kontakt



Bedingungen: $M_a = M_i$; $D_M + Z_M = 0$

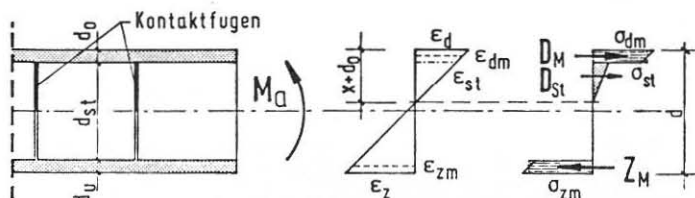
$$D_M = b \int_{d_u}^{d_o} \sigma_x dy = b d_o E_{Md} \epsilon_{dm}$$

$$Z_M = b \int_0^{d_u} \sigma_x dy = b d_u E_{Mz} \epsilon_{zm}$$

$$M_{id} = D_M z \approx D_M \left(d_{St} + \frac{d_o + d_u}{2} \right) \quad \text{Gl. (1)}$$

$$M_{iz} = Z_M z \approx Z_M \left(d_{St} + \frac{d_o + d_u}{2} \right) \quad \text{Gl. (2)}$$

4.4.2 Balken mit Kontakt K.K., U.K.



Bedingung: $Z_M + D_M + D_{St} = 0$

$$d = d_{St} + d_o + d_u; \quad x + d_o = \frac{\epsilon_d}{\epsilon_d + \epsilon_z} d$$

D_M und Z_M siehe oben;

$$D_{St} = b \int_0^x \sigma_x dy = \frac{1}{2} b x^2 \frac{\epsilon_d + \epsilon_z}{d} E_{St}$$

$$M_{id} = D_M \left(d_{St} + \frac{d_o + d_u}{2} \right) + D_{St} \left(d - d_o - \frac{d_u}{2} - \frac{x}{3} \right) \quad \text{Gl. (3)}$$

$$M_{iz} = Z_M \left(d_{St} + \frac{d_o + d_u}{2} \right) - D_{St} \left(\frac{d_o}{2} + \frac{x}{3} \right) \quad \text{Gl. (4)}$$

In den Gl. (1) bis (4) bedeuten (vgl. auch Skizzen):

b = Breite des Balkens

ϵ_d, ϵ_z = gemessene Dehnungen auf Druck- und Zugseite

E_{St}, E_{Md}, E_{Mz} = Sekanten-E-Moduli von Stein u. Mörtel (Tabellen 1;2)

In der Gl.(3) entspricht der erste Term dem Biegemomentenanteil der oberen Fasermörtelschicht, der zweite dem der Steine.

Die Übereinstimmung der errechneten inneren Momente mit den aufgetragenen inneren Momenten wurde durch die Verhältnisse M_a/M_{iz} und M_a/M_{id} in Abhängigkeit von der Belastung F überprüft. Die Einzelergebnisse wichen zum Teil doch beachtlich vom Sollwert 1,0 ab und streuten innerhalb der einzelnen Versuche, was aber bei Messungen an Mauerwerk durchaus üblich ist. Durch lineare Regression der Verhältnisswerte für die verschiedenen Versuchskörpertypen konnten Abhängigkeiten von der Prüflast, d.h. von der Höhe der Beanspruchung festgestellt werden.

Tabelle 4: Beziehungsgleichungen zwischen dem Momentenverhältnis M_a / M_i und der Versuchsbelastung F

Versuchsgruppe	Breite mm	$\frac{M_a}{M_{iz}} = a + b \cdot F \pm s$			$\frac{M_a}{M_{id}} = a + b \cdot F \pm s$		
		a	b	s	a	b	s
120	Bims O.K.	0,815	0,096	0,158	1,283	-0,076	0,215
	Bims K.K.	1,046	0,013	0,044	1,244	-0,104	0,118
	Bims U.K.	0,789	0,145	0,298			
	KS O.K.	0,985	-0,011	0,173			
	KS K.K.	1,158	-0,060	0,147			
339	Bims O.K.	1,037	0,020	0,091			
	Bims K.K.	0,973	0,011	0,043	2,557	-0,193	0,481
	Bims U.K.	1,030	0,006	0,199			

Gute Ergebnisse lieferte die Beziehung M_a/M_{iz} , wogegen bei M_a/M_{id} die Werte so stark streuten, daß bei den meisten Versuchstypen eine lineare Regression nicht sinnvoll erschien. Für die Beziehung M_a/M_{iz} ist in der Regressionsgleichung der Faktor b bei Balken aus Bimssteinen positiv, bei KS-Steinen negativ. Bei der Gleichung für M_a/M_{id} , die nur für Bimssteine ausgewertet wurde, ist der Faktor stets negativ.

Der aus Gl.(3) sich ergebende Term für die Biegemomentenanteile der Steine brachte bei Kontaktyp K.K. einen Einfluss von 10-27% auf das Gesamtmoment, wobei er bei Balken aus KS-Steinen im Durchschnitt größer war. Beim Kontaktyp U.K. streuten die Werte so stark, daß keine Aussage gemacht werden kann. Das besagt, daß eine Kraftübertragung Stein zu Stein rechnerisch nur dann erfaßt werden kann, wenn die Fuge vermörtelt wird.

5. SCHLUSSFOLGERUNGEN

1. Bei fast allen Probekörpern trat der Bruch durch Überschreiten der Zugfestigkeit der Fasermörtelschicht ein. Bei der Versuchsgruppe KS-Steine, Typ U.K., trat grundsätzlich Schubbruch ein, d.h. hier war ein Biegeproblem nicht darstellbar.
2. Für die Biegetragfähigkeit der Sandwich-Konstruktionen ist die Festigkeit der Steine unerheblich. Entscheidend sind die Verbundwirkung Mörtel-Stein sowie die Zugfestigkeit der untenliegenden Mörtelschicht. Für Bimssteine geringer Druckfestigkeit und großer Oberflächenrauigkeit wurden höhere Bruchmomente erzielt als für KS-Steine mit größerer Druckfestigkeit aber geringerer Oberflächenrauigkeit.
3. Die Kontaktart der Steine untereinander beeinflusst die Tragfähigkeit der Balken in unterschiedlichem Maße. Bei den KS-Balken werden für die Kontaktarten O.K. und K.K. etwa gleiche, für U.K. geringere Bruchfestigkeiten registriert.
Die Bimsbalken zeigen eine klare Abhängigkeit von der Art des Steinkontaktes. Für die Probekörper ohne Kontakt der Steine wurden im Mittel um 27 % höhere Bruchmomente erzielt als für kontrollierten Kontakt. Durch die Beteiligung des Steins bei der Aufnahme der Biegedruckkraft wird der innere Hebelarm kleiner, so daß bei gleicher erreichter Zugkraft im Mörtel das aufnehmbare Bruchmoment abnimmt.
4. Ein Vergleich der äußeren Momente mit den über die Zugkraft berechneten inneren Momenten zeigt für alle Balkentypen eine gute Übereinstimmung. Die angenommenen linearen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und die in Einzelversuchen ermittelten Sekanten-Moduli der Komponenten erwiesen sich als brauchbar.
Eine Berechnung der Momente über die innere Druckkraft führte zu keinen befriedigenden Ergebnissen. Dies dürfte auf in der Rechnung nicht erfaßte Spannungumlagerungen, vor allem im unteren Belastungsbereich, bzw. auf mögliche Störungen durch Reibungskräfte bei der Lastaufbringung zurückzuführen sein. Untersuchungen hierüber sind im Gange.
5. Der Anteil der Steine bei der Aufnahme der Biegedruckkraft kann etwa zu einem Fünftel angenommen werden. Voraussetzung hierfür ist die einwandfreie Kraftübertragung in der Kontaktfuge der Steine.
6. Zusatzuntersuchungen an breiteren Biegebalken lassen den Schluß zu, daß die an schmalen Balken erzielten Ergebnisse und Auswertungen auf flächige, einachsige gespannte Sandwich-Konstruktionen umrechenbar sind.

LITERATUR

- | | |
|--------------------------|--|
| [1] DIN 106
DIN 18152 | Kalksandsteine
Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton |
| [2] DIN 1164 | Teil 7
Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement
Bestimmung der Festigkeit |
| [3] GÖPFERT/OHLER | Verformungsanalyse und E-Modul-Bestimmung mittels
Dehnungsmeßstreifen an biegebeanspruchten Mörtel-
prismen.
GESA-Symposium, Stuttgart 1982 |

Tabelle 3 Versuchsübersicht

Balkenbreite mm	Steinart	Kontaktform	Prüfkörper Nr.	Abmessungen			Bruchmomente M_U		Bruchdehnungen		mittleres Dehnungs- verhältnis		Bruchursache Versagen der						
				d_{St} mm	d_o mm	d_u mm	absolut KNcm	bezogen KNm/m	$\epsilon_z \leq \epsilon_{zu}$ ‰	$\epsilon_d \leq \epsilon_{du}$ ‰	ϵ_z/ϵ_d —	Standard- abweichung	Zug- zone	Druck- zone					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15					
120	Bims	O.K.	1	113,5	15,5	15	54,3	4,53	0,140	0,180	1,19	0,05	x	x					
			2	113,5	16,5	14,5	49,9	4,16	0,105	0,135	1,57	0,82	x						
			3	113,5	15,5	15	37,5	3,13	0,105	0,140	1,44	0,10	x						
			4	113	15	16	74,8	6,23	0,145	0,170	1,28	0,10	x						
			5	112,5	15,5	16	52,6	4,38	0,115	0,140	1,28	0,04	x						
			6	114	15	14,5	67,7	5,64	0,145	0,175	1,30	0,43	x						
			7	116	14	14	55,4	4,62	0,120	0,125	1,25	0,18	x						
			8	115	15	15	47,0	3,92	0,115	0,095	0,78	0,05	x						
			9	115	14	14	48,7	4,06	0,120	0,160	1,57	0,26	x						
		Mittelwert				54,2	4,43*	0,123	0,147	1,31	0,19								
		U.K.	10	114	15,5	15,5	44,2	3,68	0,110	0,190	2,77	1,31	x	x					
			11	115	14,5	14,5	40,8	3,40	0,100	0,150	2,74	1,09	x						
			12	115	16	14	50,1	4,18	0,080	0,100	1,80	0,42	x						
			13	114	15,5	14,5	55,9	4,66	0,080	0,095	1,43	0,29	x						
			14	113	15	16	42,8	3,57	0,075	0,095	1,37	0,17	x						
			15	114	15	16	50,4	4,20	0,085	0,105	1,38	0,14	x						
			16	115	16	16	65,5	5,46	0,145	0,135	0,93	0,04	x						
			Mittelwert				49,9	3,95*	0,096	0,124	1,55	0,77							
		K.K.	17	113	15	15	47,0	3,92	0,105	0,125	1,23	0,07	x						
	18		114	16	15	57,1	4,76	0,105	0,165	1,54	0,08	x							
	Ks		Mittelwert	19	115	15	15	52,1	4,34	0,105	0,140	1,33	0,04	x					
				Mittelwert				52,1	3,67*	0,105	0,143	1,39	0,13						
				O.K.	20	114	14,5	14,5	38,2	3,78	0,070	0,155	2,06	0,10		x			
			21		114	16	14,5	43,4	3,62	0,075	0,095	1,43	0,15	x					
			22		113	15	15	35,8	2,98	0,070	0,130	1,57	0,13	x					
			Mittelwert					39,1	3,26*	0,072	0,127	1,46	0,58						
			U.K.		23	113,5	15	15	22,6	1,88	Schubbruch keine weitere Auswertung								
					24	113	15	14	22,9	1,91									
				25	113	15,5	15	31,7	2,64										
		K.K.	26	115	14	14	34,9	2,91											
			Mittelwert				28,0	2,24*											
			27	113	15	16	43,8	3,65							0,110	0,180	2,27	0,55	x
			28	113,5	14	16,5	68,4	5,70							0,175	0,215	1,28	0,07	x
			29	113,5	14,5	16	36,6	3,05							0,075	0,105	1,47	0,07	x
		Mittelwert	30	114	15,5	15	43,3	3,61	0,130	0,115	1,27	0,24	x						
			Mittelwert				48,0	3,43*	0,123	0,154	1,43	0,40							
339			Bims	U.K.	31	115	16	15	154,6	4,56	0,103	0,167	1,50		0,07	x			
	32	116			15	14	134,4	3,96	0,090	0,143	1,55	0,09	x						
	33	116			15,5	15,5	141,1	4,16	0,093	0,150	2,72	1,53	x						
	Mittelwert						143,3	4,23	0,095	0,153	1,94	0,59							
	K.K.	34		114	15	16	152,9	4,51	0,110	0,147	1,65	0,27	x						
		35		114,5	16	14	149,5	4,41	0,090	0,140	1,64	0,21	x						
		36		115	14	15	124,3	3,67	0,057	0,107	2,23	0,41	x						
		Mittelwert					142,3	4,20	0,086	0,131	1,79	0,26							
	O.K.	37		113	15	16	171,4	5,06	0,070	0,093	1,47	0,18	x						
		38		113	16	15	134,4	3,96	0,080	0,110	1,51	0,15	x						
		39		113	15	15	164,6	4,86	0,130	0,123	0,82	0,09	x						
		Mittelwert					156,8	4,63	0,093	0,109	1,13	0,35							

* Mittelbildung inkl. Vorversuche ohne Verformungsmessung

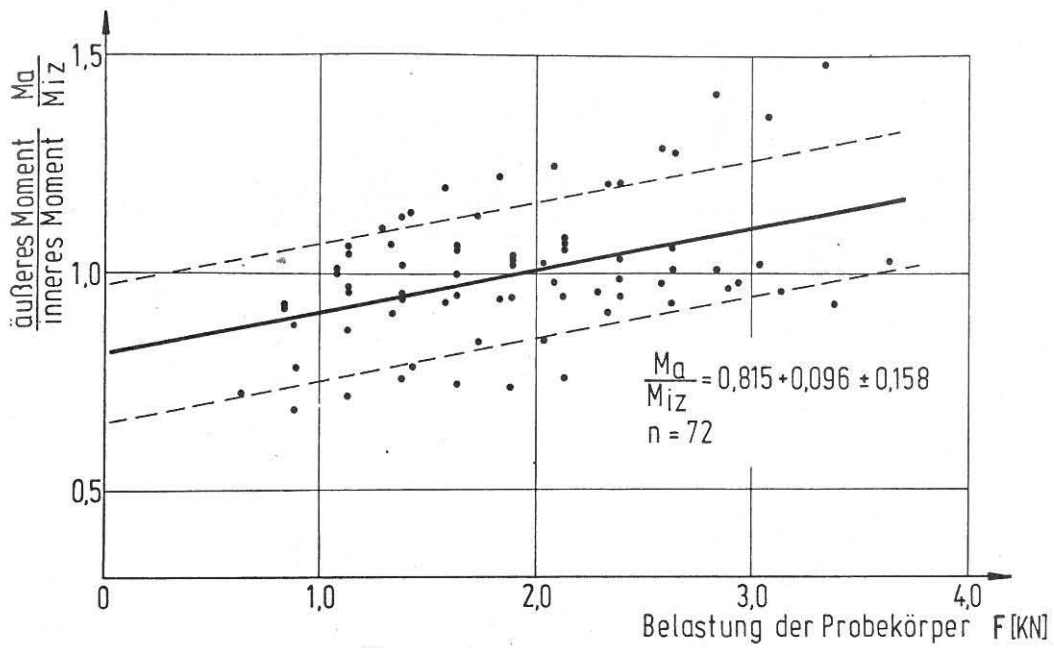


Bild 4: Lineare Regression $\frac{M_a}{M_{iz}} = f(F)$ für Bims O.K.

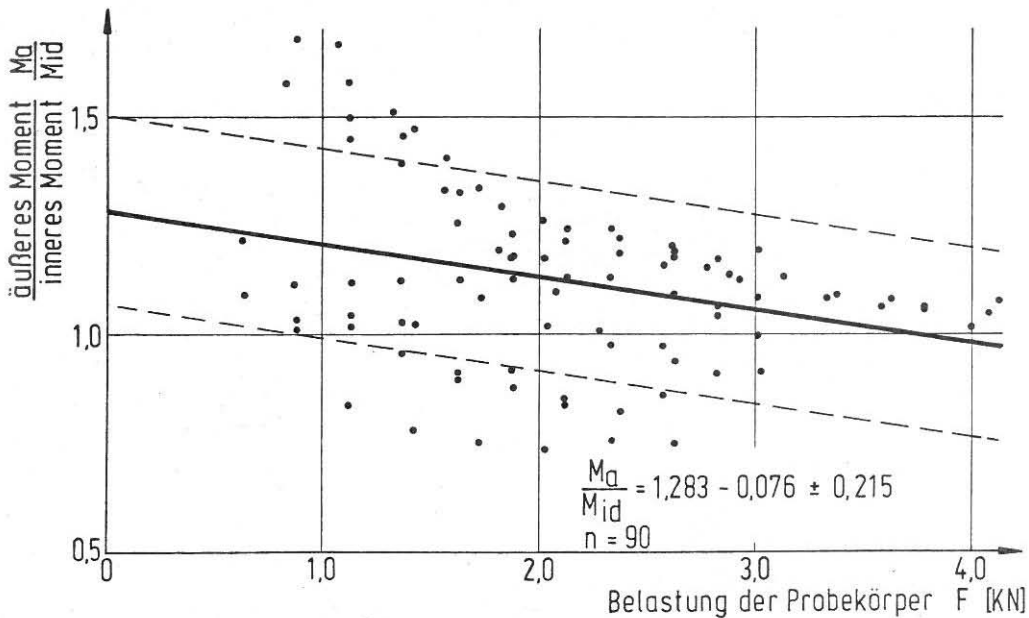


Bild 5: Lineare Regression $\frac{M_a}{M_{id}} = f(F)$ für Bims O.K.

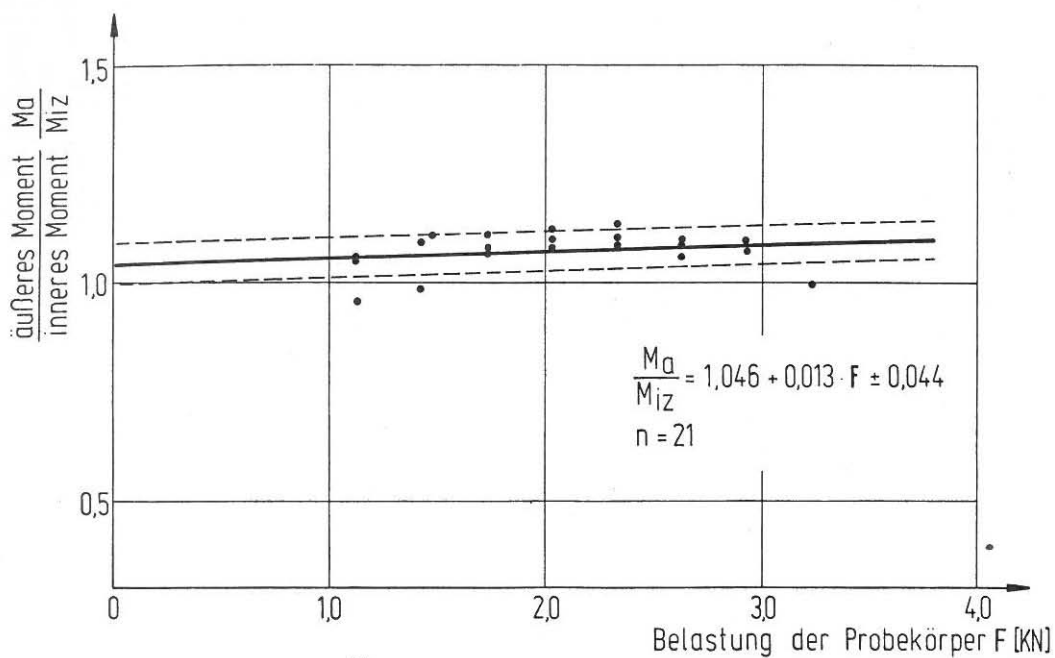


Bild 6: Lineare Regression $\frac{M_a}{M_{iz}} = f(F)$ für Bims K.K.

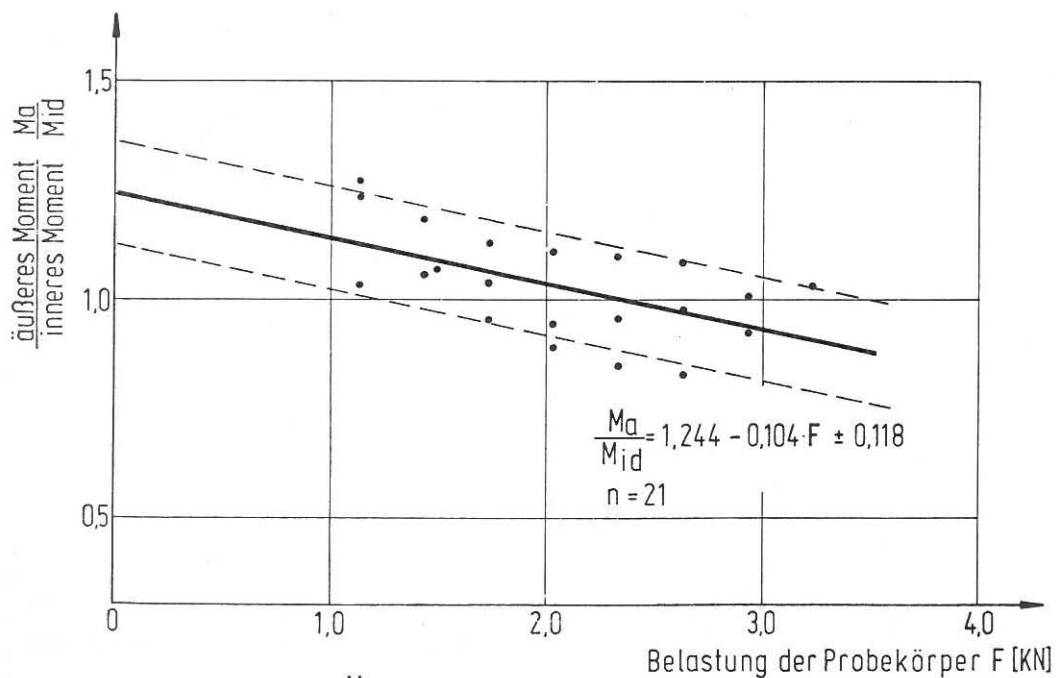


Bild 7: Lineare Regression $\frac{M_a}{M_{id}} = f(F)$ für Bims K.K.