

Schub- und Scherfestigkeit des Betons

Autor(en): **Mörsch**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **43/44 (1904)**

Heft 27

PDF erstellt am: **25.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-24830>

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.

INHALT: Abonnements-Einladung. — Schub- und Scherfestigkeit des Betons. (Schluss.) — Innen-Architektur. — Miscellanea: Briefe von Robert Mayer an Carl Baur. Die Erweiterung der Pfarrkirche in Ammerschweier im Ober-Elsass. Die Rheinbrücke bei Zurzach. Schweizerischer

Bundesrat. — Literatur: Eingegangene literarische Neuigkeiten. — Korrespondenz. — Vereinsnachrichten: Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein. Gesellschaft ehemaliger Studierender der eidgen. polytechnischen Schule in Zürich: Stellenvermittlung.

Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur unter der Bedingung genauester Quellenangabe gestattet.

Abonnements-Einladung.

Auf den mit dem 7. Januar 1905 beginnenden XXIII. Jahrgang der Schweizerischen Bauzeitung kann bei allen Postämtern der Schweiz, Deutschlands, Oesterreichs, Frankreichs und Italiens, ferner bei sämtlichen Buchhandlungen, sowie auch bei Herren **Ed. Raschers Erben**, Meyer & Zellers Nachfolger in **Zürich** und bei dem Unterzeichneten zum Preise von 20 Fr für die Schweiz und 25 Fr. für das Ausland abonniert werden. Mitglieder des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins oder der Gesellschaft ehemaliger Polytechniker geniessen das Vorrecht des auf 16 Fr. bezw. 18 Fr. (für Auswärtige) ermässigten Abonnementspreises, sofern sie ihre Abonnementserklärung einsenden an den

Zürich, den 31. Dezember 1904.

Herausgeber der Schweizerischen Bauzeitung:

A. WALDNER, Ingenieur,

Dianastrasse Nr. 5, Zürich II.

Schub- und Scherfestigkeit des Betons.

Von Professor *Mörsch*.

(Schluss.)

B. Drehungsversuche mit Betonzylindern.

Ein auf Drehung beanspruchter Zylinder, auf den keine Achsialkraft einwirkt, erleidet in seinen Querschnitten keinerlei Normalspannungen, sondern nur Schubspannungen und zwar sind an jeder Stelle die Schubspannungen in achsialer Richtung gleich denjenigen in der Richtung des Querschnitts, sodass alle Körperelemente die in Abbildung 3 (S. 295) dargestellte Beanspruchung erleiden.

Wie wir aus den Abscherungsversuchen im Abschnitt A gesehen haben, ist der Widerstand des Betons gegen Abscheren ziemlich grösser als seine Zugfestigkeit; *es muss also der Bruch bei einem auf Drehung beanspruchten Betonzylinder nach einer unter 45° ansteigenden Schraubenfläche erfolgen* (vergl. die Abb. 12 bis 15), *senkrecht zur Richtung der grössten Dehnungen*.

Diese Drehungsversuche wurden im Auftrage der Firma *Wayss & Freytag* in Neustadt a. H. an von dieser gefertigten Probekörpern durch die Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule in Stuttgart durchgeführt. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 : 4, das Alter der Probekörper etwa drei Monate.

a) *Vollzylinder* von 26 cm Durchmesser; die Höhe der Versuchsstrecke betrug 34 cm (siehe die untenstehenden Abbildungen 12 und 13). Das Drehmoment wurde auf die sechseckigen Köpfe ausgeübt.

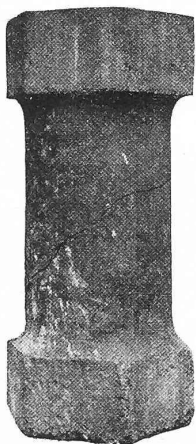


Abb. 12. Vollzylinder V.

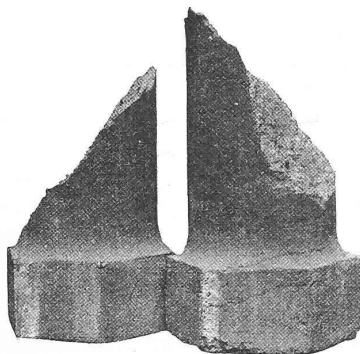


Abb. 13. Vollzylinder VI.

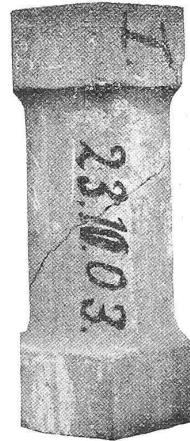


Abb. 14. Hohlzylinder I ohne Eiseneinlage.

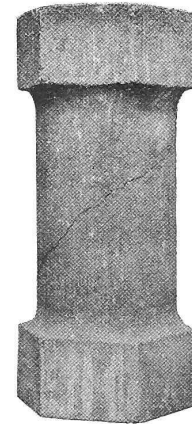


Abb. 15. Hohlzylinder III ohne Eiseneinlage.

Vollzylinder Nr.	Drehmoment M_d	Drehungsfestigkeit nach der Formel $k_d = \frac{M_d}{\frac{\pi}{16} \cdot d^3}$	Alter in Tagen
V	61 500 kg cm	18,2 kg/cm ²	89
VI	66 500 »	19,3 »	85
VII	46 000 »	13,3 »	79
VIII	59 500 »	17,6 »	98
Mittel		17,1 kg/cm ²	

b) *Hohlzylinder* von denselben Aussenmassen; innerer lichter Durchmesser ungefähr $d_o = 16,2$ cm (Abb. 14 u. 15)

Hohlzylinder Nr.	Drehmoment M_d	Drehungsfestigkeit $k_d = \frac{M_d}{\frac{\pi}{16} \cdot \frac{d^4 - d_o^4}{d}}$	Alter in Tagen
I	53 000 kg cm	18,5 kg/cm ²	99
II	59 500 »	20,9 »	96
III	63 250 »	22,0 »	95
IV	42 500 »	14,8 »	93
Mittel		19,0 kg/cm ²	

Der eingangs entwickelten Theorie zufolge sollte die Drehungsfestigkeit der Vollzylinder mit der Zugfestigkeit

übereinstimmen, da aber der Elastizitätsmodul des Betons mit zunehmender Spannung sich vermindert, so ist ein grösserer Wert k_d erklärlich, denn in diesem Fall nehmen die nach der Mitte zu gelegenen Querschnittsteile einen grösseren Anteil an der Kraftübertragung, als dies nach der Formel $k_d = \frac{M_d}{\frac{\pi}{16} \cdot d^3}$ vorausgesetzt ist; sie entlasten

also die nach aussen gelegenen Partien. Die so ermittelte Drehungsfestigkeit des Betons stünde also zu der Zugfestigkeit in einem ähnlichen Verhältnis wie seine Biegezugfestigkeit. Auf diese Weise könnte der hohe Wert von $17,1 \text{ kg/cm}^2$ gegen die früher mit Probekörpern aus den gleichen Materialien und mit demselben Mischungsverhältnis erhaltene Zugfestigkeit von rund $9,0 \text{ kg/cm}^2$ erklärt werden. Bei den Hohlzylindern aber, bei denen der Bruch ebenfalls nach einer unter 45° geneigten Schraubenlinie, senkrecht zur Richtung der grössten Zuganstrengung erfolgt ist, trifft dieser Erklärungsgrund nicht zu, namentlich da die Drehungsfestigkeit dieser Hohlzylinder sich noch etwas grösser ergeben hat, als diejenige der Vollzylinder. Es bleibt nur die Möglichkeit übrig, anzunehmen, dass die Festigkeit dieser Hohlzylinder wesentlich grösser war, infolge der bei der geringen Wandstärke grösseren Stampfarbeit bei ihrer Herstellung. Jedenfalls bleiben die Drehungsfestigkeiten noch weit unter der Scherfestigkeit.

c) Hohlzylinder mit spiralförmigen Eiseneinlagen.

Hohlzylinder von denselben Abmessungen wie die vorhergehenden, wurden in der Mitte ihrer Wandstärke mit unter 45° geneigten spiralförmigen Eiseneinlagen versehen, die so gerichtet waren, dass sie durch das Drehmoment auf Zug beansprucht wurden.

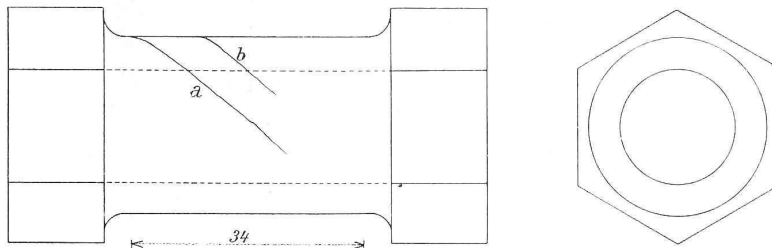


Abb. 16. Hohlzylinder IX mit spiralförmigen Eiseneinlagen.

Der Hohlzylinder IX mit fünf Spiralen aus 7 mm starken Rundeisen hatte das Alter von 60 Tagen. Bei dem Drehmoment $M_d = 72\,500 \text{ cmkg}$ werden zwei Risse a und b (Abb. 16) senkrecht zur Richtung der Spiralen sichtbar. Das drehende Moment kann bis $86\,500 \text{ cmkg}$ gesteigert werden, wo dann die Risse weit aufklaffen.

Bei Hohlzylinder X, der genau dem vorigen entspricht, wird ein feiner Riss a mit $M_d = 70\,000 \text{ cmkg}$ sichtbar, das Moment kann aber bis $120\,000 \text{ cmkg}$ gesteigert werden, wobei weitere, gleichlaufende Risse entstehen.

Zieht man von dem Momente, bei dem die ersten Risse auftraten, das Moment $M_d = 54\,560 \text{ cmkg}$ ab, welches die Hohlzylinder ohne Eiseneinlage im Mittel aufgenommen haben, so ergibt sich als Anteil der Spiralarmierung am Drehmoment vor Auftreten der ersten Risse bei Körper IX das Moment $M_e = 17\,940 \text{ cmkg}$.

Dies ergibt in dem Kreis von 21 cm Durchmesser, in dem die Eisen liegen, eine gesamt horizontale Umfangskraft von

$$S = \frac{17\,940}{10,5} = 1710 \text{ kg}$$

was einer Beanspruchung der fünf Eisenspiralen

$$\sigma_e = \frac{1710 \cdot \sqrt{2}}{5 \cdot 0,7^2 \cdot \frac{\pi}{4}} = 1260 \text{ kg/cm}^2$$

entspricht.

Für Körper X wird auf gleichem Wege die Eisen-

$$\sigma_e = 1080 \text{ kg/cm}^2$$

gefunden.

Beim Hohlzylinder XI mit zehn Spiralen von 10 mm starkem Rundeisen, sonst wie die vorigen, zeigte sich ein erster feiner Riss a bei $M_d = 125\,000 \text{ cmkg}$, weitere gleichlaufende Risse und Bruch bei $M_d = 142\,500 \text{ cmkg}$.

Der dem vorgenannten gleiche Hohlzylinder XII ergab einen ersten feinen Riss a bei $M_d = 120\,000 \text{ cmkg}$, weitere gleichlaufende Risse und Bruch bei $M_d = 155\,000 \text{ cmkg}$.

Unter denselben Voraussetzungen wie vorhin erhalten wir für die Beanspruchung des Eisens vor dem Auftreten der ersten Risse

$$\text{bei Körper XI } M_e = 125\,000 - 54\,560 = 70\,440 \text{ cmkg}$$

$$S = \frac{70\,440}{10,5} = 6700 \text{ kg}$$

$$\sigma_e = \frac{6700 \cdot \sqrt{2}}{10 \cdot 1^2 \cdot \frac{\pi}{4}} = 1206 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{bei Körper XII } M_e = 120\,000 - 54\,560 = 65\,440 \text{ cmkg}$$

$$S = \frac{65\,440}{10,5} = 6230 \text{ kg}$$

$$\sigma_e = \frac{6230 \cdot \sqrt{2}}{10 \cdot 1^2 \cdot \frac{\pi}{4}} = 1120 \text{ kg/cm}^2$$

Wir finden also als Resultat, dass bei allen vier armierten Hohlzylindern die ersten Risse im Beton bei einer solchen Dehnung eintraten, die einer Eisenbeanspruchung von im Mittel

$$\sigma_e = \frac{1260 + 1080 + 1206 + 1120}{4} = 1166 \text{ kg/cm}^2$$

entsprach.

Diese Zahlen sind in überraschender Uebereinstimmung mit den aus Biegezugkörpern gleicher Mischung erhaltenen, die ebenfalls im Auftrag der Firma Wayss & Freytag an der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart untersucht worden sind. Die ersten Risse erschienen hier im Beton bei einer gemessenen

Dehnung von $\frac{516}{10^6}$ als Mittel aus vier Versuchen, was bei einem Elastizitätsmodul von $2,16 \cdot 10^6$ einer Eisenbeanspruchung von $516 \cdot 2,16 = 1120 \text{ kg/cm}^2$ entspricht, gegenüber 1166 bei den Drehungsversuchen.

Die Drehungsfestigkeiten der armierten Hohlzylinder weichen ziemlich von einander ab; bei Körper X scheint der Beton nach dem ersten Riss noch bis zum Bruch wirksam gewesen zu sein, bei den Körpern XI und XII scheint es, als ob vor dem Bruch die Eisen an ihren Enden in den Köpfen infolge zu grosser Haftspannung nachgegeben hätten. Die Zahl der Versuche ist zu klein, um aus den Bruchmomenten irgend welche sichern Schlüsse zu ziehen.

C. Schubversuche mit geschlitzten Betonprismen.

Diese Versuche wurden mit prismatischen Körpern angestellt, die in der neutralen Achse mit Schlitz versehen waren, sodass bei der aus Abbildung 17 ersichtlichen Belastungsanordnung der Bruch durch Abscheren der Stegverbindungen an den Enden erfolgen musste. Die Versuche sind ebenfalls an der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart ausgeführt worden und sind in der Broschüre „Der

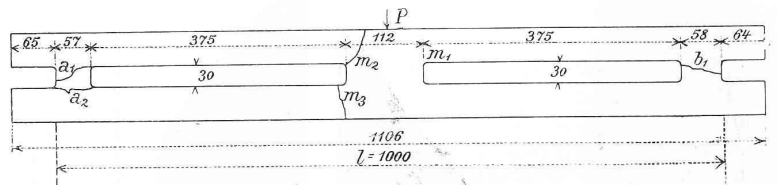


Abb. 17. Geschlitzter Betonkörper.

Betoneisenbau, seine Anwendung und Theorie“, sowie in Heft V 1902 der Zeitschrift „Beton und Eisen“ beschrieben. Die Berechnung der Scherfestigkeit wurde in der Weise ausgeführt, dass die sonst im homogenen Balken rechteckigen Querschnitts, in der neutralen Ebene von der Balkenmitte

nach den Auflagern hin wirksamen Schubkräfte nur auf die Stege an den Enden wirkend angenommen wurden, sodass sich durch Division der Summe dieser Schubkräfte durch die abgesicherte Fläche der Endverbindungen die Scherfestigkeit ergab. Der Vollständigkeit wegen seien die so erhaltenen Werte hier angeführt, und die Zug- und Druckfestigkeiten der Körper nach Abbildung 8 (S. 296) beigefügt.

Mittel von je drei Versuchskörpern in kg/cm^2 :

Mischung	1 : 3		1 : 4		1 : 7	
	8 %	14 %	8 %	14 %	8 %	14 %
Scherfestigkeit	36	30	31	28	26	19
Zugfestigkeit	12,6	10,5	9,2	8,8	4,4	5,5
Druckfestigkeit	280	195	220	153	127	88

Die hier erhaltene Scherfestigkeit bei 1 : 4 mit 31 bzw. 28 kg/cm^2 ist etwas kleiner als die durch direkte Abscherung gewonnene von 37 kg/cm^2 . Der Grund liegt vielleicht in der nicht ganz sichern Berechnungsweise, oder darin, dass die Endverbindungen eine gewisse Höhe hatten, und sich so teilweise geneigte Risse infolge schiefer Zugspannungen ausbilden konnten.

D. Versuche über die Haftfestigkeit des Eisens am Beton.

Diese Versuche sind verhältnismässig einfach auszuführen, trotzdem sind darüber bisher nur wenige Zahlen bekannt geworden. Von Prof. Bauschinger wurde seinerzeit im Auftrage der A.-G. für Beton- und Monierbau in Berlin eine Haftfestigkeit von 45 kg/cm^2 ermittelt und seither ist in der Literatur immer wieder hierauf Bezug genommen worden. De Tedesco hat im Jahr 1894 die Haftfestigkeit mittels Durchdrücken von Eisenstäben, die in Betonprismen einbetoniert waren, ermittelt und ziemlich konstante Zahlen erhalten.¹⁾ Seine Versuchskörper hatten ein Alter von nur sechs Tagen und waren im Mischungsverhältnis von 600 kg Zement auf 1 m^3 Sand hergestellt; sie hatten eine Seitenlänge von 10 cm und eine Höhe von 10 bis 30 cm ; die Eisenstärken bewegten sich zwischen 16 und 32 mm und die beobachteten Haftfestigkeiten schwankten zwischen 20 und 25 kg für den cm^2 Oberfläche. Durch weitere Versuche in Frankreich wurde festgestellt, dass die Streckgrenze für gezogene Eisenstäbe auch eine Grenze für die Haftfestigkeit bildet. In der Praxis treten aber die grössten Haftspannungen da auf, wo die Eisen nicht voll beansprucht sind, nämlich in der Nähe der Auflager, sodass für den Konstrukteur die Adhäsionskraft für Beanspruchungen des Eisens unter der Streckgrenze massgebend ist.

Vom Verfasser wurden im Jahre 1902 Versuche über den Widerstand von 20 mm starken Rundeisen gegen das Herausziehen aus 15/15 cm starken und 16 cm langen Betonprismen verschiedener Mischung angestellt (vgl. genannte Broschüre) und z. B. für fünf Monate alten Beton von 1 : 4, bei 15 % Wasserzusatz die Haftfestigkeit von 38 kg/cm^2 gefunden. Es ergab sich hiebei, dass das Maximum des Widerstandes für jede Mischung bei einem bestimmten Wasserzusatz eintritt, der dem plastischen Zustand entspricht. Der grösste Teil der Würfel zersprang beim Herausziehen der Eisen.

Bei den Beratungen über die Vorschriften für Eisenbetonkonstruktionen im Deutschen Betonverein wurde die von der Kommission vorgeschlagene zulässige Haftspannung von 7,5 kg/cm^2 von den Vertretern der k. Versuchsanstalt in Charlottenburg als zu hoch bezeichnet, indem dort eingelieferte Probekörper nur 3 bis 21, im Mittel also 14 kg/cm^2

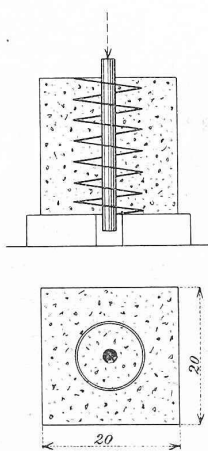


Abb. 19.

als Haftfestigkeit ergeben hätten. Nähere Mitteilungen über Grösse, Form, Mischung und Alter der Probekörper, sowie über die Versuchsordnung konnten mit Rücksicht auf das Amtsgeheimnis nicht gemacht werden, gleichwohl wurde aber die Bauschingersche Zahl von 45 kg/cm^2 als wissenschaftlich wertlos bezeichnet, weil sie von Bauschinger nirgends veröffentlicht worden sei. In den bald hierauf erscheinenden preussischen Vorschriften über Eisenbetonbauten war die zulässige Haftfestigkeit zu nur 4,5 kg/cm^2 d. h. ebenso gross wie die zulässige Schubspannung festgesetzt, ein so niedriger Betrag, dass es dem Konstrukteur in den meisten Fällen unmöglich ist, damit auszukommen, wenn er nicht zu ganz ungewöhnlichen Trägerformaten und Plattenstärken greifen will.

Diese Umstände gaben Veranlassung zu den folgenden neuen Versuchen des Verfassers, bei denen die Eisen durchgedrückt wurden; sie wurden nach der aus Abbildung 18 ersichtlichen Anordnung durchgeführt. Die Würfel hatten 20 cm Seitenlänge; der Beton war im Mischungsverhältnis 1 : 4 mit verschiedenen Wasserzusätzen hergestellt und besass ein Alter von vier Wochen; die Körper zersprangen nicht und es zeigte sich, dass nach Ueberwindung der Haftfestigkeit noch ein beträchtlicher, konstant bleibender Reibungswiderstand vorhanden war.

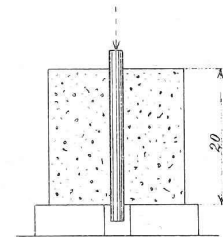


Abb. 18.

Eine erste Versuchsserie hatte folgendes Ergebnis:

Wasserzu-satz	Haftfestigkeit	Reibungswiderstand
10 %	55,8	40,0
10 %	55,0	31,8
10 %	39,8	24,7
10 %	44,5	32,0
	Mittel 48,8 kg/cm^2	Mittel 32,1 kg/cm^2
12,5 %	38,2	31,0
12,5 %	31,0	24,0
12,5 %	24,0	20,0
12,5 %	31,8	24,0
	» 31,2 »	» 24,8 »
15 %	31,0	23,0
15 %	32,7	27,8
15 %	27,9	23,1
15 %	24,9	20,0
	» 29,1 »	» 23,5 «

Eine zweite Versuchsreihe wurde mit ganz gleichen Würfeln mit einem 20 mm starken Rundeisen in der Mitte durchgeführt, jedoch war hier eine besondere Sicherung gegen etwaiges Zerspringen des Betons durch Einbetonieren einer 4,5 mm starken Drahtspirale mit 3 cm Ganghöhe und 10 cm Durchmesser getroffen (Abb. 19). Das Alter des Betons betrug vier Wochen.

Die Resultate waren die folgenden:

Wasserzusatz	Haftfestigkeit	Bemerkung
10 %	51,8	Der Druck der Presse wurde ziemlich rasch auf den höchsten Betrag gesteigert. Dasselbe gilt für die Werte der vorhergehenden Tabelle.
10 %	47,9	
10 %	52,6	
	Mittel 50,8 kg/cm^2	
12,5 %	40,0	» 45,9 »
12,5 %	48,6	
12,5 %	40,0	
12,5 %	55,0	
15 %	56,6	» 54,0 »
15 %	53,3	
15 %	53,3	
15 %	52,6	

Der Reibungswiderstand war auch hier konstant und etwas geringer als die Haftfestigkeit. Aus den erhaltenen

¹⁾ Du Calcul des ouvrages en ciment avec ossature métallique par MM. Ed. Coignet & N. De Tedesco. Paris 1894.

Werten geht hervor, dass es nicht berechtigt ist, die Haftfestigkeit der Schubfestigkeit gleich zu stellen.

In der Eisenbeton-Literatur findet sich häufig die Ansicht vertreten, dass die Haftfestigkeit durch die Scherfestigkeit begrenzt sei. Nach Ansicht des Verfassers ist die Haftfestigkeit in der Hauptsache ein Reibungswiderstand, hervorgerufen durch die Pressungen infolge Volumvermin-

Da aber die Druckspannung im Eisen sich zwischen den Grenzen 960 bis 2200 kg/cm^2 bewegte, also noch weit unter der bei 2600 kg/cm^2 festgestellten Streckgrenze sich befand, so werden entsprechende Versuche, bei denen die Eisenstäbe gezogen werden, nach Ansicht des Verfassers keine wesentlich geringern Zahlen ergeben.

Zum Schluss möchte ich noch die Versuche mit Plattenbalken erwähnen, deren Ergebnisse in Heft IV 1903 der Zeitschrift „Beton und Eisen“ veröffentlicht sind. Durch diese Versuche ist der Nachweis erbracht, dass eine Armierung der Plattenbalken durch vertikal stehende Bügel nicht imstande ist, die Wirkung der Schubkräfte, d. h. die geneigten Risse infolge der Hauptzugspannungen zu verhindern. Geneigte Bügel nehmen diese schiefen Zugkräfte zwar auf, bedürfen aber einer Befestigung mit der Hauptarmierung, damit sie an dieser nicht gleiten.

Als beste Armierung erwies sich diejenige mit teilweise abgebogenen Eisen, wobei diese imstande waren, die den Schubspannungen entsprechenden geneigten Zugkräfte aufzunehmen, ohne dass hiebei die Adhäsion der unten gerade liegenden Eiseneinlage überwunden wurde.

Wenn die beschriebenen Versuche und ihre Ergebnisse den Anstoss zu weiteren ausgedehnten Proben auf diesem noch etwas dunklen Gebiet geben würden, so wäre der Zweck dieser Veröffentlichung erreicht.

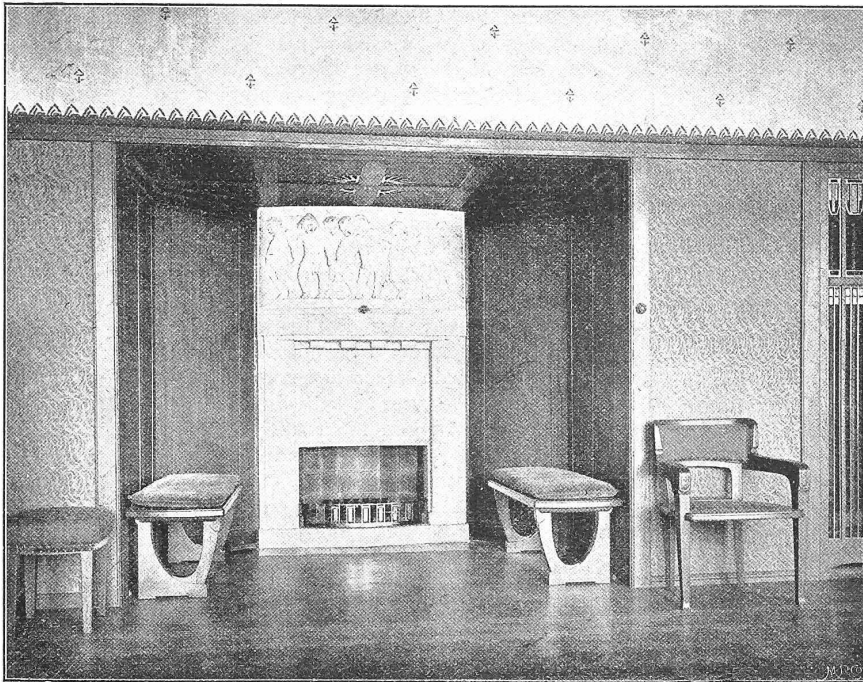


Abb. 3. Kamin-Nische im Gesellschaftszimmer auf Schloss Särka bei Löbau in Sachsen.
Von Max Hans Kühne, Architekt in Dresden.

derung des Betons und durch die Unebenheiten der Eisenoberfläche. Dass dieser Reibungswiderstand grösser sein kann als die Scherfestigkeit, ergibt sich aus dem Widerstand, den einzelne harte Steinkörner, die fest in der übrigen Betonmasse eingeschlossen sind, dem Gleiten des Eisens entgegensetzen können.

Ogleich die nicht armierten Betonwürfel beim Durchdrücken der Eisen nicht gesprungen sind, ist die Haftfestigkeit bei ihnen geringer als bei den mit einer Spirale versehenen Würfeln; besonders tritt der Unterschied bei der nässern Mischung hervor.

Bei den einfachen armierten Betonplatten befinden sich die Enden der Tragstäbe in einer grossen Betonmasse und eine Verminderung der Haftfestigkeit durch vorzeitiges Zerspringen der Betonumhüllung wird nicht zu befürchten sein. In den Plattenbalken ist die Umhüllung durch den Beton geringer, aber es sind an den Balkenenden Bügel vorhanden, die den Beton umschliessen und so dessen Haftfestigkeit sichern. Im Notfalle könnte durch Ueberziehen von Drahtspiralen über die Enden der Eisen ein wirksames Mittel zur Erhöhung der Adhäsion gewonnen werden.

Gegen die Verwertung dieser Versuchsergebnisse bei Feststellung einer zulässigen Haftspannung lässt sich einwenden, dass die Eisen gedrückt wurden, infolgedessen ihren Durchmesser vergrösserten und einen stärkern Widerstand im Beton fanden.

Innen-Architektur.

Die drei reizvollen Ansichten von Innen-Räumen, die wir auf den mitfolgenden Abbildungen zeigen, sind Arbeiten des Architekten Max Hans Kühne aus Dresden. Sie stammen aus den im Erdgeschoss gelegenen Speise-

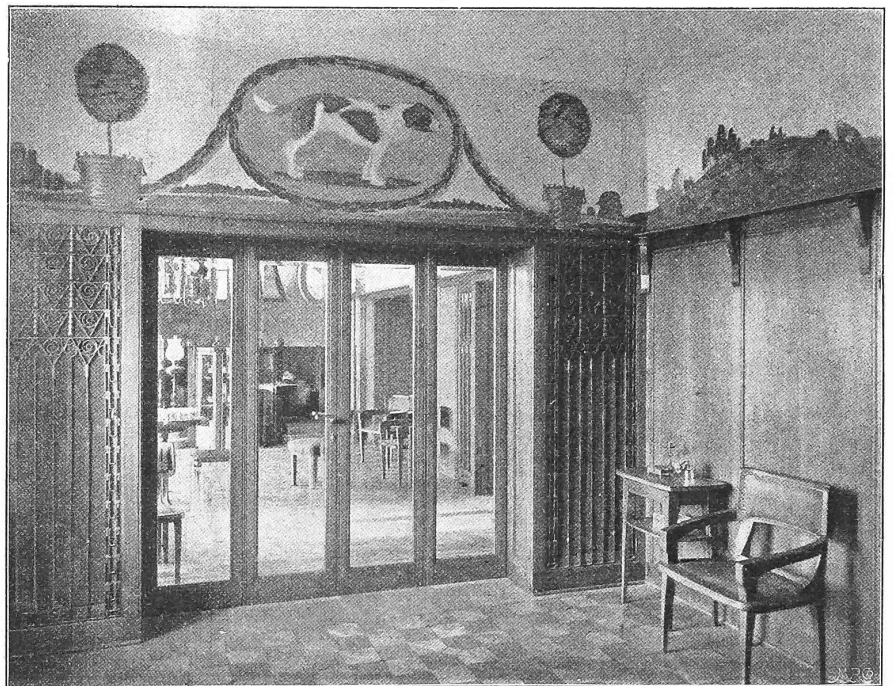


Abb. 1. Blick aus dem Speisezimmer in das Gesellschaftszimmer auf Schloss Särka bei Löbau.
Von Max Hans Kühne, Architekt in Dresden.