

VERSUCHE MIT BETONSÄULEN

VON

PROFESSOR **M. RUDELOFF**

GROSSLICHTERFELDE

VORTRAG

GEHALTEN AUF DER XIV. HAUPTVERSAMMLUNG
DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS (E. V.), AM 14. FEBRUAR 1911

MIT 18 TEXTABBILDUNGEN



BERLIN 1911

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

xx
286

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298358

VERSUCHE MIT BETONSÄULEN

VON H. RODELOFF



VERSUCHE MIT BETONSÄULEN

VON

PROFESSOR **M. RUDELOFF**
GROSSLICHTERFELDE

VORTRAG

GEHALTEN AUF DER XIV. HAUPTVERSAMMLUNG
DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS (E. V.), AM 14. FEBRUAR 1911

MIT 18 TEXTABBILDUNGEN

F. Nr. 29 289.



BERLIN 1911

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

5. 140

VERSUCHE MIT BETONSÄULEN

PROF. DR. M. HÜDE O.P.
VERLAG VON

Alle Rechte vorbehalten.

Sonderdruck aus „BETON U. EISEN“ 1911, Heft V.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA

KRAKÓW

II 31313



3.56 27 580

Akc. Nr. 3370 / 49

M. H.! Einem Wunsche Ihres Vorstandes Folge gebend, habe ich es übernommen, Ihnen über die Versuche mit Eisenbetonsäulen zu berichten, die auf Antrag des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton im Königlichen Materialprüfungsamt ausgeführt sind. Ueber die Ergebnisse dieser Versuche liegt ein umfassender gedruckter Bericht bereits vor; wenn ich nun trotzdem mich habe bereit finden lassen, nochmals auf diesen Gegenstand zurückzukommen, so geschieht dies aus folgendem Grunde.

Der gedruckte amtliche Bericht beschränkt sich seinem Zweck entsprechend lediglich auf die Mitteilung der Ergebnisse der Versuche, er bringt keine weitergehenden Betrachtungen über die Wirkungsweise der Bewehrungen. Ihn nach dieser Richtung hin zu erweitern, möge der Zweck meiner heutigen Ausführungen sein. Dabei sollen zugleich auch die einschlägigen Ergebnisse anderer Untersuchungen, soweit dies bei der verfügbaren Zeit möglich ist, mit in die Betrachtungen hineingezogen werden.

Die Aufgabe der im Amt ausgeführten Versuche war lediglich: Aufschluß über die zweckmäßigste Form der Querbewehrungen in Eisenbetonsäulen zu erlangen. Es war also nicht beabsichtigt, aus den Ergebnissen bereits Unterlagen für die Aufstellung und Nachprüfung der Formeln zur Berechnung der zulässigen Belastung von Säulen zu erzielen. Von diesem Gesichtspunkte aus sind die Versuche als Vorversuche bezeichnet und als solche zu betrachten.

Im Hinblick auf die hervorragend praktische Bedeutung der Aufgabe und zur Befriedigung der Bedürfnisse der Praxis hatte der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton zwei Herren Ihres Vereins, Herrn Direktor Dr. Koenen und Herrn Hüser, damit betraut, Vorschläge für die zu untersuchenden Bewehrungsarten und Abmessungen der Probestücke zu machen. Auf Grund dieser Vorschläge wurde vom Ausschuß beschlossen, zunächst in Reihe I 13 verschiedene Querbewehrungen zu untersuchen, wie sie Abb. 1 veranschaulicht.

Die Länge der Probesäulen betrug 2 m, ihr Querschnitt 900 cm^2 . Alle Säulen enthielten vier Längseisen von 16 mm Durchm. Die Säulen mit Bügelbewehrungen (Säulen 1 bis 11) hatten quadratischen, die mit kreisförmigen Ringen bewehrten (Säulen 12 und 13) achteckigen Querschnitt. Die Eisenstärke der Querbewehrungen betrug stets 7 mm, ihr gegenseitiger Abstand 200 mm und der Abstand der beiden äußersten Bewehrungen von den Endflächen je 100 mm.

Mit jeder der genannten Bewehrungsarten wurden drei Parallelversuche ausgeführt. Außerdem wurden geprüft: drei unbewehrte Säulen und einige mit Bügeln bewehrte Säulen, bei denen die Längseisen in Stücke von 200 mm Länge zerschnitten waren oder ganz fehlten.

Zu den verwendeten Baustoffen sei kurz folgendes erwähnt: Der Zement war normengemäßer Portlandzement; der Kies war aus drei verschiedenen Korngrößen so zusammengemischt, daß das Gemisch den größtmöglichen Dichtigkeitsgrad hatte.

Das Eisen war gewöhnliches Handelseisen, es besaß für die Längsbewehrung im Mittel 2860 kg/cm^2 Streckgrenze, 4230 kg/cm^2 Bruchfestigkeit und 23,6 vH. Dehnung; für das Eisen der Querbewehrungen lauten die Werte der Reihe nach: 3750 bzw. 4830 kg/cm^2 und 21,2 vH.

Das Mischen des Betons erfolgte in der Mischmaschine, Bauart Hüser.

Dem Wasserzusatz zum Beton war ganz besondere Aufmerksamkeit zugewendet; auf Grund von Vorversuchen wurde er von dem Ausschuß auf 9,5 vH., bezogen auf das Gewicht des trockenen Gemenges von Zement und Kies, festgesetzt.

Die Herstellung der Säulen erfolgte auf dem Gelände des Amtes im Freien, stehend, in hölzernen Formen. Damit nun auch die Ausführung der Arbeit möglichst so war, wie in der Praxis üblich, wurden sämtliche Arbeiten, d. h. das Herrichten der Bügel und deren Einbringen in den Beton, sowie das Stampfen des letzteren von Angestellten der Firma Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau ausgeführt.

An fünf, weit auseinander liegenden Tagen (5. XI. bis 10. XII) wurden neben den Säulen je drei Würfel gestampft; die an ihnen festgestellte Druckfestigkeit des Betons von 45 Tagen Alter schwankte zwischen 173 bis 203 kg/cm^2 ; im Mittel betrug sie 189 kg/cm^2 .

Die Prüfung der Säulen erfolgte nach dem eigenen Ermessen des Amtes. Bei Wahl des Verfahrens wurde be-

Abb. 1. Form der untersuchten Querbewehrungen.

Nr. der Säule	Querschnitt durch die Säule	Einzelheiten der Bügelbewehrung	Nr. der Säule	Querschnitt durch die Säule	Einzelheiten der Bügelbewehrung
1			8		wie bei Nr. 3 bezw. Nr. 7
2		Hakenlänge 5 cm wie bei Nr. 1	9		wie bei Nr. 4 bezw. Nr. 7
3			10		abwechselnd wie bei Nr. 1 bezw. Nr. 5
4			11		abwechselnd wie bei Nr. 2 bezw. Nr. 7
5			12		abwechselnd wie bei Nr. 2 bezw. Nr. 7
6		wie Nr. 1 bezw. Nr. 5	13		Hakenbildung
7			12		
		Umfangsbügel wie Nr. 2	13		Hakenbildung wie Nr. 12

sonderes Augenmerk darauf gerichtet, daß es von Interesse sei, nicht nur kennen zu lernen, wie groß die Wirkung der Bewehrungen auf die **Bruchlast** ist, sondern auch darzutun, ob sie schon bei **geringeren Beanspruchungen**, etwa innerhalb der Nutzlast, in die Erscheinung tritt.

Zu diesem Zweck war es geboten, bei den verschiedenen Bewehrungsarten den Verlauf der Formänderungen mit wachsender Belastung festzustellen.

In Frage kamen hierbei:

1. die Längenänderungen, d. h. die Verkürzungen der Säulen innerhalb der nach Lage und Größe gleichen Meßlängen, und
2. die Querdehnungen.

Besonders die letzteren mußten um so geringer ausfallen, je mehr die Querbewehrungen innerhalb der Belastungen, bei denen die Messungen stattfanden, ihre Wirkung äußerten. Von diesem Gesichtspunkte aus mußte auch erwartet werden, daß die Querdehnungen, an derselben Säule gemessen, in Querschnitten ohne Bewehrungen größer sein würden als in denjenigen Querschnitten, in denen die Bewehrungen sich befanden.

Von den genannten Betrachtungen ausgehend, wurden die Meßapparate nach Abb. 2 angeordnet.

Die Längenänderungen wurden mit zwei diametral gegenüberliegenden Martensschen Spiegelapparaten (1) auf 1 m Länge in $\frac{1}{10000}$ mm gemessen, die Querdehnungen mit den vier tasterartigen Apparaten (2 bis 5) in der Uebersetzung von etwa 1:500. Von diesen Apparaten sollten 2, 4 und 5 in bewehrtem, der Apparat 3 in einem unbewehrten Querschnitt angebracht werden. Leider ist diese Absicht, wie sich später bei den Versuchen herausstellte, nicht erreicht, weil die Querbewehrungen sich beim Stampfen der Säulen verschoben hatten. Sie waren von der herstellenden Firma absichtlich an den Längseisen nicht befestigt worden.

Wenn nun auch die Messungen infolge dieses Mißgeschicks das angestrebte Ziel, Vergleichswerte für bewehrte und unbewehrte Querschnitte zu erlangen, bei dieser ersten Versuchsreihe nicht erreichen ließen, so habe ich doch geglaubt, auch an dieser Stelle von ihnen sprechen zu sollen, um Gelegenheit zu nehmen, gegenüber der mehrfach ausgesprochenen Anschauung, daß Querdehnungsmessungen überhaupt wertlos seien, ihre Bedeutung zu betonen. Ich stehe nicht an, hierbei hervorzuheben, daß es mir eine ganz be-

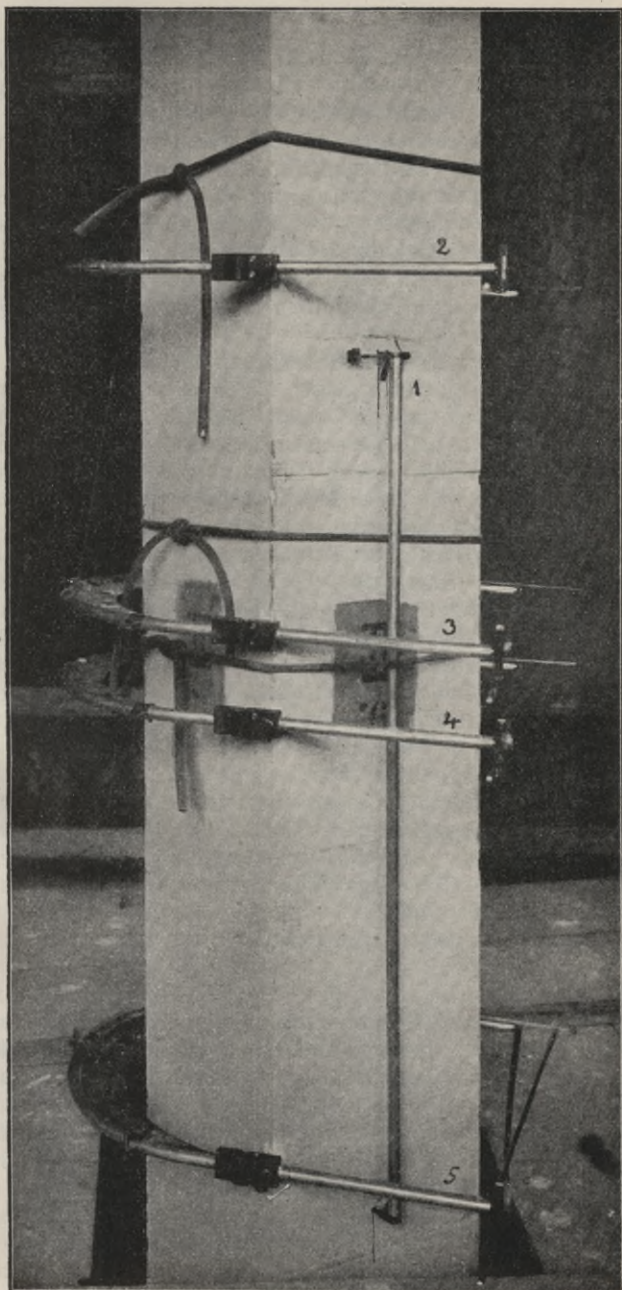


Abb. 2. Anordnung der Meßvorrichtungen.

sondere Freude war, in der Schrift von Wayss u. Freytag: „Umschnürter Beton, seine Theorie und Anwendung im Bauwesen“, 1910 erst vor wenigen Tagen folgende Anschauung ausgesprochen zu finden, die sich mit der meinigen vollkommen deckt: „Die sämtlichen Berechnungsarten harren jedoch noch jener Feststellungen, die sich erst auf Grund eingehender Messungen ergeben können. Diese Messungen müssen sich auf die genaue Festlegung der jeweiligen Längenänderungen des Betons und des Eisens sowohl in achsialer Richtung als auch in der Querrichtung erstrecken“.

Bevor ich nun in die Besprechung der erzielten Versuchsergebnisse eintrete, habe ich noch auf einen zweiten Umstand hinzuweisen, der dazu geführt hat, daß den Ergebnissen der ersten Versuchsreihe eine gewisse Unsicherheit anhaftet. Wenn dieser Umstand nicht von vornherein beachtet wurde, so geschah es aus dem einfachen Grunde, weil sein Einfluß bisher niemandem bekannt war — ich meine den Einfluß der Witterungsverhältnisse beim Stampfen der Säulen —. Wie ich schon eingangs erwähnte, fand das Stampfen im Freien statt. Wenn nun auch an regnerischen Tagen der Beton gegen Hineinregnen durch ausgespannte Pläne gesichert war, so haben doch die Versuche das auch für die Praxis beachtenswerte Ergebnis gezeitigt, daß die Festigkeit der Säulen um so geringer ausgefallen ist, je feuchter die Witterung an dem Tage des Stampfens war. — Es ist daher nicht ausgeschlossen, daß infolgedessen nicht nur die mittlere Bruchfestigkeit der gleichartigen Säulen, sondern auch die an ihnen vorgenommenen Dehnungsmessungen durch die verschiedenartigen Witterungsverhältnisse beim Herstellen der Proben beeinflusst sind.

Ueber die weiteren Ergebnisse der Reihe I ist nun folgendes zu sagen:

Die Längenänderungen der Säulen wurden bis zu etwa 98 t Höchstlast beobachtet. Die hierbei festgestellte größte Verkürzung betrug 0,06 vH. Um diesen Betrag haben auch die vier Längseisen in der belasteten Säule sich verkürzen müssen. Die Druckspannung, die hierbei in dem Eisen entstand, berechnet sich aus dem Elastizitätsmodul des Eisens zu 1260 kg/cm^2 . Diese Spannung blieb weit hinter der Streckgrenze des Eisens zurück, ja, sie erreichte nicht einmal dessen Elastizitätsgrenze. Sie kann daher auch keine bleibende Verkürzung und kein Nachstrecken des Eisens erzeugt haben. — Demgegenüber zeigen nun

die Messungen der Längenänderungen an den Säulen, daß der Beton nicht nur schon bei weit geringeren Belastungen bleibende Verkürzungen erlitt, sondern daß die Verkürzung des Betons bei zehnmal wiederholtem Belasten ständig zunahm. — Hieraus folgt, daß die Verteilung der Spannung über den Beton- und über den Eisenquerschnitt sowohl mit wachsender Belastung als auch beim wiederholten Lastwechsel sich beständig änderte, derart, daß der auf das Eisen entfallende prozentuelle Anteil der Belastung zunahm.

Nun war weiter nach Zerstörung der Säulen nicht zu erkennen, daß die Endflächen der Längseisen sich gegen die Endflächen des Betons verschoben hatten, was hätte geschehen müssen, wenn die Federung des Eisens in dem bleibend zusammengedrückten Beton hingereicht hätte, den Gleitwiderstand des Eisens im Beton aufzuheben. Hiernach ist wohl anzunehmen, daß der Beton innerhalb des nicht zerstörten Teiles der Säulen fest an den Eisen haften geblieben ist. — Dieser Umstand zusammen mit demjenigen, daß das Eisen nur elastisch deformiert sein konnte, während der Beton bereits bleibende Zusammendrückungen erlitt, berechtigt zu dem Schluß, daß beim Entlasten zwischen beiden Materialien Wechselspannungen entstanden, derart, daß im Eisen Druckspannungen zurückblieben, im Beton dagegen durch die Federkraft des Eisens Zugspannungen erzeugt wurden.

Daß dies tatsächlich der Fall war, davon zeugt auch die Beobachtung, daß die bleibenden Verkürzungen der Säulen mit Längsbewehrung nach den gleichen Belastungen und der gleichen Lastwechselzahl geringer waren als bei den Säulen ohne Längsbewehrung.

Aus der Literatur über die anderenorts ausgeführten Versuche mit Eisenbetonsäulen sind mir keine Ergebnisse bekannt geworden, die herangezogen werden könnten, um das soeben besprochene Ergebnis damit in Vergleich zu stellen. Nur darauf möchte ich hinweisen, daß Herr v. Emperger bei den in Oesterreich ausgeführten Versuchen im Gegensatz zu den hiesigen beobachtete, daß die Abgleichschicht an den Druckflächen im Bereich der Endflächen der Längseisen sich nach dem Versuch als zerstört erwies.

An dieser Stelle möchte ich auch Gelegenheit nehmen, auf die interessante Arbeit des Herrn v. Emperger über Versuche mit Säulen aus Eisenbeton und mit einbetonierten Eisensäulen hinzuweisen, die nach Erstattung meines Berichtes über die erste Versuchsreihe im Jahre 1908 erschienen ist. Herr v. Emperger steckt für die Konstruktion von Eisen-

betonsäulen als Ziel: „die volle und gleichzeitige Ausnutzung beider Materialien beim Bruch“, und vertritt die Ansicht, daß „die Bruchlast einer Eisenbetonsäule die **Summe** zweier Bruchfestigkeiten sei, die von dem Verhältnis der beiden Elastizitätskoeffizienten **nicht** abhängt“. — Von diesem Gesichtspunkte ausgehend, berechnet v. Emperger die Bruchfestigkeit der Eisenbetonsäulen aus der Gleichung

$$nP = F_e \sigma_e' + F_b \sigma_b',$$

in der P die zulässige Belastung, n den Sicherheitsfaktor, F_e den Eisenquerschnitt, σ_e' die Knickfestigkeit des Eisens, F_b den vom Eisen eingeschlossenen Betonquerschnitt und σ_b' die Druckfestigkeit des Betons bedeuten,

d. h. aus der Knickfestigkeit des Eisens und der Druckfestigkeit des von den Eisen eingeschlossenen Betons. Das Verhältnis der Inanspruchnahme der vereinigten beiden Baustoffe ist also nach seiner Ansicht „nicht durch das Verhältnis der Elastizitätszahlen, sondern durch das Verhältnis der beiden Bruchfestigkeiten bestimmt“. Die Druckfestigkeit des Betons will er hierbei gleich der Würfel Festigkeit in Anrechnung gebracht haben, obgleich, wie er sagt, nicht zu übersehen sei, „daß die Druckfestigkeit des Betons durch die Anwesenheit des Eisens eine ganz bedeutende Erhöhung erfahren kann“.

Die im vorstehenden kurz wiedergegebenen Anschauungen führen v. Emperger nun weiter dahin, die Eisenbetonsäule nicht mehr als einen mit Eisen bewehrten Betonpfeiler, sondern als eine Eisensäule anzusehen, die durch den Beton verstärkt und ausgesteift wurde. Seine Ausführungen enthalten eine Reihe von Gesichtspunkten, an denen man nicht achtlos vorübergehen kann und die mir gestattet sein möge, zunächst eingehender zu besprechen.

Die Grundlage der Empergerschen Berechnungsweise bildet, wie ich bereits hervorhob, die Annahme, daß die Bruchfestigkeit der Säulen durch die Bruchfestigkeiten der beiden vereinigten Baustoffe bedingt sei. Trifft diese Annahme zu, so müssen also die Bruchfestigkeiten, die beiden Stoffen bei Prüfung im einzelnen eigentümlich sind, in der Säule gleichzeitig erreicht werden. Daß dieser Fall gelegentlich einmal eintreten kann, wird niemand bestreiten, daß er aber die Regel sein soll, dieser Anschauung vermag ich mich nicht anzuschließen, auch nicht in voller Würdigung

der Ergebnisse des folgenden Versuches, den v. Emperger unter anderem als Beweis seiner Anschauung anführt.

Es handelt sich um eine Säule, bei der nach Abb. 3 zwei \square -Eisen mit den äußeren Stegflächen parallel zueinander angeordnet und an den Enden durch je zwei Flacheisen,

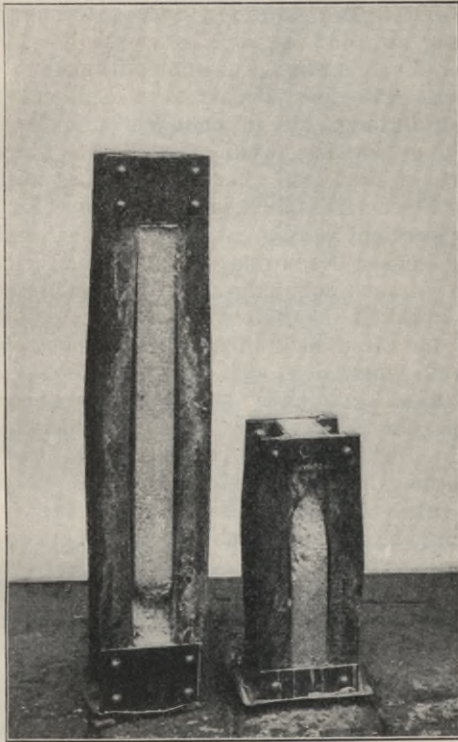


Abb. 3.

die auf die Flanschen aufgenietet waren, mit einander verbunden sind, worauf dann der prismatische Raum zwischen den Stegen mit Beton ausgestampft war. Die Druckfestigkeit des Eisengerippes allein ist zu 114,7 t, die der 8 Wochen alten Säule zu 126,7 t ermittelt. Der Belastungsunterschied von 9 t entfällt somit auf den Beton; er entspricht der Druckfestigkeit von 132 kg/cm². v. Emperger sagt nun zu diesem Ergebnis wörtlich folgendes:

1. „Wir sehen also in dem Moment vor dem Ausknicken der Eisen dasselbe ebenso wie den Beton bis zu seiner höchsten Druckfestigkeit **gleichzeitig** ausgenutzt.“
2. „Das Ausknicken des Eisens tritt erst dann ein, wenn die erzielte bleibende Zusammendrückbarkeit des Betons dies erlaubt.“

Dem zweiten der zitierten Sätze stimme ich mit der Einschränkung zu, daß es sich nicht um die „bleibende“, sondern um die gesamte Zusammendrückung des Betons handelt. Denn das Eisen bedarf zum Einknicken einer bestimmten Verkürzung, die in dem Verbundkörper natürlich nur dann gegeben ist, wenn der Beton hinreichend zusammengedrückt ist. Daß aber in dem Augenblick des Einknickens der Eisen tatsächlich auch die höchste Druckfestigkeit des Betons erreicht worden ist, erscheint mir nicht bewiesen.

Solange dieser Nachweis fehlt, vermag ich aus dem angeführten Versuch nur folgendes herauszulesen: Die Zusammendrückbarkeit des Betons reichte hin, daß das zwischen den Stegen der Eisen befindliche Betonprisma, ohne zunächst selbst zerstört zu werden, sich um den Betrag λ verkürzen konnte, der zum Einknicken der Eisen erforderlich war. Die Tragfähigkeit der Eisen ging beim Einknicken mindestens stark zurück; die hierdurch freigewordene, bis dahin vom Eisen getragene Druckkraft entfiel nun auf das Betonprisma und führte auch dessen Bruch herbei. Die Zerstörung der Säule brauchte also nicht durch gleichzeitige Ueberschreitung der Eigenfestigkeiten beider Verbundmaterialien erfolgt zu sein. Wieviel Lastanteil an der Erreichung der Druckfestigkeit des Betonprismas im Augenblick des Einknickens der Eisen noch fehlte, hängt davon ab, wie weit die in diesem Augenblick erreichte Zusammendrückung λ hinter derjenigen Zusammendrückbarkeit λ_1 noch zurückblieb, die bis zum Bruch des Betonprismas hätte erzielt werden können, wenn es für sich belastet worden wäre. Ich betone hierzu ausdrücklich, daß es sich hierbei selbstverständlich nicht um die Zusammendrückbarkeit des freistehenden Betonprismas handeln kann, sondern um diejenige des zwischen den \square -Eisen stehenden Prismas, also bei teilweiser Behinderung der Querdehnung.

Ich glaube durch meine Ausführungen dargetan zu haben, daß es zur Erfüllung des Zieles, das v. Emperger sich gesteckt hat, nämlich: „die volle und gleichzeitige Ausnutzung beider Materialien beim Bruch“, notwendig ist, solchen Beton zu verwenden, der bei Erreichung seiner Bruchfestigkeit

sich bei dem gegebenen Umschließungszustande gerade um so viel zusammendrückt, als zum Einknicken des Eisens erforderlich ist. Je mehr die Zusammendrückbarkeit beim Bruch des einen der beiden Stoffe die des anderen übersteigt, um so weiter bleibt die Bruchfestigkeit des Verbundkörpers hinter der Summe der Einzelfestigkeiten beider Stoffe zurück; ganz abgesehen von zufälligen Nebenumständen, die bei der Berechnung nicht in Rücksicht gezogen werden können.

Meiner bisherigen Betrachtung lag der Fall zugrunde, daß das Betonprisma im Augenblick des Einknickens der Eisen noch nicht zerstört war. Nun kann aber auch der Fall eintreten, daß zuerst der Beton bricht und nun erst das plötzlich überlastete Eisen einknickt. Dann sind aber m. E. zwei Sonderfälle zu unterscheiden:

1. Der gebrochene Beton findet an der Eisenbewehrung keinen Halt, und
2. die Eisenbewehrung hält den gebrochenen Betonkern fest zusammen, so daß er seitlich nicht ausweichen kann.

Im ersteren Falle braucht die Bruchlast der bewehrten Säule nicht größer zu sein als die der unbewehrten; sie kann im Gegenteil, und zwar je nach der Tragfähigkeit der Längseisen, hinter der Festigkeit der unbewehrten Säule zurückbleiben, da die Bewehrungen die Kontinuität des Betons stören und bekanntlich zum Abplatzen der Oberflächenschichten des Betons, also zu Schwächungen des ursprünglichen Betonquerschnitts zu führen pflegen. — Fälle dieser Art liegen tatsächlich vor.

Wird nun aber der gebrochene Betonkern von der Eisenbewehrung fest zusammengehalten, so daß er seitlich nicht ausweichen kann, so kommt in Frage, wie weit der Beton beim Eintritt der Zerstörung bereits zusammengepreßt, d. h. verdichtet ist, also auch welche Zugspannungen in den Querbewehrungen bereits erzeugt sind, und ob die Streckgrenze der letzteren überschritten wird oder nicht. Je nach der Lage dieser Umstände wird die Zerstörung des Betonkerns sich in einem Abfall der Belastung bemerkbar machen oder ganz unbemerkt sich vollziehen, bis schließlich unter zunehmender Belastung auch das Eisen reißt oder einknickt und nun die Zerstörung der Säule erfolgt.

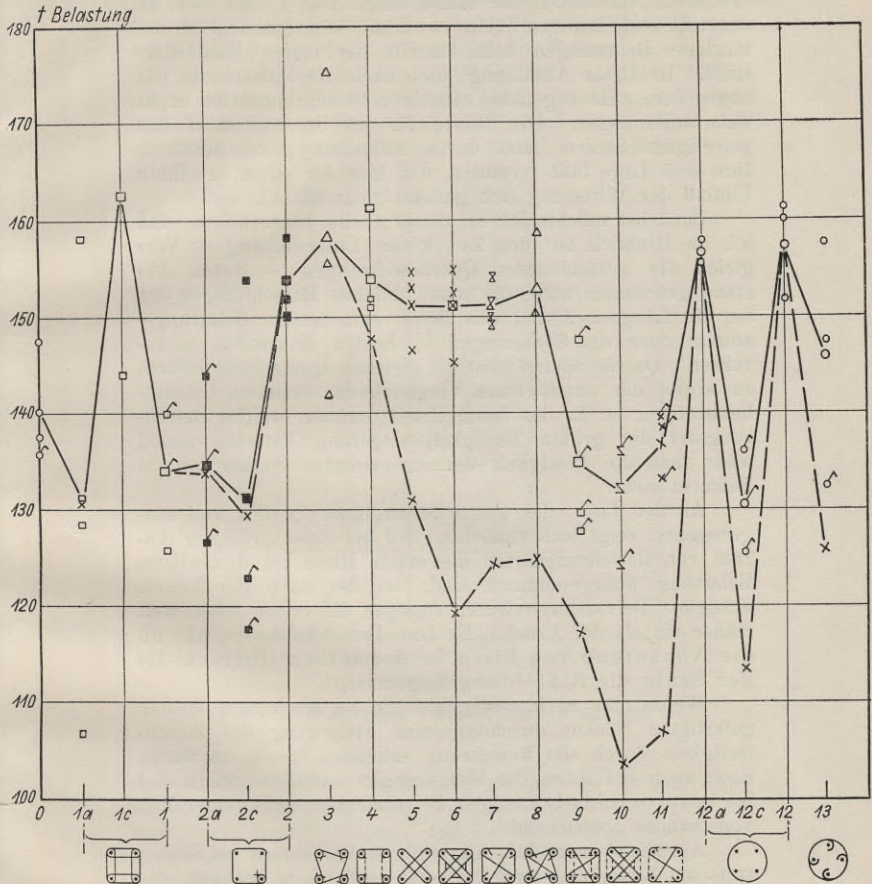
Meine Herren! Sie werden aus dieser Darlegung erkennen, daß ich die Anschauung teile, nach der der Umschließungsgrad der Querbewehrung, aber auch die Zugspannung in der letzteren den Wirkungsgrad der Quer-

bewehrung bedingen. — Ich komme auf diesen Gegenstand später bei Erörterung der Brucherscheinungen nochmals zu sprechen und kehre nun zunächst zur Mitteilung der weiteren Versuchsergebnisse zurück.

Die Versuche mit Säulen, die nur Querbewehrung enthielten, d. h. nicht gleichzeitig mit Längseisen bewehrt waren, haben keine greifbaren Ergebnisse geliefert. Dagegen zeigen die übrigen Versuche, wie auch andere, deutlich, daß der Widerstand der Säulen gegen Druckbelastung durch die gleichzeitige Bewehrung in der Längs- und Querrichtung gesteigert wurde. Die Steigerung tritt nicht nur in verminderter Zusammendrückung, sondern bei höheren Belastungen auch in verminderter Querdehnung zutage.

Inwieweit die Verminderung der Formänderung auf die Wirkung der Längsbewehrung allein zurückzuführen ist, läßt sich nicht erkennen, da keine Versuche vorliegen, bei denen die Säulen lediglich Längsbewehrungen enthielten. Zieht man aber die Brucherscheinungen mit heran, so tritt auch bei diesen Versuchen an dem Ausknicken der Längseisen zwischen zwei benachbarten Querbewehrungen die bekannte Tatsache zutage, daß die letzteren jedenfalls bei hohen Belastungen den günstigen Einfluß der Längseisen unterstützen.

An dieser Stelle möge auf die Versuche von Howard hingewiesen sein. Unter ihnen befinden sich solche mit Säulen, die nur Längsbewehrung enthielten, und Howard schließt aus den erzielten Ergebnissen, daß es vornehmlich die Längseisen seien, die die Festigkeit der Säulen steigern. Er sagt, die Längseisen würden zunächst nur durch den außerhalb liegenden Beton unterstützt. Erst wenn die äußere Betonschicht infolge Verbiegens der Längseisen abgesprengt sei, also bei hohen Belastungen, kurz vor dem Bruch der Säule, kämen auch die Querbewehrungen als Unterstützung der Längseisen zur Wirkung. Die Ursache sucht Howard darin, daß die Querbewehrung nicht von vornherein satt an den Längseisen anliege. — Diesem Umstande wurde nun auch bei Anfertigung der Säulen für die vorliegende Untersuchung Rechnung getragen. Man erachtete es für erforderlich, den etwa bestehenden Zwischenraum zwischen den Längseisen und den Querbewehrungen durch Zementschlamm als Kraftübertrager auszufüllen, und wählte daher hohen Wasserzusatz, um die Schlammbildung zu fördern. Ob das erstrebte Ziel in genügendem Maße erreicht ist, lasse ich dahingestellt. Positive Beobachtungen konnten nach dieser Richtung nicht gemacht werden.



Nummern der Säulen und Form der Querbewehrungen.

Abb. 4. Bruchbelastungen bei den verschiedenartigen Bewehrungen.

Die Bewehrungsarten sind unter der Abszissenachse gekennzeichnet. Bei gleichartiger Querbewehrung ist die Längsbewehrung bei den Säulen a fortgelassen, bei den Säulen c von 200 zu 200 mm durchschnitten. Die mit \wedge versehenen Beobachtungspunkte gelten für Säulen, die bei feuchtem Wetter angefertigt sind.

Die bei den verschiedenen Bewehrungen erzielten mittleren Bruchlasten der Säulen zeigt Abb. 4, und zwar in der voll ausgezogenen Linie, während die gestrichelte die mittleren Belastungen beim Eintritt der ersten Risse darstellt. In dieser Abbildung sind auch die Einzelwerte mit angegeben. Sie liegen bei einzelnen Bewehrungsarten recht weit auseinander. Die Werte für die bei nassem Wetter gefertigten Säulen sind durch Fähnchen gekennzeichnet. Ihre tiefe Lage läßt vermuten, daß hier der schon erwähnte Einfluß der Witterung sich geltend gemacht hat.

Zunächst möchte ich an dieser Stelle hervorheben, daß ich im Hinblick auf den Zweck der Untersuchung — Vergleich der verschiedenen Querbewehrungen — davon Abstand genommen habe, die sonst üblichen Berechnungen der auf die Längseisen und den Beton entfallenden Belastungsanteile oder der Spannungen in beiden Baustoffen auszuführen. Da die Säulen sämtlich gleichen Querschnitt hatten, so ergibt der unmittelbare Vergleich der erzielten Gesamtbelastungen m. E. das beste Urteil darüber, welche Bewehrungsart die größte Festigkeitssteigerung lieferte, zumal wenn man die Festigkeit der unbewehrten Säulen mit in Betracht zieht.

An der Lage der gestrichelten Linie zu der voll ausgezogenen zeigt sich zunächst, daß bei einer größeren Anzahl von Bewehrungsarten die ersten Risse bei derselben Belastung wahrgenommen sind, bei der auch der Bruch erfolgte. Bei anderen traten dagegen die ersten Risse weit früher ein als der Bruch. Es hat den Anschein, als ob die Anhäufung von Eisen in demselben Querschnitt der Säule die Ribbildung begünstigt.

Wenn nun auch wenigstens die bei trockenem Wetter gefertigten Säulen durchweg eine Steigerung der Bruchfestigkeit durch die Bewehrung erkennen lassen, so waren doch auch bei ihnen die Steigerungen auffallend klein und bei den verschiedenartigen Bewehrungen nicht wesentlich voneinander abweichend.

Auffallend war, daß mit wenigen Ausnahmen die Säulen stets am Ende, und zwar an demjenigen Ende brachen, das beim Stampfen nach oben gelegen hatte. Bei den ersten Versuchen stand dieses Ende, das kurz als Säulenkopf bezeichnet sein möge, auch in der Probiemaschine nach oben. Es erschien daher nicht ausgeschlossen, daß die Lage des Bruches durch ungünstige Wirkung des oberen Querhauptes veranlaßt wurde. Um hierüber Aufschluß zu erlangen, ließ ich dann im weiteren Verlauf der Versuche etwa die halbe

Anzahl der Säulen mit dem Kopf nach unten gerichtet prüfen. Auch diese brachen am Kopf. Es war hierdurch der Beweis erbracht, daß die Festigkeit der Säulen am **Kopf**ende geringer war als am **Fuß**ende.

Die Berichte von Bach (1905) und Thullie (1906), soweit sie damals bereits vorlagen, ließen ersehen, daß auch bei diesen älteren Versuchen die Proben in der Mehrzahl an einem Ende gebrochen waren. Auch bei späteren Ver-

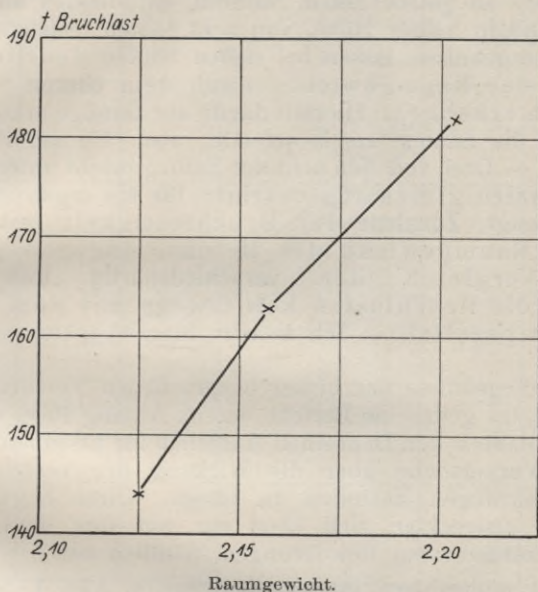


Abb. 5. Beziehungen zwischen Raumgewicht und Bruchlast.

suchen trat dieselbe Erscheinung zutage. In einigen Versuchsberichten war auf diesen Umstand hingewiesen, aber es war weder hervorgehoben, daß es das zuletzt gestampfte Ende war, noch war vor Erstattung meines Berichts eine durch Versuchsergebnisse belegte Erklärung hierfür gegeben. Thullie sagt darüber:¹⁾ „Da bei den früheren Versuchen die Brucherscheinung sehr oft an den Enden sichtbar wurde, so wurden, um von dem Einfluß der allfälligen ungleichmäßigen Auflagerung frei zu sein, die Köpfe und Füße der Säulen verbreitert. Die Einlagen enden in den verbreiterten

¹⁾ Beton u. Eisen 1906, S. 306.

Köpfen und liegen auf Blechstreifen zur besseren Verteilung der Drücke“. — Thullie führte also die Lage der Brüche an den Säulenenden auf ungleichmäßige Auflagerung zurück. — Diese Ursache war bei den Versuchen im Amt ausgeschlossen. Dagegen lag es nahe, sie darin zu suchen, daß beim Einstampfen der Säulen **stehend** die Verdichtung des Betons nach oben hin abnimmt. Um Gewißheit hierüber zu erlangen, ließ ich das Raumgewicht des Betons an getrocknetem Material, entnommen an beiden Enden und in halber Höhe, von acht Säulen feststellen. Die Versuchsergebnisse lassen bei sieben Säulen deutliche **Abnahme** des Raumgewichts nach dem **oberen** Säulenende hin erkennen. Hiermit dürfte zur Genüge erklärt sein, weshalb die Säulen am Kopfende, aber nie am Fußende brachen. — Drei von den acht auf Raumgewicht untersuchten Säulen waren gleichartig bewehrt; für sie ergab sich, wie Abb. 5 zeigt, **Zunahme** der Bruchfestigkeit mit **wachsendem** Raumgewicht des Betons; dagegen gingen beim Vergleich der **verschiedenartig** bewehrten Säulen die Bruchlasten keineswegs mit dem Raumgewicht parallel. — Ich komme hierauf später nochmals zurück.

Die Ergebnisse der bisher besprochenen Versuche, über die der jetzt gedruckte Bericht bereits Anfang 1908 erstattet ist, veranlaßten den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton, noch weitere Vorversuche über die Wirkung der verschiedenen Querbewehrungen anstellen zu lassen. Diese Ergänzungsversuche erstreckten sich aber nur auf fünf der auch in Reihe I untersuchten Bewehrungen, nämlich auf:

- a) Umfangsbügel in Schleifenform (s. Abb. 1, Säule 1),
 - b) einfache Umfangsbügel (s. Abb. 1, Säule 2),
 - c) Diagonalbügel in **S**-Form,
 - d) einfache Umfangsbügel, vereinigt mit zwei Diagonalbügeln (s. Abb. 1, Säule 7), und
 - e) kreisringförmige Bügel (s. Abb. 1, Säule 12).
- Hierzu trat ferner neu hinzu:
- f) die Spiralumwicklung.

Die Querschnittsabmessungen waren die gleichen wie bei Reihe I. Dagegen betrug die Probenlänge statt 2 m nur 0,9 m, und der Bügelabstand statt 20 cm nur 15 cm. Die Wahl der Ganghöhe für die Spirale wurde der Firma Wayss u. Freytag freigestellt; sie betrug 3,5 cm, und dieser Abstand wurde dann auch für die kreisringförmigen Bügel gewählt. Die Längsbewehrungen bestanden bei den bügel-

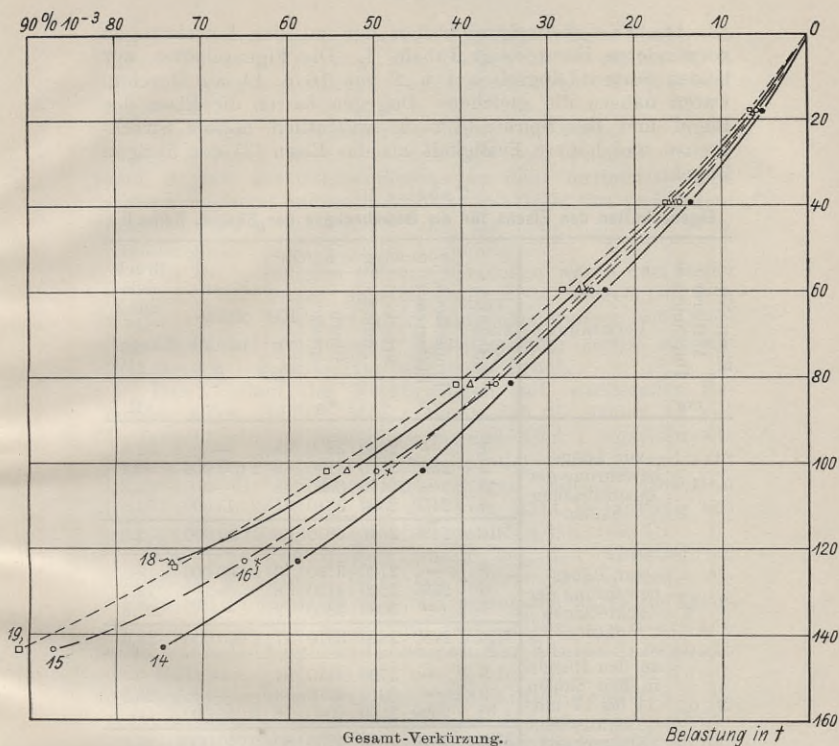


Abb. 6. Mittlere Gesamt-Verkürzung der verschiedenartig bewehrten Säulen bei wachsender Belastung.

Die Nummern der zugehörigen Säulen sind an den Enden der Schaulinien angegeben.

bewehrten Säulen wieder aus vier Längseisen von 16 mm Durchm., dagegen erhielten die ring- und spiralbewehrten Säulen jetzt acht Längseisen von 11 mm Durchm.

Ueber die verwendeten Materialien sei im Vergleich mit den zu Reihe I benutzten kurz folgendes erwähnt.

Der Zement hatte nach den Normenproben um 9 vH. höhere Zugfestigkeit und um 17 vH. höhere Druckfestigkeit.

Der Kiessand und Kies waren gleichen Ursprungs und von der gleichen Mischung wie früher, das Literegewicht des Gemisches war um etwa 4 vH. größer.

Die Festigkeitseigenschaften der zu den Bewehrungen verwendeten Eisen zeigt Tabelle 1. Die Eigenschaften der beiden Sorten Längseisen 1 u. 2 von 16 u. 11 mm Durchm. waren nahezu die gleichen. Dagegen hatten die Eisen der Bügel und der Spirale (4 u. 5) wesentlich höhere Streckgrenze und höhere Festigkeit als das Eisen (3) der übrigen Bügel.

Tabelle 1.

Eigenschaften des Eisens für die Bewehrungen der Säulen, Reihe II.

Eisen Nr.	Mittlerer Durchmesser cm	Verwendung	Versuch Nr.	Spannungen kg/cm ²				Elastizitätsmodul E	Bruchdehnung auf Länge = $11,3\sqrt{f}$ vH.
				Proportionalitätsgrenze σ_P	Streckgrenze σ_S	Bruchgrenze σ_B	100 $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$		
1	1,6	zur Längsbewehrung der quadratischen Säulen	1	—	2660	3890	68	—	32,8
			2	2520	2870	4150	69	2 055 000	30,2
			3	—	2450	3630	68	—	33,8
			4	2460	2580	3810	68	2 045 000	31,3
			Mittel	2490	2640	3870	68	2 050 000	32,0
2	1,1	zur Längsbewehrung der achteckigen Säulen	5	—	2720	3730	73	2 060 000	—
			6	2680	3220	4150	78	—	29,3
			7	—	3030	3860	79	—	27,8
			Mittel	2680	2990	3910	77	2 060 000	28,6
3	0,7	zu den Bügeln in den Säulen 14 bis 17 mit quadratischem Querschnitt	8	—	3700	4440	84	—	—
			9	—	3310	4210	79	—	28,2
			10	2020	3160	4040	78	2 050 000	—
			Mittel	2020	3390	4230	80	2 050 000	28,2
4	0,6	zu den kreisförmigen Bügeln in den achtsseitigen Säulen 20	11	—	—	5920	—	—	—
			12	2270	5680	6310	90	2 040 000	—
			13	—	—	6570	—	—	—
			17	—	6360	6530	98	—	9,6
			18	—	6080	6170	99	—	8,3
			19	—	6290	6720	94	—	6,9
			Mittel	2270	6100	6370	95	2 040 000	8,3
5	0,6	zu den Spiralen in den achtsseitigen Säulen 19	14	—	6330	6440	99	—	—
			15	—	6210	6330	99	—	8,2
			16	2270	5870	6400	92	2 015 000	—
			20	—	6330	6460	98	—	9,3
			21	—	6190	6440	96	—	10,4
			22	—	6340	6340	100	—	10,0
			Mittel	2270	6210	6400	97	2 015 000	9,5

Die Säulen mit Spiralbewehrung wurden durch die Firma Wayss u. Freytag, alle übrigen Säulen wieder durch die Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau angefertigt.

Die Bügel für die Querbewehrung, die wieder um Lehrholzen gebogen waren, wurden mit den Längsstäben vor dem Beginn des Einbetonierens zu dem fertigen Gerippe zusammengesetzt und untereinander mit Draht fest verbunden. Ebenso wurden die Spirale und die Längsstäbe an allen Kreuzungsstellen miteinander verbunden.

Die Beobachtungen bei den Versuchen waren dem freien Ermessen des Amtes anheimgestellt. Sie erstreckten sich wieder auf die Bestimmung der Längenänderungen und Querdehnungen bei stufenweiser Laststeigerung sowie auf die Belastungen bei Ribbildung und beim Bruch.

Den Verlauf der Verkürzungen mit wachsender Belastung zeigt Abb. 6. Man erkennt, daß die Säulen 14 mit Umfangsbügeln in Schleifenform und vier Längseisen die geringsten, die Säulen 19 mit Spiralumwicklung und acht Längseisen die größten Verkürzungen erlitten. Bei den letzteren waren sie bis zu etwa 120 t Belastung sogar größer als bei den unbewehrten Säulen 18.

Die Querdehnungen waren bei den unbewehrten Säulen am größten. Ihnen am nächsten stehen wieder die Säulen mit Spiralbewehrung; am geringsten waren die Querdehnungen bei den Säulen mit Diagonalbügeln. Hiernach sind also die Formänderungen der Säulen innerhalb der Belastungen bis zu 60 vH. der Bruchlast durch die **Spiralbewehrung** am **wenigsten** hintangehalten. An den Säulen mit eingelegten Ringen sind aus Sparsamkeitsrücksichten Formänderungsmessungen nicht ausgeführt, so daß diese Säulen zum Vergleich leider nicht herangezogen werden können.

Zu einem interessanten Ergebnis führte der Vergleich der Längenänderungen mit den Querdehnungen, für gleiche Belastungen an derselben Säule ermittelt. Das Verhältnis beider Werte hatte sich für die unbewehrten Säulen der Reihe I zu 7,0 ergeben, bei denen der Reihe II betrug es dagegen nur 2,0. Die Querdehnung war also bei Reihe II im Verhältnis zur Verkürzung ganz erheblich größer als bei Reihe I. Zieht man nun die Raumgewichte des aus beiden Reihen entstammenden Betons mit in Betracht, so zeigt sich, daß das Raumgewicht des Betons der Reihe I um 4 bis 5 vH. geringer war als das des Betons aus Reihe II. Die verhältnismäßig geringe Quer-

dehnung des Betons aus Reihe I ist daher wohl darauf zurückzuführen, daß bei gleicher Verkürzung das Material geringerer Dichte mehr in sich zusammengepreßt worden ist und sich daher weniger seitlich ausdehnte als das Material von größerer Dichte.

Die Brucherscheinungen waren bei den nur 0,9 m langen Säulen die gleichen wie bei den 2 m langen Säulen der Reihe I. Der Bruch ging wieder vom Kopfe der Säulen aus. Unter der Druckfläche bildete sich die auch aus Druckversuchen mit Würfeln bekannte Pyramide; sie wurde in die Säule hineingedrückt und brachte diese infolge von Keilwirkungen zum Aufplatzen, wie die Abb. 7a bis 7c von unbewehrten Säulen deutlich erkennen lassen.

Die bei den verschiedenen Bewehrungen erzielten Festigkeiten der Säulen zeigt Abb. 8. Die neben den Beobachtungspunkten stehenden Zahlenwerte geben die Verhältnisse, wobei die Festigkeit der unbewehrten Säulen = 100 gesetzt ist. Von den beiden oberen Linien stellt die voll ausgezogene die Bruchfestigkeiten, die gestrichelte die Belastungen beim Beginn der Ribbildung für die 0,9 m langen Säulen dar. Die untere Linie gibt zum Vergleich die Bruchfestigkeiten der 2 m langen Säulen mit derselben Bewehrungsart.

Aus dem Verlauf der beiden oberen Schaulinien zeigt sich, daß unter den 90 cm langen Säulen die unbewehrte die geringste Bruchfestigkeit besaß und die achtseitige Säule mit Spirale die größte; der letzteren am nächsten steht die achtseitige Säule mit kreisringförmigen Bügel.

Unter den Säulen 14 bis 17 mit quadratischem Querschnitt hat diejenige mit einfachem Umfangsbügel die geringste und die mit Umfangsbügeln in Schleifenform die größte Festigkeit ergeben. Diese Beobachtung steht im Widerspruch mit den Ergebnissen, die an den 2 m langen Säulen 2 und 1 erhalten sind; nach ihnen lieferte der Schleifenbügel geringere Festigkeiten als der einfache Bügel.

Die nur mit Diagonalbügeln bewehrten Säulen 16 lieferten höhere Festigkeit als die Säulen 15 mit einfachem Umfangsbügel. Dagegen brachte die Hinzufügung der Diagonalbügel zum einfachen Bügel (Säule 17) keine nennenswerte Festigkeitserhöhung, die Belastung beim Beginn der Ribbildung wurde sogar heruntergedrückt. Hierin liegt eine Bestätigung der gleichen, an den 2 m langen Säulen gemachten Beobachtung und auch wohl des hieran geknüpften Schlusses, daß Anhäufung von mehreren Bügeln in demselben Säulenquerschnitt das Eintreten von Rissen begünstigt.

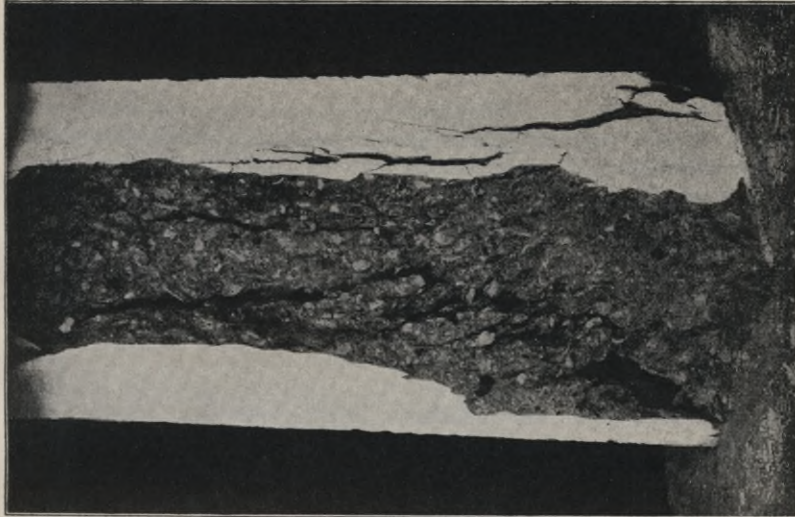
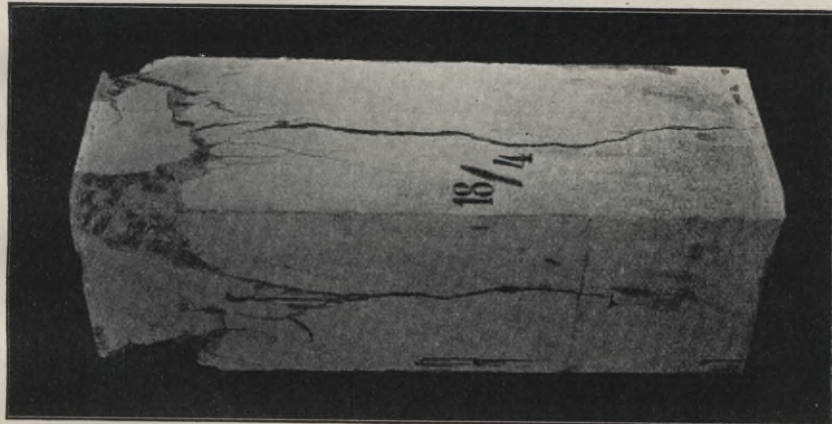
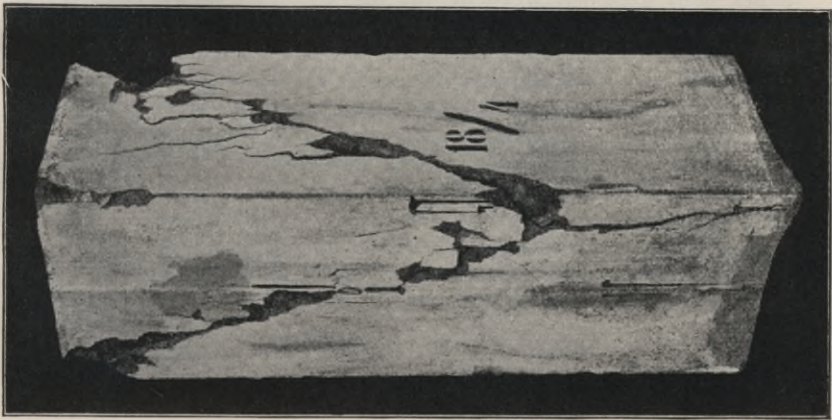


Abb. 7 a, 7 b, 7 c. Unbewehrte Säulen unter der Druckpyramide gespalten.

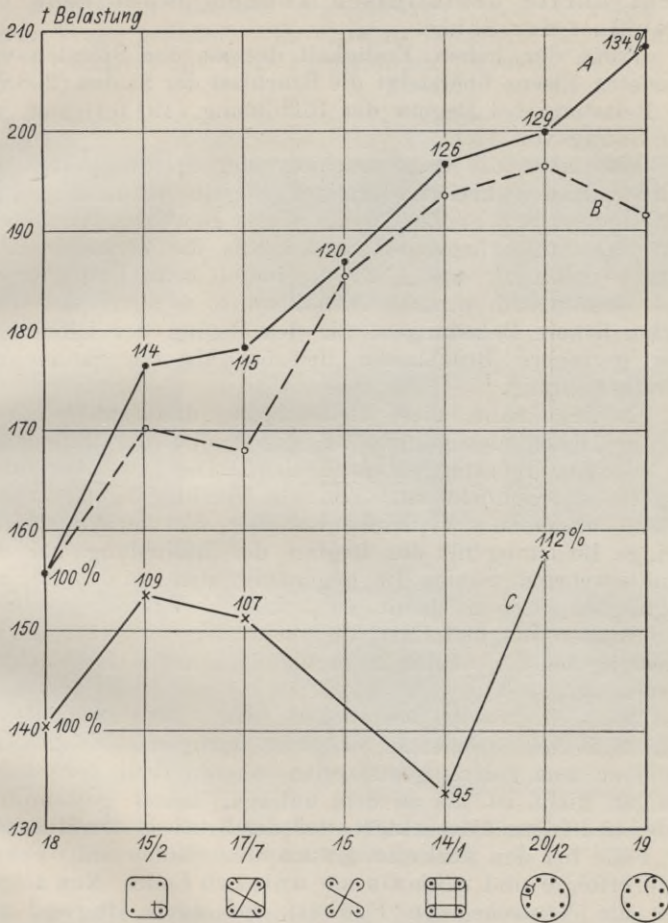
Eine weitere Uebereinstimmung der beiden Reihen I und II mit verschiedenen langen Proben liegt darin, daß die Bewehrung mit Ringen (Säulen 20 und 12) zu höheren Festigkeiten führte als diejenige mit Bügeln. Bei den 90 cm langen Säulen Reihe II ergab sich der Unterschied aber sowohl bei dieser als auch bei allen anderen Bewehrungsarten wesentlich größer als bei den 2 m langen Reihe I, wie die neben den Beobachtungspunkten niedergeschriebenen Verhältniszahlen ohne weiteres erkennen lassen.

Die Ursache für die stärkere Wirkung der Bewehrungen bei den Säulen II dürfte mit der engeren Lage der Bügel, aber auch mit der größeren Dichtigkeit des Betons zu erklären sein. Wie bereits besprochen ist, war die Querdehnung der Säulen Reihe II für gleiche Verkürzungen größer als bei den Säulen Reihe I, ferner war die Querdehnung der bewehrten Säulen bei gleichen Belastungen geringer als bei den unbewehrten, d. h. die Querbewehrung hinderte die Querdehnung zum Teil. Die hiermit verbundene Wirkung der Festigkeitserhöhung mußte aber um so größer sein, je größer die Neigung des Materials war, sich bei Druckbelastung in der Querrichtung auszudehnen, und daher bei Reihe II auch in stärkerer Erhöhung der Bruchfestigkeit der Säulen hervortreten als bei Reihe I, bei welcher der weniger dichte Beton sich unter der Druckbelastung in sich zusammendrückte, also von seiner Beanspruchung weniger an die Querbewehrungen abgab.

Daß die unbewehrten Säulen Reihe II größere Festigkeit besaßen als die der Reihe I, erklärt sich ohne weiteres mit der größeren Festigkeit des Betons der ersteren. Ich glaube nicht, daß man nötig hat, den Einfluß der Längenunterschiede zur Erklärung mit heranzuziehen.

Zur richtigen Beurteilung der hohen Festigkeiten der Säulen mit kreisförmigen Bügeln und Spirale darf nicht außer acht gelassen werden, daß die zu diesen Bewehrungen verwendeten Eisen die außerordentlich hohe Streckgrenze von 5680 und 6140 kg/cm² besaßen, bei Bruchfestigkeiten von 6270 und 6390 kg/cm², während die Spannungsgrenzen bei dem Eisen der anderen Querbewehrungen wesentlich niedriger liegen. Bei ihnen beträgt σ_s nur 3390 kg/cm² und σ_B nur 4230 kg/cm². Wie ich in meinem Bericht eingehend dargelegt habe, berechnet sich die Zugspannung der Spiraleisen beim Beginn der Ribbildung aus der Querdehnung der Säulen und dem Elastizitätsmodul des Eisens zu etwa 1000 kg/cm². Sie erreichte also beim Eintreten der ersten Risse im Beton nicht einmal die Elastizitätsgrenze des Eisens,

geschweige denn seine Streckgrenze. Nun hat sich aber bei den Versuchen mit den Säulen gezeigt, daß deren Bruch, d. h. die Erreichung der Höchstlast, begleitet war von dem



Nummern der Säulen und Form der Querbewehrungen,

Abb. 8. Festigkeit der Säulen mit verschiedenartigen Bewehrungen,

× Säulen Reihe I; ● Säulen Reihe II.

----- Beginn der Rißbildung; ————— Bruchlasten.

Zerreißen der Spirale an einer Stelle, und bei wiederholtem nochmaligen Belasten riß die Spirale dann auch noch an anderen Stellen.

Aus den dargelegten Umständen wird man schließen können, daß besonders hohe Festigkeit des Eisens der Spirale den Beginn der Ribfbildung in den Säulen nicht dürfte beeinflussen können, wohl aber die Bruchlast der Säule.

Trotz der hohen Festigkeit des zu den Spiralen verwendeten Eisens übersteigt die Bruchlast der Säulen (208,6 t) die Belastung bei Beginn der Ribfbildung (191,6 t) nur um den Betrag von 17 t.

Was über die Beanspruchung der Spirale gesagt ist, sollte von den kreisringförmigen Bügeln ebenfalls gelten. Nun sind an den Säulen 20 mit dieser Bewehrungsart leider keine Messungen angestellt, und lassen die Versuche daher keinen Schluß zu, wie hoch die Bügel beim Eintreten der Risse beansprucht waren. Auffallend ist es aber, daß diese Säulen höhere Belastungen, für den Beginn der Ribfbildung aber geringere Bruchlasten lieferten als die Säulen mit Spiralbewehrung.

Es liegt nahe, diese Beobachtung damit zu erklären, daß die Hakenbefestigungen an den Enden der Bügeleisen bei höheren Belastungen nachgaben. Dies ist aber nicht eingetreten, vielmehr sind keinerlei Aufbiegungen an den Haken vorhanden. Vielleicht ist aber die verhältnismäßig geringe Belastung für den Beginn der Ribfbildung bei den spiralbewehrten Säulen 19 gegenüber den Säulen 20 mit eingelegten Ringen damit zu erklären, daß die ersteren wiederholten Be- und Entlastungen unterlagen, während die Belastung bei den Säulen 20 stetig bis zum Bruch gesteigert worden ist.

Wie ich bereits besprochen habe, ist durch die in meinem Bericht erörterten Versuche nachgewiesen, daß der Beton an dem zuletzt gestampften, oberen Ende der Säulen weniger dicht ist als an dem unteren, zuerst gestampften Ende, und hiermit ist erklärt, daß der Bruch in der Mehrzahl der Fälle bei den stehend gestampften Säulen am oberen Ende erfolgte und niemals am unteren Ende. Nun zeigen aber die Versuche von Probst, daß auch liegend gestampfte Säulen fast ausnahmslos an einem Ende brechen. Es liegt kein Grund vor zu der Annahme, daß auch bei liegend gestampften Säulen der Beton nach den Enden hin geringere Dichte und Festigkeit besitzt als in der Mitte. Daher kann der im Materialprüfungsamt festgestellte Unterschied in der Dichte des Betons an beiden Säulenenden lediglich als Begründung dafür angeführt werden, daß die Säulen am oberen und nie am unteren Ende brachen,

keinesfalls aber dafür, daß die Brüche bei den bewehrten Säulen ebenso wie bei den nicht bewehrten überhaupt am Säulenende eintreten und nicht in der Mitte.

Inzwischen hat nun v. Emperger sich ebenfalls zu dieser Frage geäußert. Er erwähnt in seinem Bericht über die in Stuttgart und Wien ausgeführten Versuche (1908, S. 9),

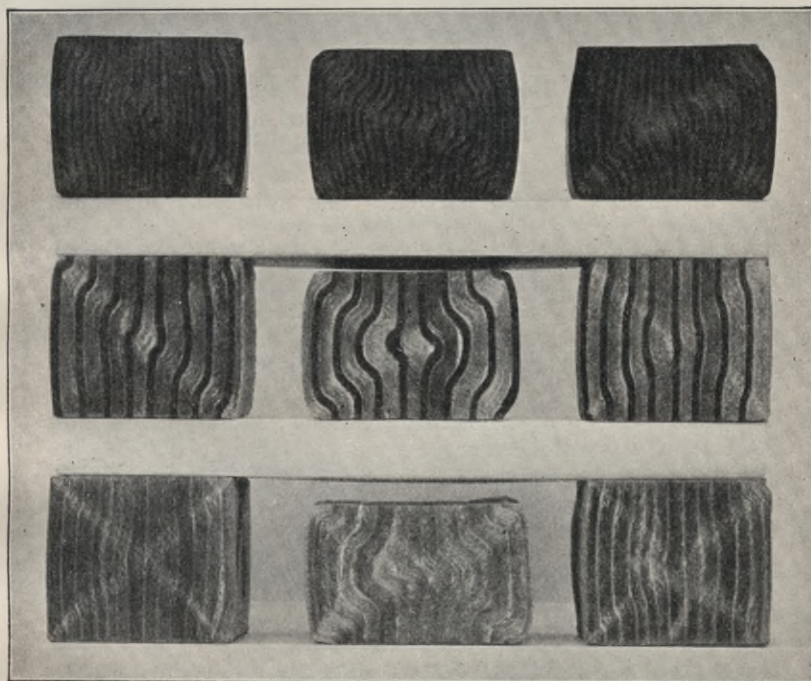


Abb. 9. Auftreten der Schubflächen (Pyramidenbildung) bei Druckversuchen mit Rohhautproben.

daß ein allgemeiner Fehler bei Säulenversuchen „in der mangelhaften Anordnung der Druckflächen zu suchen“ sei, und empfiehlt, entweder die Last gleichmäßig auf die Längseisen zu übertragen, oder wenn dies nicht von vornherein zu erreichen sei, so solle man „den Ausgleich durch ein Zwischenmittel besorgen lassen“. Als Zwischenmittel empfiehlt er eine Zementschicht oder eine Bleiplatte. Der eigentliche Ausgleich finde dann in der Höhe der ersten Bügelverbindung statt. Immerhin verbleibe die Gefahr, daß trotz

aller Vorsichtsmaßregeln der Bruch am Kopf der Säule eintrete, wo sich naturgemäß eine ungleichmäßige Druckverteilung und der schlechtere Beton befände. — Abgesehen davon, daß die Verwendung einer Bleiplatte als Zwischenschicht, wie schon Bauschinger nachgewiesen hat, schädlich wirkt und zu keiner gleichmäßigen Druckübertragung führt, kann ich mich der, wie schon erwähnt, auch von Thullie vertretenen Anschauung nicht anschließen, daß das Brechen der Säulen an den Enden auf mangelhafte Druckübertragung zurückzuführen sei. Ebenso wenig stimme ich mit Probst überein, der die Bruchlage damit zu erklären sucht, „daß die äußeren Kräfte sich zuerst den Enden und dann erst der Mitte mitteilen“. — Meine eigene Anschauung hierüber ist vielmehr die, daß gerade der Bruch am Ende der Säule den normalen Verlauf darstellt, und zwar aus folgenden Gründen:

Aus Druckversuchen mit Würfeln und Prismen ist bekannt, daß bei normalen Druckversuchen sich über den beiden Druckflächen Pyramiden ausbilden, die mit den Spitzen einander zugewendet sind und innerhalb deren das Material nur verhältnismäßig geringe Formänderungen erleidet.

Eine sehr gute Illustration dieses Tatbestandes gibt Abb. 9. Sie stellt Druckproben aus Rohhaut dar, die bekanntlich durch Aufeinanderleimen von Rohhaut unter hoher Druckbelastung hergestellt werden. Die Proben haben infolge ihrer schichtenweisen Zusammensetzung, natürlich senkrecht zu den Schichten, einen anderen Widerstand gegen Formänderungen als in der Richtung der Schichten. Beim Druckversuch bilden sich daher keine Druckpyramiden, sondern Druckkeile aus, deren Stirnflächen die Abb. 9 deutlich erkennen läßt. Betrachtet man nun die Lage der ursprünglich parallelen Schichten, so zeigt sich an den weniger stark zusammengedrückten Proben, daß die Parallelität der Schichten innerhalb der Druckkeile, d. h. innerhalb der von den Schubflächen begrenzten Teile, gewahrt ist.

An Druckproben, die bis zum Bruch belastet sind, gibt sich die geringe Beanspruchung des Materials innerhalb der Druckkegel darin zu erkennen, daß die Kegel ihren Zusammenhalt bewahren. Besonders interessant tritt diese Erscheinung an gewissen Materialien beim stoßweise ausgeführten Druckversuch, dem sogenannten Stauchversuch unter dem Fallwerk, zutage. Abb. 10 zeigt eine solche Stauchprobe. Man sieht, wie hier bei einem ursprünglich



Abb. 10. Stauchprobe aus Messing; Druckkegel und gesprengtes Ringstück.

zylindrischen Körper beim Stauchen ein Kegel sich ausgebildet hat und wie das um den Kegel ringförmig herumgelegene Material zersprengt ist. Ueber die Lage des Kegels will ich hier nur kurz erwähnen, daß seine Spitze beim Versuch in der Regel nach unten gerichtet ist; dagegen möchte ich ganz besonders darauf hinweisen, daß Fälle vorkommen, s. Abb. 11, bei denen der Kegel, wie in dem hier

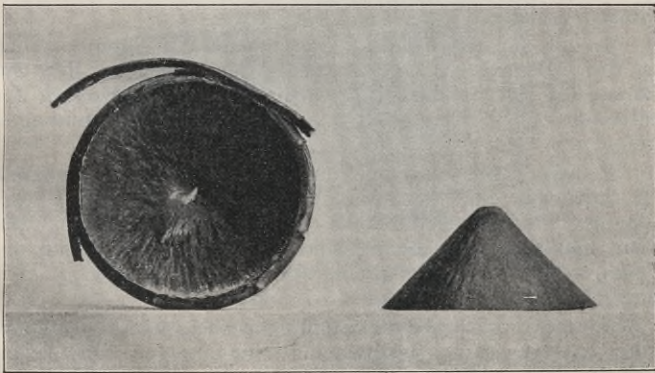


Abb. 11. Stauchprobe aus Messing; Druckkegel und nichtgesprengtes Ringstück.

vorgeführten Bilde, sich frei ausbildete, ohne daß der umgebende Ring zersprengt war. Hieraus schließe ich, daß beim Stauchen und daher wahrscheinlich auch beim Druckversuch zuerst der Kegel oder die Pyramide sich löst, und zwar durch Ueberwindung der Scherfestigkeit in den Mantelflächen, und daß dann

bei weiterem Zusammendrücken der Probe der Ring durch Keilwirkung gesprengt wird.

Ferner ist nun aus Druckversuchen an zylindrischen Proben, die in der Höhenrichtung aus einzelnen gleich dicken, übereinanderliegenden Scheiben zusammengesetzt sind, folgendes bekannt: Derartige Proben nehmen äußerlich die Tonnenform an wie unzerlegte Proben, d. h. der Durchmesser der beiden Endscheiben nimmt am wenigsten, derjenige der mittelsten Scheiben am meisten zu. Trotzdem hat aber die mittelste Scheibe am Rande die größte Dicke bewahrt, während die Endscheiben trotz des kleinsten Durchmessers am Rande am stärksten zusammengepreßt sind. — Nimmt man die Scheiben auseinander, so zeigt sich, daß die beiden Endscheiben in der Mitte nahezu ihre ursprüngliche Dicke beibehalten haben, also plankonvex geworden sind, siehe Abb. 12. Die nächstfolgenden Scheiben sind dementsprechend konkav-konvex, und nur die mittelste Scheibe, die von beiden Seiten gleichartig beansprucht ist, ist bikonkav geworden. — Ueberlegt man nun, welche Spannungen beim Entstehen dieser Formen im Material auftraten, so ergibt sich:

1. daß Streckung des Materials der einzelnen Scheiben in der Querrichtung eintrat. — Entsprechend der Zunahme des Durchmessers waren die Querspannungen in der mittelsten Scheibe am größten. — Zu diesen Querspannungen treten nun

2. noch Biegungsspannungen, entsprechend der Tiefe der konkaven Flächen auf der einen Seite und der Ueberhöhung der konvexen Fläche auf der anderen Seite. Die Tiefe und die Ueberhöhung sind verschieden groß, und die Umfangsflächen der Scheiben sind nicht senkrecht zu den Querschnittsflächen geblieben. Es sind also

3. auch noch Schubspannungen bei der Formänderung zur Geltung gekommen. Nur in den Endflächen und in dem mittelsten Querschnitt traten keine Biegungsspannungen auf.

Die angeführten Beobachtungen dürften zur Genüge beweisen, daß beim einwandfrei ausgeführten Druckversuch trotz gleichmäßiger Verteilung der Druckkraft über die Endflächen keine gleichmäßige Spannungsverteilung in der Probe besteht, daß vielmehr:

1. die in verschiedenen Abständen von den beiden Druckflächen gelegenen Querschnitte verschiedenartig beansprucht sind und

2. an verschiedenen Stellen desselben Querschnitts verschiedenartige und verschieden große Spannungen entstehen.

Innerhalb des Bereiches der Probenlänge, über den die Wirkung der Druckkegel sich erstreckt, herrschen in den einzelnen Querschnitten neben Querkzugspannungen hervorragend Schubspannungen, während außerhalb des genannten Bereiches im wesentlichen nur Querkzugspannungen auf

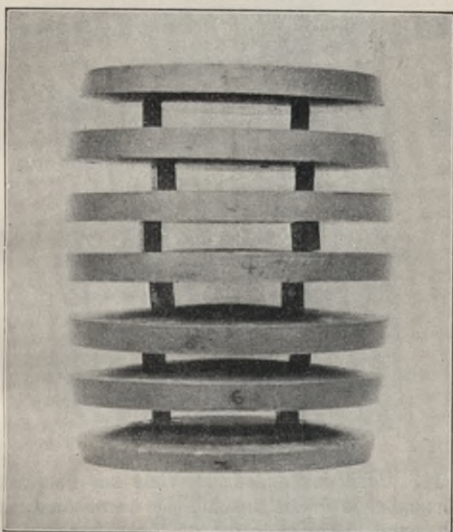


Abb. 12. Druckversuch mit einem aus sieben Scheiben gleicher Dicke bestehenden Zylinder (Blei).

Zerstörung des Materials hinwirken. Hierbei sind die Schubspannungen in einem und demselben Querschnitt am stärksten in denjenigen Flächenteilen, die die Mantelflächen der Kegel bilden. — Das im Querschnitt innerhalb dieser Flächenteile gelegene Material kann nahezu frei von Querkzugspannungen sein, jedenfalls sind diese Querspannungen klein gegenüber denjenigen außerhalb der Druckkegel.

Sobald nun die Fließgrenze auf Schub in den Mantelflächen der Kegel überwunden ist, dringen die letzteren in den Probekörper ein. Hierbei wird das außerhalb der Kegel gelegene Material von den Enden aus angestaucht, so daß es allmählich in die Druckflächen mit übergeht. Als Beispiel

möge Abb. 13 dienen, welche die Druckfläche einer zylindrischen Druckprobe aus Gußeisen zeigt. Es läßt die ziemlich scharf ausgebildete Grenze erkennen zwischen der ursprünglichen Druckfläche und dem Material, das ursprünglich außerhalb des Druckkegels gelegen war und infolge Anstauhens in die Druckfläche übergegangen ist. Dabei ist der Durchmesser der ursprünglichen Druckfläche fast unverändert geblieben.

Gerade die letzte Beobachtung ist es, die mich zuerst zu der oben erwähnten Anschauung führte, daß das Material innerhalb der Druckkegel keine wesentliche Querdehnung er-



Abb. 13. Uebergehen des Materials aus dem Mantel der Druckprobe in die Druckfläche durch Anstauen nach dem Entstehen des Druckkegels.

leidet und unter Umständen ganz frei davon sein kann. Ich glaube, daß diese Umstände gegeben sind in dem Verhältnis zwischen der Belastung, bei der die Quetschgrenze des den Druckkegel bildenden Materials erreicht wird, und derjenigen Belastung, bei der die Schubbewegung, d. h. das Eindringen des Druckkegels einsetzt.

Meine Herren! Die soeben gegebenen Erörterungen über den Verlauf der Zerstörungen beim Druckversuch und die hierbei auftretenden Materialspannungen und Formänderungen führen ohne weiteres zu dem Schluß, daß auch die Säulenenden innerhalb der Längen, über die sich die Wirkungen der Druckkegel erstrecken, am ungünstigsten beansprucht sind. Hiermit ist aber zugleich die Grundlage gegeben für die noch anzustellenden Betrachtungen darüber,

daß auch die Säulen mit Querbewehrungen beim Druckversuch an einem Ende zu Bruch gehen.

Die Querbewehrungen sind, abgesehen von der Unterstützung der Längseisen, dazu bestimmt, die Querdehnungen zu verhindern. Da ist es nun doch natürlich, daß sie dort die schwächsten Wirkungen ausüben werden, wo die Quer-



Abb. 14. Umschnürte Betonsäulen mit zusammenhängendem Betonkern nach dem Einknicken.

dehnungen bei den unbewehrten Proben am geringsten sind, d. h. an den Enden der Säulen. Wenn nun aber, wie meine Erörterungen dargetan haben, wegen der verschiedenartigen Spannungsverteilung die Wahrscheinlichkeit des Bruches in halber Höhe an sich schon geringer ist als die des Bruches an einem der beiden Enden, so kann es nicht weiter befremden, daß auch die Querbewehrungen, eben weil sie an den Enden weniger wirksam sind als in halber Höhe, nicht imstande sind, einen Einfluß auf die Lage des Bruches auszuüben, d. h. den Bruch von den Enden mehr nach der Mitte hin zu verlegen. — Vorausgesetzt ist hierbei natürlich,

daß die Bewehrung innerhalb der ganzen Säulenlänge gleichartig angeordnet ist. — Wenn nun die in meinem Bericht niedergelegten Messungsergebnisse, welche durch die älteren Versuche von Howard (1906) und durch die inzwischen veröffentlichten Versuche von Talbot (1908) volle Bestätigung finden, dargetan haben, daß die Querbewehrungen überhaupt erst bei höheren Belastungen die Querdehnung zu vermindern vermögen, so bleibt noch zu untersuchen, wie es möglich ist, daß die Querbewehrungen dann trotzdem eine beträchtliche Steigerung der Bruchfestigkeit herbeiführten. Wir haben hierbei von der Wirkung der Längseisen natürlich abzusehen, und lassen Sie mich daher meinen Betrachtungen zunächst eine Säule zugrunde legen, die keine Längseisen enthält, sondern lediglich mit einzelnen Ringen oder mit einer Spirale umschnürt ist. Ferner braucht die Betrachtung nach den gegebenen Erörterungen nur auf die Wirkung der Umschnürung an den Säulenenden sich zu erstrecken.

Entgegen der Anschauung von Talbot und Twelvetrees, daß die Bewehrungen erst in Wirkung treten, wenn die Bruchlast des reinen Betons erreicht ist, weisen die Versuche von Wayss & Freytag, bei denen sehr stark eingeknickte Säulen (Abb. 14) selbst nach dem Abwickeln der Spirale noch transportfähig blieben, ohne zu zerfallen, darauf hin, daß die Zusammendrückbarkeit des Betons ohne Zerstörung durch die Umschnürung gesteigert werden kann. Ein durchschlagender Beweis wäre m. E. hierfür nur dadurch zu erbringen, daß umschnürte Betonzylinder gleicher Zusammensetzung um verschiedene Beträge zusammengedrückt werden und dann nach Entfernen der Umschnürung an ihnen festgestellt wird, bei welcher Zusammendrückung die Zerstörung eingetreten ist. — Da nun der unmittelbare Beweis für die erhöhte Zusammendrückbarkeit zur Zeit noch fehlt, will ich auf diese Frage nicht weiter eingehen, sondern wende mich der Erhöhung der Bruchfestigkeit der Betonsäulen durch die Querbewehrung zu. Daß sie tatsächlich besteht, ist durch die vorliegenden Säulenversuche zweifelsfrei nachgewiesen, und daher muß m. E. die Querbewehrung imstande sein, die Entstehung des Druckkegels hintanzuhalten. — Um dies zu erklären, verweise ich zunächst auf die Versuche von Bauschinger, bei denen die Druckflächen der Proben nicht in ihrer ganzen Ausdehnung zur Lastaufnahme dienten, sondern nur Streifen dieser Flächen belastet waren.

Die Versuche ergaben folgendes:

1. Die Bruchspannung des Materials, bezogen auf die belastete Fläche, war größer, wenn nur ein Streifen der Endfläche beansprucht wurde, als wenn die ganze Fläche zur Kraftübertragung diente.
2. Lag der beanspruchte Streifen symmetrisch zur Endfläche (s. Abb. 15a), so bildete sich unter dem Druckstück ein Keil aus, der die Probe der Länge nach spaltete und dessen Seitenflächen die gleiche Neigung zur Grundfläche hatten, d. h. die Grundwinkel α und β (Abb. 15a) waren gleich groß.
3. Rüdte der beanspruchte Streifen nach der Seite hin (Abb. 15b), so nahm die Bruchspannung ab und der Grundwinkel α war kleiner als β , d. h. er war auf der Seite des geringsten Abstandes vom Rande der Endfläche der kleinere.

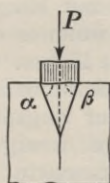


Abb. 15 a.

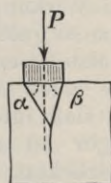


Abb. 15 b.

Eine Erklärung für diese dritte Beobachtung gibt Bauschinger leider nicht. Ich glaube sie darin finden zu sollen, daß der Druckkeil in solcher Form sich ausbildet, daß die Gleitwiderstände auf beiden Keilflächen gleich groß sind.

Unter der Annahme, daß die spezifische Schubfestigkeit des Materials in allen Flächen die gleiche ist, ist der Gleitwiderstand bedingt durch den seitlichen Flächendruck und durch den Gleitwinkel, derart, daß der Keilwinkel α oder β um so kleiner sein muß, je geringer der Flächendruck ist. Da der Probekörper unter dem Keil gespalten wird, so sind die Flächendrucke auf die beiden Keilflächen gegeben durch die Biegungswiderstände der beiden Spaltteile. Diese Biegungswiderstände sind aber um so größer, je dicker der Spaltteil ist, und daher ist m. E. auch infolge geringeren Flächendruckes der Keilwinkel α kleiner als β , wenn der belastete Streifen einseitig liegt, und $\beta = \alpha$, wenn er symmetrisch zur Endfläche angeordnet ist. — Im weiteren

Verfolg dieser Betrachtungen über die Ausbildung der Keilwinkel erklärt sich nun auch die Beobachtung, daß die spezifische Bruchlast bei streifenweiser, symmetrischer Belastung der Endflächen größer ist als bei Belastung der ganzen Fläche, zwanglos damit, daß der Gegendruck auf die Flächen der Druckkeile im ersteren Falle der größere ist.

Was für die Entstehung des Druckkeiles gilt, muß aber in analoger Weise auch für die Entstehung der Druckkegel oder Pyramiden bei Prüfung von Säulen maßgebend sein.

Wie durch die Querdehnungsmessungen nachgewiesen ist, hält die Umschnürung die Querdehnung, besonders bei Belastungen nahe der Bruchlast, zurück, und demgemäß steigert sie den Flächendruck auf die Seiten der Pyramide oder des Kegels und veranlaßt m. E. aus diesem Grunde die Steigerung der Bruchfestigkeit der Säule. Naturgemäß ist diese Wirkung bei Säulen mit Ring- oder Spiralschnürung um so größer, je vollkommener die Umhüllung des Betons ist, also je enger die Ringe liegen. Ihre Wirkung wird dann, wie auch von anderer Seite bereits betont ist, dadurch erhöht, daß infolge geringerer Zugspannungen ihre Dehnung geringer ist und die Ringe weniger tief in den Beton sich eindrücken. Das Vollkommenste in dieser Beziehung wäre die Umhüllung mit einem Blechmantel.

Meine Herren! Diese Betrachtungen führen nun zu der Erwägung, ob es zweckmäßig und sachgemäß ist, bei Druckversuchen, welche die Unterschiede in der Wirkung der verschiedenartigen Bewehrungen erkennen lassen sollen, besondere Maßnahmen zu treffen, welche die normale Zerstörung der Säulen an den Enden verhindern. Probst hat diese Frage in einem seiner letzten Aufsätze verneint. M. E. ist bei ihrer Beantwortung im Auge zu behalten, daß es sich um Versuche handelt, die den praktischen Wert der Bewehrungen dartun sollen. Daher ist auch die Entscheidung davon abhängig zu machen, wie die Anordnung der Säulen im Bauwerk getroffen zu werden pflegt. Nun dürften Säulen, bei denen die Längseisen in der Nähe desjenigen Säulenquerschnittes stumpf enden, in welchem die Säule an den von ihr zu tragenden Bauteil anschließt, nicht zur Ausführung kommen; man wird vielmehr die Längseisen entweder zur Ausbildung der nächstfolgenden darüber stehenden Säule senkrecht weiterführen oder seitwärts in den zu tragenden Teil ablenken. In beiden Fällen erhält das Säulenende durch die benachbarten Bauteile sicherlich eine

gewisse Unterstützung, die m. E. auch die Anwendung verstärkter Säulenden bei den Versuchen gerechtfertigt erscheinen läßt.

Die weitere Frage ist nun: Wie sollen die Verstärkungen angeordnet werden? Da möchte ich zunächst gegen die Anschauung mich wenden, daß es zweckmäßig sei, die Enden der Längseisen umzubiegen. Das Umbiegen erfolgt in der Absicht, eine bessere Druckübertragung auf die Eisen zu erzielen und um zu verhüten, daß die kleinen Betonzylinder zwischen den Endflächen der Längseisen und der Druckfläche zerstört werden und nun sprengend auf das umliegende Material wirken. Meine Herren! Daß diese vermeintliche Sprengwirkung überhaupt eintritt, bestreite ich. Bei den im Amt ausgeführten Versuchen ist sie in keinem einzigen Falle eingetreten. Ihre Verteidiger wollen sie darauf zurückführen, daß die Längseisen schließlich so hohe Druckbelastungen auf die fraglichen kleinen Zylinder ausübten, daß letztere zerstört werden mußten. Diese Belastungen seien wesentlich größer als die Druckfestigkeit des Betons. — Man übersieht hierbei, daß es sich bei sachgemäßer Anordnung der Längseisen nur um Zylinder von geringer Höhe, also um Platten handelt, und daß die Druckfestigkeit der Platten ganz wesentlich größer ist als die Würfel Festigkeit, ja, daß plattenförmige Körper der fraglichen Art, selbst wenn sie frei zwischen ebenen Druckplatten geprüft werden, überhaupt nur an den Rändern ausbrechen. Die Zerstörung beschränkt sich auf den Ring mit dreieckigem Querschnitt, der außerhalb der beiden Druckpyramiden liegt, die bei Platten stark abgestumpft sind. — Biegt man die Enden der Längseisen um, so sind die Eisen beim Belasten der Säule infolge Zusammenpressens des Betons auf Biegung beansprucht, und die Gefahr des Ausknickens und der Sprengwirkung auf den Beton ist gesteigert. — Aus diesen Gründen erscheint es mir auf alle Fälle das Beste, wenn bei den Probesäulen die Längseisen an den Enden senkrecht zur Achse bearbeitet und bis nahe an die Endflächen der Säulen herangeführt werden.

Was nun die Form der verstärkten Enden betrifft, so unterlasse ich es, mit bestimmten Vorschlägen hervortreten. Völlige Klarheit werden hier nur einschlägige Versuche bringen können. Ich möchte aber darauf hinweisen, daß es mir notwendig erscheint, daß der Uebergang vom Säulenschaft zum -kopf so gewählt wird, daß der Kopf die Querdehnung **an diesen Stellen möglichst wenig** behindert.

Läßt man diese Maßnahme außer acht, so bleibt die Wirkung der Querbewehrung am Schaftende wie an den Enden der Säulen ohne Kopf weitaus am geringsten, und die Brüche erfolgen nun unmittelbar unter dem Kopf, und zwar wieder unter Entstehung der Druckpyramide an dieser Stelle. Die Versuche von Thullie lassen dies deutlich erkennen.

Meine Herren! Bei meinen bisherigen Betrachtungen über die Wirkung der Bewehrungen habe ich den Einfluß unbeachtet gelassen, den die Dichte des Betons auf das Ergebnis ausübt. Die in meinem Säulenbericht niedergelegten Ergebnisse weisen darauf hin, daß dieser Einfluß nicht ohne Bedeutung ist. Gestatten Sie mir daher auch hierüber noch einiges zu sagen. Auch diese Betrachtungen möchte ich wieder auf Erfahrungen aus anderen Versuchen stützen, und zwar wähle ich hierzu die Versuche von Herrn Geh. Rat Martens über den Einfluß allseitiger Umschließung auf die Druckfestigkeit der Baustoffe verschiedener Dichte. Martens prüfte die Druckfestigkeit an sauber bearbeiteten zylindrischen Proben, indem er sie in einen starken stählernen Umhüllungskörper einführte, der mit einer Bohrung versehen war, deren Durchmesser genau gleich dem Durchmesser der Probe war. Ein Stahlstempel von demselben Durchmesser bewirkte den Druck. Hierbei ergab sich naturgemäß, daß vollkommen dichte Materialien, z. B. Blei, in der allseitigen Umschließung keine Formänderungen erleiden, während weniger dichte Stoffe so lange ihre Länge vermindern, als die Hohlräume im Material Zusammendrückungen gestatten. Bei hinreichender Zahl und Größe dieser Hohlräume tritt auch bei allseitiger Umschließung der Probe deren Zerstörung ein. Z. B. zeigen sich an Holzproben ganz ähnliche Zerstörungserscheinungen wie bei frei zwischen den Druckplatten stehenden Proben. — Ich meine, dies ein Beispiel reicht hin, zu erklären, daß die Wirkung der Umfangsbewehrung bei Betonsäulen um so geringer ist, je geringer die Dichte des Betons ist, und daß die Zerstörung des Betons eintreten kann, bevor die Umschnürung selbst bei vollkommenster Ausführung voll zur Wirkung kommt. Unter diesen Umständen kann es nicht befremden, wenn bei den im Amt unter Reihe I ausgeführten Versuchen die Wirkung der Querbewehrungen sich geringer erwies als bei den Versuchen Reihe II. Es ist nachgewiesen, daß der Beton bei Reihe II dichter war und größere Querdehnungen zeigte als der Beton der Reihe I.

Meine Herren, ich bin am Schluß. Ich danke Ihnen für die Aufmerksamkeit, die Sie meinen Ausführungen geschenkt

haben. Ich verbinde mit meinem Dank den Wunsch, daß die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton sich gestalten mögen zu einem Merkstein deutschen Wissens und vorurteilsfreien Forschens, zu einer Stütze für die Beurteilung und Ausbildung standsicherer Bauten und zu einer Säule für den statisch bestimmten Fortschritt des Wohlstandes Ihrer Industrie.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

S. 61

Verlag von Wilhelm
Wilh

Folgende Sonderdrucke
sind aus der Zeitschrift

Wasserkraftanl

Von Dr.-Ing. J. Bosch
1910.

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

|| 31313
L. inw.

Kdn., Czapskich 4 — 678. I. XII. 52. 10.000

Die Eisenbetonliteratur bis Ende 1910.

Gesammelt in der Zeitschrift „Beton u. Eisen“ von Ingenieur
R. Hoffmann und nach den Kapiteln des „Handbuchs für
Eisenbetonbau“ geordnet. 1911. Geheftet Preis 4 Mk.

Druckverhältnisse in Silozellen.

Ein Beitrag zur Berechnung von Silowänden.
Von E. Lufft, Regierungsbaumeister. — Mit 19 Abbildungen.
1910. Geheftet Preis 1,40 Mk.

Der Eisenbetonbau bei den neuen von der k. k. Eisenbahndirektion hergestellten Bahnlinsen Österreichs.

Von A. Nowak, Ingenieur. Mit 81 Textabbildungen und
6 Tafeln. 1907. Geheftet Preis 4 Mk.

Österreichische Betonbestimmungen

Österreichische Regierungsvorschriften, betreffend
die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton
oder Betoneisen bei Hochbauten und Straßen-
brücken. Reichsformat.
1908. Geheftet Preis 0,50 Mk. und 0,10 Mk. Postgeld.

In Vorbereitung befindet sich:

Neuere Bauausführungen in Eisen- beton bei der Württembergischen Staatseisen- bahnverwaltung. Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Tübingen. Die Talbrücken der Nebenbahn Schorndorf—Welzheim. Von Baurat Jori und Professor Schächterle, Stuttgart. 1911.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298358