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

Band: 2 (1936)

Rubrik: IIb. Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung des Betons

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 01.12.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

II b

Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung des Betons.

Moyens d'augmenter la résistance à la traction et de diminuer la formation des fissures dans le béton.

Means of increasing the tensile strength of concrete and reducing cracking.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb 1

Erhöhung der Zugfestigkeit und Verminderung der Rißbildung des Betons.

La résistance à la traction et la fissuration du béton.

Tensile Strength and Formation of Cracks in Concrete.

E. Bornemann,
Regierungsbaumeister a. D., Berlin.

Einleitung.

Risse im Beton zu vermeiden und unvermeidliche Risse in unschädlichen Grenzen zu halten, ist von jeher ein Ziel der Baustoff-Forschung und baulichen Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues gewesen, dessen Bedeutung mit dem Bestreben, höhere Beanspruchungen zuzulassen, noch gewachsen ist. Dabei ist stets die enge Abhängigkeit der Rißbildung von der Zugfestigkeit des Betons und die Notwendigkeit, diese zu steigern, betont worden. Der nachfolgende Bericht soll einen Überblick über den gegenwärtigen Stand der Erkenntnisse auf diesem Gebiete liefern.

I. Zugfestigkeit des Betons.

a) *Messen der Zugfestigkeit des Betons.*

Die Zugfestigkeit des Betons kann entweder unmittelbar durch Zugversuche oder mittelbar durch Biegeversuche gemessen werden. Der Zugversuch wird verhältnismäßig selten angewandt, weil er nur mit kostspieligen Prüfmaschinen und schwieriger herzustellenden Probekörpern ausgeführt werden kann und außerdem eine größere Sorgfalt bei der Prüfung erfordert als der Biegeversuch. Dazu kommt, daß der Biegeversuch der meistens vorliegenden Beanspruchung des Betons mehr entspricht als der Zugversuch.

Bei beiden Prüfarten ist das Ergebnis von der Querschnittsgröße der Probekörper abhängig, derart, daß der größere Körper in der Regel kleinere Festigkeiten ergibt (1 S. 84). Der Grund hierfür ist in erster Linie in Eigenspannungen zu suchen, die z. B. beim Austrocknen der Körper entstehen (1 S. 87) (vgl. I c 8). Beim Biegeversuch ist außerdem die Lastanordnung zu beachten. Zwei Einzellasten in einem gewissen Abstand ergeben im Durchschnitt eine kleinere Biegebruchspannung als eine Einzellast, weil sich bei zwei Lasten die höchste Beanspruchung auf den ganzen Abschnitt zwischen den Lasten erstreckt und deshalb eher die schwächsten Stellen im Beton erfaßt (1 S. 93). Die aus Zug- und Biegeversuchen an demselben Beton mit den üblichen Annahmen (gleichförmig verteilte Spannung beim Zugversuch, geradlinig verteilte

Spannung beim Biegeversuch) errechneten Bruchspannungen stimmen nicht überein, vielmehr ist die Biegebruchspannung größer als die Zugfestigkeit. Dies rührt vorwiegend daher, daß zwischen den Lastangriffstellen die höchste Spannung beim Zugversuch gleichzeitig in allen Punkten eines Querschnitts, beim Biegeversuch dagegen zunächst nur in der äußersten Randzone auftritt (1 S. 93). Dazu kommt, daß in der Zugzone des Betons schon unter geringen Beanspruchungen keine Proportionalität zwischen Spannungen und Dehnungen besteht, so daß die Spannungsverteilung den Voraussetzungen bei der Spannungsberechnung nicht entspricht (4 S. 39) (39 S. 73).

b) *Verhältnis zwischen Zug-, Biege- und Druckfestigkeit.*

Ein gesetzmäßiger Zusammenhang zwischen Zug-, Biege- und Druckfestigkeit des Betons, der einen sicheren Rückschluß von der einen auf die andere Festigkeit erlaubte, ist bisher nicht gefunden worden. Soweit Mitteilungen über Verhältniswerte vorliegen, streuen diese stark.

Graf (1 S. 92) fand zwischen der Druckfestigkeit, ermittelt an Würfeln mit 30 cm Kantenlänge und der Zugfestigkeit an Körpern mit 400 cm² Querschnitt $K_d : K_z = 8$ bis 17; *Guttmann* (3) an Würfeln und Zugkörpern mit 100 cm² Querschnitt $K_d : K_z = 14$ bis 28. In beiden Fällen ist die Streuung der Verhältniswerte also etwa gleich groß, während ihre absolute Größe offenbar von den Abmessungen der Probekörper beeinflußt ist.

Für das Verhältnis der Druckfestigkeit zur Biegefestigkeit gibt *Graf* (2 S. 83) auf Grund einer großen Zahl von Versuchen $K_d : K_b = 4$ bis 12 an.

Die Streuung des Verhältnisses zwischen Biege- und Zugfestigkeit fällt entsprechend groß aus. *Graf* (2 S. 91) fand bei 400 cm² Zugquerschnitt $K_b : K_z = 1{,}6$ bis 2,9 und als Höchstwert bei Schleuderbeton 3,5, während *Guttmann* (3) bei 100 cm² Zugquerschnitt und Biegebeanspruchung durch 1 Einzellast $K_b : K_z = 2{,}3$ bis 4,2 und *Dutron* (5) bei demselben Zugquerschnitt, jedoch Biegebelastung mit 2 Einzellasten, $K_b : K_z = 1{,}3$ bis 2,0 beobachtete. Aus dem Unterschied der beiden letzten Zahlengruppen geht der Einfluß der Belastungsanordnung gemäß den Darlegungen unter I a hervor.

Bei den Streuungen ist allerdings zu beachten, daß Mischungen verglichen wurden, die sich zugleich in mehreren Einflußgrößen unterschieden. Würde man die Zahl der Veränderlichen beschränken, so würde man wahrscheinlich eher eine gesetzmäßige Beziehung finden. *Hummel* gibt nach seinen Beobachtungen zwischen der Biegefestigkeit und Druckfestigkeit die Gleichung $K_b = K_d^{x}$ an (6 S. 15). Aus anderen Versuchen kann man mit gleicher Wahrscheinlichkeit schließen, daß zwischen der Zug- und Druckfestigkeit eine entsprechende Beziehung $K_z = K_d^{y}$ besteht. Diese beiden Gleichungen besagen, daß die Zug- und Biegefestigkeiten mit wachsender Druckfestigkeit zunehmen, jedoch nicht im gleichen Verhältnis wie die Druckfestigkeiten, sondern umso langsamer, je größer die Druckfestigkeiten werden. Wie nach den oben angegebenen Streuungen der Verhältniswerte $\frac{K_d}{K_b}$ und $\frac{K_d}{K_z}$ zu erwarten, sind x und y keine für alle Fälle gültigen Festwerte. x schwankt vielmehr wahrscheinlich zwischen 0,55 und 0,70 und y zwischen 0,45 und 0,60 (vgl. Zusammenstellung 1). Trotzdem ermöglichen die Exponenten x und y eine zuverlässigere Beurteilung der Wirkung

Zusammenstellung 1.

Einfluß der Zusammensetzung des Betons auf die Zug- und Biegefestigkeit.

Gruppe	Versuche von	Zuschlagstoffe	Sieblinie des Sandanteils nach Bild 1	Körnung 0/0,2 mm Sand %	Sandanteil am gesamt Zuschlag %	Zement in 1 m³ Beton kg/m³	Wasserzementverhältnis W	Biegezug-festigkeit K_b (K_z) kg/cm²	Druckfestigkeit K_d kg/cm²	x (y) für $K_b = K_a^x$ $K_z = K_d^y$	Steife
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Bach u. Graf (13) S.42	Natursand u. Kies	unter B	2	58	~240	0,82	(12)	138	(0,513)	sehr weich
			"	2	55	~320	0,61	(17)	201	(0,534)	
			"	2	57	~430	0,50	(23)	264	(0,560)	
2	Graf (11) S.40	Natursand u. Kies	A	—	43	264	0,63	41	278	0,659	weich
			B	22	60	257	0,77	36	183	0,687	
			unter C	40	71	254	0,98	18	133	0,620	Ausbreitmass ~ 51 cm
			C	44	80	250	1,17	13	81	0,586	
			A	—	43	308	0,52	50	301	0,686	
			B	17	59	297	0,65	44	242	0,689	
			unter C	37	71	294	0,81	29	170	0,656	
			C	44	79	296	0,96	16	119	0,581	
			A	—	40	353	0,51	48	362	0,657	
			B	12	58	343	0,58	46	256	0,690	
			unter C	34	70	351	0,67	37	251	0,654	
			C	44	79	367	0,68	24	166	0,621	
3	Hertel (15)	Natursand u. Kies									weich
			unter B	9	38	306	0,70	29	240	0,616	
			" B	7	46	302	0,70	37	250	0,653	
			über C	15	95	300	1,00	14	90	0,584	
		Natursand u. Splitt (Basaltspl. gedrungen)	C	11	37	310	0,72	31	195	0,686	
			B	13	41	307	0,72	30	238	0,619	
			über A	8	50	303	0,72	36	244	0,651	
4	Gutmann (3)	Natursand u. Kies	unter B	8	43	278	0,60	(18)	354	(0,484)	weich
			"	8	54	275	0,60	(21)	353	(0,520)	
		Brechsand u. Splitt (Basalt)	unter B	8	43	301	0,68	(16)	303	(0,486)	
			"	8	54	300	0,68	(21)	305	(0,533)	
5	Bach u. Graf (13) S.28	Natursand u. Kies	unter B	2	55	~320	0,61	(17)	201	(0,534)	sehr weich
		Natursand u. Splitt (Basalt)	B	6	56	~350	0,77	(21)	197	(0,573)	
		Brechsand u. Kies (Basalt)	unter B	13	55	~320	0,90	(17)	157	(0,558)	
		Brechsand u. Splitt (Basalt)	B	17	56	~350	1,05	(16)	124	(0,572)	
6	Graf (17) S. 5+6	Natursand									
		Natursand u. Kies	über C	5	40	301	0,69	40	265	0,661	wenig weich
		Natursand u. Splitt (Basaltspl. gedrungen)	"	6	40	300	0,71	38	193	0,691	Ausbreitmass
		Natursand u. Splitt (Basaltspl. flach)	"	5	40	299	0,71	41	227	0,685	~ 40 cm
		Natursand u. Kies	"	5	40	297	0,76	32	207	0,650	flüssig
		Natursand u. Splitt Basaltspl. gedrungen	"	6	40	308	0,93	24	109	0,678	Ausbreitmass
		Natursand u. Splitt Basaltspl. flach	"	5	40	295	0,87	25	155	0,638	~ 67 cm
7	Dutrun (5)	Natursand u. Kies				346	0,50	(20)	384	(0,507)	weich
		Natürs. u. Splitt (Porphyr)				350	0,55	(21)	335	(0,526)	
		Natursand u. Splitt (Hochofenschlacke)				355	0,60	(25)	350	(0,553)	
		Brechsand u. Splitt (Porphyr)				365	0,67	(24)	273	(0,569)	
		Brechsand u. Splitt (Hochofenschlacke)				360	0,74	(22)	247	(0,561)	
8	Walz (18)	Natursand u. Kies	A	2	42	254	0,54	57,5	330	0,698	(1) erdfeucht
						250	0,64	51,0	280	0,698	(2)
			A	2	42	345	0,46	63,5	445	0,681	(1)
						343	0,50	59,5	395	0,684	(2)

1) gerüttelt
2) gestampft

bestimmter Maßnahmen auf das Verhältnis der Biege- oder Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit als die einfachen Verhältniswerte zwischen diesen Festigkeiten, weil die Exponenten die von der Höhe der Druckfestigkeit abhängige Schwankung der Verhältniswerte offenbar befriedigend erfassen.

c) *Einflüsse auf die Zugfestigkeit des Betons.*

Wenn die Aufgabe gestellt ist, die Zugfestigkeit des Betons zu erhöhen, so müssen alle Größen und Vorgänge untersucht werden, die die Eigenschaften des Betons beeinflussen können, das sind der Zement, die Gesteinsart, Kornform und Körnung der Zuschläge, die Mischung aus Zement, Zuschlägen und Wasser, die Verarbeitung, die äußeren Bedingungen während der Erhärtung und später, wie Temperatur und Feuchtigkeit, das Alter und die Belastung.

1. *Zement.*

Da die Festigkeit des Betons erst durch die Bindekraft des Zements herbeigeführt wird, so bestimmen die Eigenschaften des Zements auch in erster Linie die Zugfestigkeit des Betons. Dieser Überlegung widerspricht scheinbar die Tatsache, daß die Rangordnung der Zemente nach der bis vor kurzem allgemein üblichen Normenzugprüfung eine andere ist als nach dem Zugversuch an Beton, der mit diesen Zementen hergestellt wurde, d. h. daß der nach den Normen zugfestere Zement keineswegs immer den zugfesteren Beton liefert, z. B. (3). Man hat hieraus und aus ähnlichen Beobachtungen beim Druckversuch geschlossen, daß die herkömmliche Normenprüfung mit einkörnigem Sand und niedrigem Wasserzement-Verhältnis keinen hinreichenden Bewertungsmaßstab für die Bindekraft der Zemente im Beton bildet, und neue Prüfverfahren mit gemischtkörnigen Sanden und höherem Wasserzement-Verhältnis entwickelt (7) bis (10). Von der Forschungsgesellschaft für das deutsche Straßenwesen veranlaßte Versuche haben eine gute Übereinstimmung zwischen den Verhältnissen der nach den neuen Prüfverfahren ermittelten Biegefestigkeiten verschiedener Zemente und der Biegefestigkeiten von Beton, der mit diesen Zementen hergestellt war, ergeben. Damit ist bewiesen, daß die Biegefestigkeit des Betons durch die Wahl eines nach den neuen Prüfverfahren überlegenen Zements erhöht werden kann. Ferner ist nun auch die Möglichkeit gegeben, die Ursachen zu erforschen, die die Überlegenheit der einzelnen Zemente bedingen. Nach den gegenwärtigen Erkenntnissen über die Wirkungsweise der Zemente ist allerdings kaum zu erwarten, daß die Leistung der Zemente für die Zugfestigkeit des Betons über das z. Zt. Erreichte wesentlich gesteigert werden kann.

Das Verhältnis zwischen der Biege- und Druckfestigkeit der Zemente schwankt auch nach dem neuen Prüfverfahren in weiten Grenzen und ist im Durchschnitt umso ungünstiger für die Biegefestigkeit, je größer die Druckfestigkeit ist (10). Das Verhältnis zwischen diesen beiden Festigkeiten beim Beton wird demnach auch durch die Eigenart des Zementes bedingt.

Inwieweit die Schmierfähigkeit, die Bedeutung für den Wasseranspruch zur Erzielung einer bestimmten Verarbeitbarkeit des Betons hat, die Schwindneigung und die Erhärtungsgeschwindigkeit der Zemente die Zugfestigkeit des Betons beeinflussen, wird später in anderem Zusammenhang erörtert (vgl. Ziff. 3 und 8).

2. *Zementmenge im Beton.*

Mit der Zementmenge im Beton nimmt, bei gleichbleibenden Zuschlägen und gleichbleibender Steife des Betons, die Zug- bzw. Biegefestigkeit zu (11 S. 48) (12). In der Zusammenstellung 1 kann man dies bei der Gruppe 1 verfolgen, ferner bei Gruppe 2, wenn man die zu derselben Sieblinie gehörigen Werte vergleicht. Aus der Änderung der Exponenten y in Gruppe 1 kann man folgern, daß das Verhältnis $\frac{K_z}{K_d}$ mit wachsendem Zementgehalt günstiger wird. Wahrscheinlich nähert es sich dem für die Zementmarke kennzeichnenden Wert. In Gruppe 2 ist dagegen x z. T. konstant. Dies ist anscheinend auf den höheren und nach der Zementmenge abgestuften Gehalt in der Körnung 0/0,2 mm zurückzuführen, wodurch der Zement auch bei den magereren Mischungen nicht als Porenfüller in Anspruch genommen wird. Mit wachsender Zementmenge nehmen allerdings auch die Austrocknungsspannungen (vgl. Ziff. 8) zu, weil die Querschnitte langsamer durchtrocknen (25 S. 34), so daß trotz höheren Zementgehalts die Festigkeiten vorübergehend sinken können (12).

3. *Wassermenge im Beton.*

Die Wassermenge im frischen Beton hat auf die Zug- und Biegefestigkeit einen gleichgearteten Einfluß wie auf die Druckfestigkeit. Mit steigendem Wasserzementverhältnis $w = \frac{\text{Wassergewicht}}{\text{Zementgewicht}}$ fällt die Zug- und Biegefestigkeit in Abhängigkeit von w; nach *Graf* näherungsweise im Verhältnis $\frac{1}{w^2}$ (2 S. 86). Infolge der unter 2 b genannten Beziehungen zwischen den Festigkeiten ist allerdings der Festigkeitsverlust mit steigendem w bei der Zug- und Biegefestigkeit verhältnismäßig kleiner als bei der Druckfestigkeit. Um den Wasserbedarf zur Erzielung einer bestimmten Verarbeitbarkeit des Betons herabzusetzen, kann neben der Wahl einer geeigneten Zementmarke (vgl. Ziff. 1) und einer zweckmäßigen Körnung (vgl. Ziff. 4) die Verwendung von Benetzungsmitteln vorteilhaft sein (14).

4. *Körnung der Zuschläge.*

Da die Körnung der Zuschläge in erster Linie den Wasseranspruch des Betons bedingt und dessen Einfluß auf die Zug- oder Biegefestigkeit einerseits und die Druckfestigkeit andererseits gleichgeartet ist, muß man erwarten, daß die Körnungsregeln, die im Hinblick auf die Druckfestigkeit entwickelt worden sind, auch geeignet sind, hohe Zug- oder Biegefestigkeiten zu liefern. In Fig. 1 sind die z. Zt. in Deutschland für Eisenbetonmischungen maßgebenden Grenzsieblinien wiedergegeben. Vergleicht man hiermit die Gruppe 2 der Zusammenstellung 1, so findet man, daß die im als „besonders gut" gekennzeichneten Bereich liegenden Sieblinien in der Tat die günstigsten Biegefestigkeiten lieferten. Betrachtet man die Gruppen 2 bis 4 und beachtet dabei die Exponenten x bzw. y, so erkennt man, daß es zweckmäßig ist, wenn für weich verarbeiteten Beton der Sandanteil am gesamten Zuschlag auch bei natürlich gekörnten Stoffen zwischen 50 und 60 % beträgt. In Gruppe 3 fällt auf, daß Sand, der nach Fig. 1 ungünstig gekörnt ist, die Biegefestigkeit weniger un-

günstig beeinflußt hat als die Druckfestigkeit, solange er nicht im Übermaß vorhanden war. Es ist möglich, daß dieses Ergebnis durch das langsamere Austrocknen des feinkörnigen Mörtels beeinflußt ist. *Pfletschinger* (16) fand, daß für die Biegezugfestigkeit eine gute Abstufung der Grobkörnung (> 7 mm) wichtig ist, während es hierauf für die Druckfestigkeit weniger ankommt.

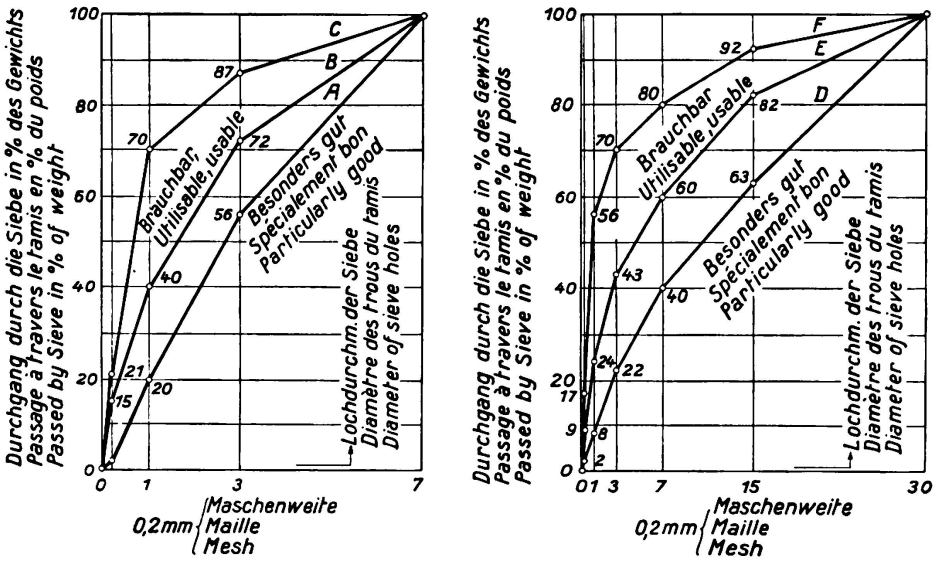


Fig. 1.

Grenzsieblinien des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.
Sieblinien für Sand allein.
Sieblinien für die gesamten Zuschläge.

5. *Kornform und Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge.*

Kornform und Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge bestimmen bei gegebenem Zementgehalt und gegebener Körnung den Wasserbedarf des frischen Betons, wenn eine bestimmte Verarbeitbarkeit erzielt werden soll. Um den Wasserbedarf gering zu halten, ist eine möglichst rundliche oder gedrungene Kornform (Länge : Breite : Dicke zwischen 1 : 1 : 1 und 1 : 0,6 : 0,2 gemäß den Richtlinien für Fahrbahndecken der Reichsautobahnen) und eine nicht zu rauhe Oberfläche erwünscht. Dies gilt besonders für weichen und flüssigen Beton. Daneben ist die Haftung des Zements am Gestein und die Verklammerung zwischen dem Mörtel und den Grobzuschlägen von der Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge abhängig. Hierauf kommt es offenbar bei der Zug- und Biegefestigkeit mehr an als bei der Druckfestigkeit, weil sich bei der Zug- und Biegebeanspruchung die Zuschlagkörner nicht gegenseitig abzustützen vermögen. Zuschlagstoffe mit rauher und unregelmäßiger Oberfläche können deshalb auf die Zug- und Biegefestigkeit günstig einwirken, vorausgesetzt, daß der ungünstige Einfluß erhöhten Wasserbedarfs nicht überwiegt. Dementsprechend kann man aus den Gruppen 5 bis 7 der Zusammenstellung 1 ersehen, daß durch die Verwendung gebrochener an Stelle natürlich gekörnter Zuschläge das Verhältnis der Zug- bzw. Biegezugfestigkeit zur Druckfestigkeit verbessert wird (Zunahme der Exponenten x bzw. y), daß dagegen durch diese Maßnahme die Absolutwerte der Zug- und Biegefestigkeiten keineswegs immer günstig beeinflußt

werden. So tritt z. B. in Gruppe 6 beim flüssigen Beton durch die gebrochenen Zuschläge sogar eine merkliche Verschlechterung der Festigkeiten ein. Aus den Gruppen 4, 5 und 7 geht hervor, daß bezüglich der Zug- bzw. Biegefestigkeit Brechsand und Natursand gleichwertig sind, daß jedoch die Druckfestigkeit durch Brechsand stark beeinträchtigt wird. Es liegt also kein Anlaß vor, Brechsand mit Rücksicht auf die Zug- oder Biegefestigkeit gegenüber Natursand zu bevorzugen.

6. *Gesteinsart der Zuschlagstoffe.*

Die Zugfestigkeit der als Betonzuschlagstoffe verwendeten Gesteine ist im allgemeinen größer als die bisher gewöhnlich erreichte Betonzugfestigkeit. Wenn man jedoch berücksichtigt, daß die zur Zeit erreichbare Betonzugfestigkeit in höherem Alter nach den beobachteten Biegefestigkeiten (2 S. 90) zu rd. 55 kg/cm² eingeschätzt werden kann und daß es andererseits als Betonzuschlag geeignete Gesteine mit kleinerer Zugfestigkeit gibt, so ersieht man, daß die Zugfestigkeit des Gesteins beachtet werden muß, wenn besonders hohe Leistungen erzielt werden sollen (12). Die Biegefestigkeit des Gesteins hat für die Betonfestigkeit kaum Bedeutung, da beim Zug- und Biegeversuch nur besonders länglich geformte Stücke durch Biegung zerstört werden dürften.

Von der Gesteinsart, bei gebrochenen Zuschlägen allerdings auch von der Art der Aufbereitung, ist die Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge abhängig, deren Bedeutung bereits erörtert wurde. Noch nicht verfolgt ist, inwieweit das Wasseraufsaugevermögen der Gesteine zu beachten ist, sei es wegen Verbesserung des Wasserzementverhältnisses (vorausgesetzt, daß die Zuschläge nicht vorher angenäßt waren) (16), wegen Verringerung der Austrocknungsgeschwindigkeit oder vielleicht auch wegen der Haftung des Zements am Gestein.

Vorteilhaft sind Zuschläge aus Gesteinen oder künstlichen Stoffen, die, wie z. B. Hochofenschlacke oder Zementklinker, mit dem Zement chemisch zu reagieren vermögen und dadurch eine festere Bindung des Zements herbeiführen.

Einige Beispiele für den Einfluß der Oberflächenbeschaffenheit verschiedener Gesteine auf die Zug- und Biegefestigkeit des Betons bringen *Dutron* (Gruppe 7 der Zusammenstellung 1) und *Guttmann* (3).

Schließlich ist die Gesteinsart noch wegen ihres Einflusses auf die Eigenspannungen zu beachten (vgl. Ziff. 8).

7. *Verarbeitung des Betons.*

Je besser der Beton beim Verarbeiten verdichtet wird, desto größer wird offenbar auch seine Zug- und Biegefestigkeit. So beobachtete *Graf* bei maschinengestampften Betonwaren wiederholt Biegefestigkeiten bis 80 kg/cm², in Einzelfällen bis 120 kg/cm² (2 S. 90). Größere Unterschiede in der Verdichtungsleistung sind allerdings nur bei erdfeuchten Mischungen möglich. Bei diesen hat besonders das Rütteln günstigen Einfluß, der außer auf der besseren Verdichtung auch darauf beruht, daß ein kleineres Wasserzement-Verhältnis ausreichend ist. Die Gruppe 8 der Zusammenstellung 1 zeigt, welche Vorteile das Rütteln gegenüber dem Stampfen bietet, wobei zu beachten ist, daß eine ungewöhnlich große Stampfarbeit aufgewandt wurde. Die größeren Festigkeiten

bei demselben Zementgehalt entsprechen dem Rütteln, die kleineren dem Stampfen. Das Verhältnis der Biege- zur Druckfestigkeit blieb bei beiden Verdichtungsarten gleich. Hohe Zugfestigkeit erlangt Mörtel, der im Spritzverfahren aufgebracht wird.

8. *Feuchtigkeit und Temperatur.*

Die Zug- und Biegefestigkeit des Betons ist von Feuchtigkeits- und Temperatureinwirkungen stark abhängig. Sobald nämlich die Feuchtigkeit oder die Temperatur über den Querschnitt eines Betonkörpers ungleichmäßig verteilt ist, entstehen auch beim Fehlen jeglicher äußeren Kräfte Spannungen im Beton. Diese Eigenspannungen bilden eine Vorbelastung des Betons und bewirken, daß die aus den Bruchlasten errechnete Festigkeit kleiner ausfällt als die wahre Festigkeit.

Das die Eigenspannungen hervorrufende Feuchtigkeitsgefälle entsteht zum Beispiel, wenn feuchter Beton austrocknet oder trockener Beton durchfeuchtet wird, dadurch, daß die Änderung der Feuchtigkeit des Betons und damit das Schwinden oder Quellen im Körper nur allmählich von außen nach innen fortschreitet. Ist nun zum Beispiel die Randzone stärker ausgetrocknet als der Kern des Querschnitts, so wird die Randzone an der ihrem Feuchtigkeitsgehalt entsprechenden Schwindung behindert, wodurch in der Randzone Zugspannungen entstehen, denen Druckspannungen im Kern das Gleichgewicht halten (13 S. 106). Bei Durchfeuchtung des Betons ist das Spannungsbild umgekehrt.

Über die durch das Feuchtigkeitsgefälle beim Austrocknen bedingten Vorgänge gibt Fig. 2 nach Versuchen von *Graf* (19 Fig. 4) einigen Aufschluß. Hier wurden Körper mit verschiedener Querschnittsgröße unter denselben Lagerbedingungen beobachtet. Nimmt man an, daß bei den kleineren Körpern praktisch kein Feuchtigkeitsgefälle im Querschnitt vorhanden ist, so geben die ausgezogenen Linien an, wie weit sich der Beton an der Oberfläche der großen Körper verkürzt haben würde, wenn er nicht durch Eigenspannungen gedehnt und durch Feuchtigkeit aus dem Innern des Querschnitts daran gehindert worden wäre, ebenso rasch auszutrocknen wie der Beton der kleinen Körper. Weiter ersieht man aus der geringeren Achsverkürzung der großen Körper (gestrichelte Linie), wieviel langsamer diese gegenüber den kleineren austrocknen, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß Eigendruckspannungen die Achsverkürzung über das allein durch Schwinden bedingte Maß vergrößern. Und schließlich zeigt ein Vergleich zwischen der Oberflächen- und Achsverkürzung der großen Körper (strichpunktierte und gestrichelte Linie), wie sehr die nach dem Feuchtigkeitsgefälle zu erwartenden Unterschiede der Verkürzungen durch Eigenspannungen ausgeglichen werden.

Die Eigenspannungen werden umso größer, je größer das Feuchtigkeitsgefälle im Querschnitt wird und je mehr der Zement und die Zuschläge zum Schwinden oder Quellen neigen. Das Feuchtigkeitsgefälle hängt ab von dem Verhältnis zwischen Oberfläche und Querschnitt der Körper, von der Beschaffenheit der Poren im Beton, die die Geschwindigkeit des Durchtrocknens von außen nach innen bestimmen (20 Teil I) (21) und von der Austrocknungsgeschwindigkeit der Randzone, die umso größer ist, je größer der

Unterschied zwischen dem Feuchtigkeitsgehalt des Betons und seiner Umgebung ist (22 S. 136). Um die Austrocknung zu verlangsamen, können abdichtende Anstriche des Betons vorteilhaft sein (3) (23) (39 S. 139). Die Eigenspannungen werden dagegen umso kleiner, je kleiner das Elastizitätsmaß und je größer das Kriechen des Betons ist (24). Weiter ist die Erhärtungsgeschwindigkeit zu be-

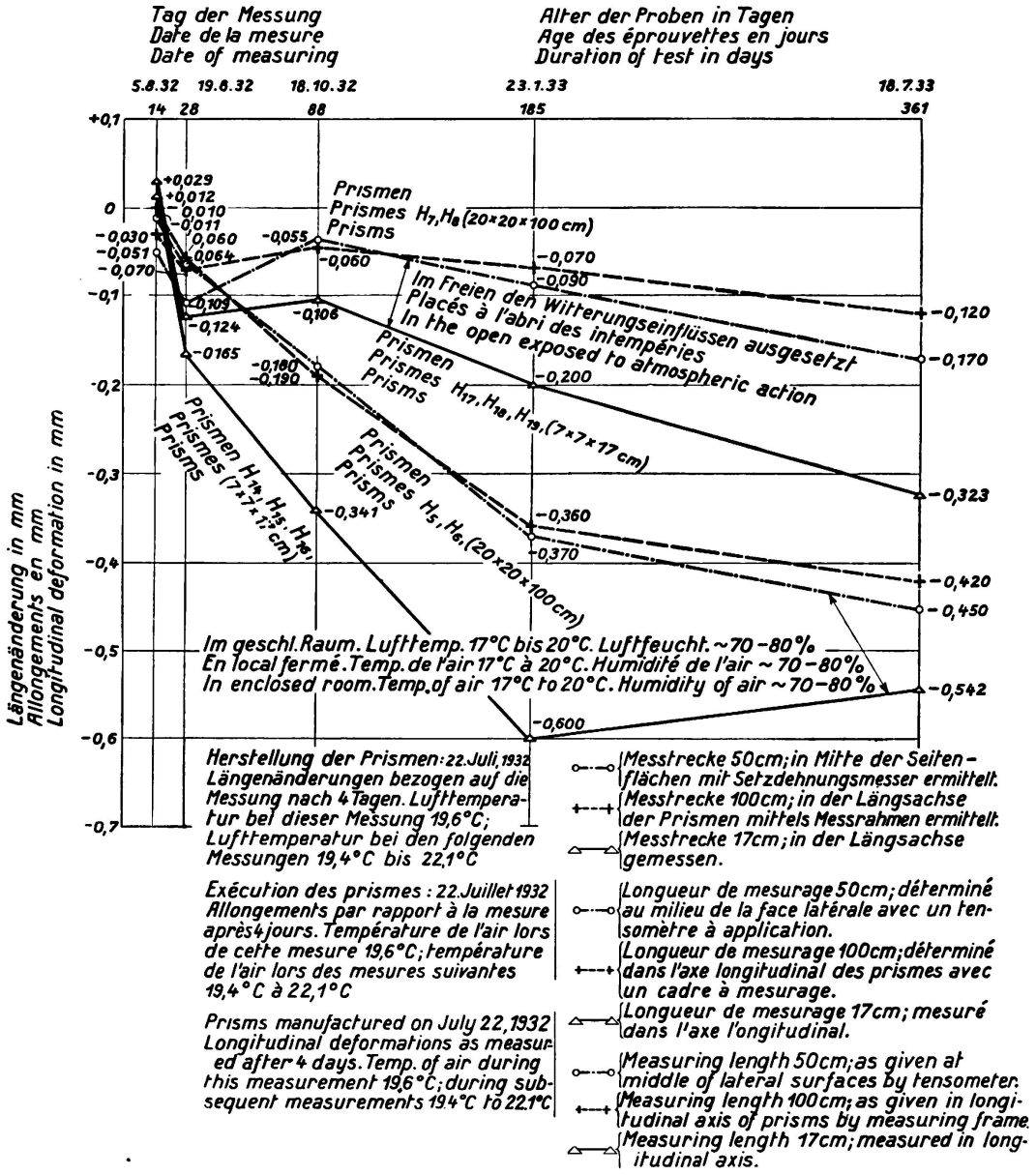


Fig. 2.

Schwinden und Quellen verschieden großer Körper.

achten. Je schneller der Beton erhärtet, umso früher tritt die Größe der Eigenspannungen gegenüber der Größe der wahren Festigkeit zurück; dagegen werden die Eigenspannungen im schnellerhärtenden Beton größer, weil das Elastizitätsmaß schneller wächst und das Kriechen früher nachläßt als bei langsam erhärtendem Beton. Diese zahlreichen zum Teil entgegengesetzt gerichteten Ein-

flüsse führen dazu, daß sich Unterschiede der Lagerungsarten auf die Zug- und Biegefestigkeit von verschieden aufgebautem Beton verschieden stark auswirken (1 S. 90 und 94) (12 Tafel 12).

Während bei Änderung der Feuchtigkeit stets Abnahme der Zugfestigkeit erwartet werden muß, fand *Graf* bei Durchfeuchtung nach mehr oder minder langem Austrocknen Zunahme der Biegefestigkeit (26 Zusammenstellung 9). Der Grund hierfür kann darin gefunden werden, daß auf den Zugversuch die Eigenspannungen im gesamten Querschnitt einwirken, daß also bei Durchfeuchtung der Randzone Zugspannungen im Kern die Zugfestigkeit vermindern, während beim Biegeversuch nur die Eigenspannungen der Randzone ausschlaggebend sind. Diese sind aber bei Durchfeuchtung zunächst Druckspannungen und erhöhen dadurch die Biegefestigkeit. Bemerkenswert ist, daß bei diesen Versuchen die senkrecht zur Druckrichtung wirkenden Zugspannungen im Kern die Druckfestigkeit herabsetzten.

Neben den beschriebenen Eigenspannungen kann auch längeres Unterwasserlagern die Zug- und Biegefestigkeit des Betons vermindern (1 S. 90) (26 Zusammenstellung 3).

Erwärmung und Abkühlung rufen gleichgeartete Eigenspannungen wie Durchfeuchtung und Austrocknung hervor, deren Größe sinngemäß vom Temperaturgefälle im Querschnitt abhängt (23).

Faßt man diese Betrachtungen zusammen, so ergibt sich, daß vor allem schroffer Wechsel der Lagerbedingungen die Zug- und Biegefestigkeit beeinträchtigt. Durch anfänglich langes Feuchthalten und möglichst langsames Austrocknen der Oberfläche des Betons kann sie dagegen günstig beeinflußt werden (4 S. 49).

9. *Alter.*

Die Zug- und Biegefestigkeit wächst mit dem Alter entsprechend der Erhärtungsgeschwindigkeit des Zements. Diese Tatsache wird allerdings von den unter Ziff. 8 erörterten Lagerungseinflüssen überdeckt, so daß je nach den Umständen während längerer Zeit Stillstand (27 S. 51) oder sogar Rückgang (12 Tafel 12) (26 Zusammenstellung 3) der Zug- oder Biegefestigkeit beobachtet werden kann, auch wenn die Druckfestigkeit gleichzeitig weiter zunimmt. Dabei ist zu beachten, daß der Beton im allgemeinen sehr langsam durchtrocknet (1 S. 89), dagegen viel schneller Wasser aufnimmt (28 Fig. 24) (22 S. 140).

Wenn nach einer Änderung der Lagerbedingungen die Zug- und Biegefestigkeit mit fortschreitendem Feuchtigkeitsausgleich infolge des entsprechenden Rückgangs der Eigenspannungen wieder zunimmt, ist der Zuwachs innerhalb eines bestimmten Zeitraumes oft größer als die gleichzeitige Steigerung der Druckfestigkeit. Die Exponenten x und y sind deshalb am Ende dieses Zeitraumes größer als am Anfang (vgl. Zusammenstellung 2) und nähern sich den Werten, die bei eigenspannungsfreier Erhärtung entstehen. (Vgl. die beiden letzten Zeilen der Zusammenstellung.) Die Zusammenstellung zeigt weiter, daß der wasserreichere Beton mit anderer Geschwindigkeit erhärtet als der wasserärmere Beton, daß also die Eigenspannungen je nach dem Wasserzementverhältnis verschieden schnell zu- und abnehmen.

Zusammenstellung 2.

Einfluß der Lagerung und des Alters auf die Zugfestigkeit des Betons.[1]

Lagerung	Alter	$W_1 = 0{,}53$			$W_2 = 0{,}61$		
		K_{z_1} kg/cm²	K_{d_1} kg/cm²	y_1	K_{z_2} kg/cm²	K_{d_2} kg/cm²	y_2
1	2	3	4	5	6	7	8
7 Tage feucht dann trocken	28 Tage	12,4	225	0,466	12,0	191	0,474
	45 Tage	13,7	253	0,472	11,8	209	0,463
	6 Monate	19,5	337	0,511	15,3	297	0,480
	1 Jahr	23,7	371	0,536	23,1	329	0,543
dauernd feucht	45 Tage	19,0	224	0,545	17,0	201	0,534

10. *Wechselbelastung.*

Durch oftmals wiederholte Belastung und Entlastung wird die Zug- und Biegefestigkeit vermindert. Als Ursprungsfestigkeit ermittelt beträgt die Dauerbiegefestigkeit rund die Hälfte der in üblicher Weise bestimmten Biegefestigkeit (29 S. 117). In diesem Zusammenhang ist zu bedenken, daß auch häufiger Temperaturwechsel als Wechselbelastung wirkt.

d) *Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit des Betons.*

Faßt man die vorstehenden Erörterungen zusammen, so kann man folgende Mittel und Maßnahmen zur Erhöhung der Zugfestigkeit des Betons empfehlen:

1. Vor allem ist eine geeignete Zementmarke auszuwählen. Der Zement soll nach dem Prüfverfahren mit weichem gemischtkörnigem Mörtel möglichst große Biegefestigkeit liefern und möglichst wenig schwinden; er soll den Beton auch bei geringem Wasserzusatz leicht verarbeitbar machen. Langsam erhärtende Zemente sind zu bevorzugen, falls sie genügend fest werden und gute Nachbehandlung des Betons gesichert ist.
2. Es sind Zuschlagstoffe zu verwenden, deren Zugfestigkeit größer ist als die erstrebte Betonzugfestigkeit. Zu bevorzugen sind Stoffe, die wenig schwinden, stark kriechen und ein kleines Elastizitätsmaß haben. Rauhe Oberfläche der Körner ist vorteilhaft, vorausgesetzt, daß dadurch der Wasseranspruch nicht zu sehr erhöht wird. Hierauf ist bei der Verwendung von Brechsand und Splitt zu achten. Beim Aufbereiten des Gesteins ist dafür zu sorgen, daß keine Stücke mit Spaltrissen geliefert werden.
3. Für die Körnung der Zuschläge gelten im allgemeinen dieselben Grundsätze, die für die Erzeugung möglichst druckfesten Betons seit langem ent-

[1] Nach Graf (1) S. 86; Beton wie Zusammenstellung 1; Gruppe 1, Reihe 2.

wickelt worden sind. Es erscheint allerdings zweckmäßig, den Sandgehalt (Körnung < 7 mm) auch bei natürlich gekörnten Stoffen nicht kleiner als 50 % des Gesamtzuschlagsgewichts zu wählen. Auch bei den groben Körnungen ist auf eine gute Abstufung der Korngrößen zu achten.

4. Erhöhung der Zementmenge im Beton ist vorteilhaft, jedoch läßt die günstige Wirkung nach, wenn die üblichen Grenzen überschritten werden.
5. Die Wassermenge im Beton, bzw. das Wasserzement-Verhältnis ist möglichst zu beschränken. Die Verwendung von Benetzungsmitteln kann deshalb zweckmäßig sein.
6. Der Beton ist möglichst gut zu verdichten. Bei genügend steifem Beton bietet deshalb das Rütteln Vorteile.
7. Der Beton ist anfänglich möglichst lange feucht zu halten und soll möglichst langsam austrocknen. Zu vermeiden ist, besonders solange der Beton noch jung ist, wiederholter und besonders schroffer Wechsel der auf den Beton einwirkenden Feuchtigkeit und Temperatur.

H. Dehnbarkeit des Betons.

a) *Dehnbarkeit des Betons unter kurzfristiger Belastung.*

Versuche über die Dehnung des Betons bei Zug- und Biegebeanspruchung haben folgendes ergeben:

An größeren Probekörpern werden unter derselben Beanspruchung etwas größere Dehnungen gemessen als an kleineren Körpern (30) (31). Biegeversuche liefern größere Bruchdehnungen als Zugversuche (25 S. 39), zur Begründung vgl. I a. Die Dehnzahl $\alpha = \frac{1}{E}$, errechnet aus den gesamten oder federnden Dehnungen, stimmt bei kleinen Beanspruchungen für Zug und Druck überein. Bei größeren, jedoch gleichen Spannungen wird α für Zugbeanspruchung ein wenig größer als für Druckbeanspruchung (30 S. 50). Die Dehnzahl α nimmt mit wachsender Beanspruchung des Betons zu.

Bei Beton, der aus denselben Stoffen (Zementmarke, Gesteinsart der Zuschläge) besteht, wird die Dehnzahl α für dieselbe Spannungsstufe umso kleiner, je größer die Festigkeit des Betons ist (30 S. 50) (24) (31). Durch Änderung der Zementmarke oder der Gesteinsart und damit der Verformbarkeit der Zuschläge kann man bei gleicher Festigkeit verschieden dehnbaren Beton erhalten. Aus Untersuchungen von *Hummel* (24) sind in Zusammenstellung 3 Verhältniswerte angegeben, die zeigen, welche Möglichkeiten zur Beeinflussung der Dehnbarkeit des Betons auf diesem Wege bestehen. Bemerkenswert ist, daß die größere Dehnbarkeit des Betons umso ausgeprägter hervortritt, je mehr sich die Beanspruchung der Bruchspannung nähert.

Offenbar wird die Dehnbarkeit des Betons durch Eigenspannungen je nach den Lagerbedingungen beeinflußt. Jedoch sind die vorliegenden Versuche (24) (30) (32) nicht genügend vergleichbar, um daraus allgemeine Schlüsse ziehen zu können.

Inwieweit die Dehnzahl α für Zug- und Biegebeanspruchung des Betons durch häufig wiederholte Be- und Entlastung unterhalb der Dauerfestigkeitsgrenze beeinflußt wird, konnte nicht ermittelt werden.

Zusammenstellung 3.

Verhältniswerte der Dehnzahlen $\alpha = \frac{1}{E}$ nach Hummel.[24]

Beton unterschieden durch:	K_d kg/cm²	K_b kg/cm²	15	25	$\sigma_{bz} =$ 35 kg/cm²	40	45	K_b
Gesteinsart der Zuschläge	555	48	1	1	1	1	1	1
	510	49	1,06	1,02	1,04	1,07	1,22	1,35
	479	48	1,35	1,32	1,33	1,34	1,42	1,53
Zement	532	48	1	1	1	1	1	1
	544	48	1,0	0,98	1,0	1,02	1,05	1,25
	500	47	1,0	1,08	1,24	1,55	—	1,95

b) *Dehnbarkeit des Betons unter langdauernder ruhender Zugbeanspruchung (Kriechvermögen).*

Das Kriechen des Betons unter Zugbeanspruchung ist bisher wenig verfolgt worden. Aus einem Bericht von *Glanville* (33) ist lediglich ein Versuch bekannt, bei dem das Kriechmaß von Beton, der im Alter von 1 Monat belastet wurde, unter Zugbeanspruchung gleich groß war, wie unter Druckbeanspruchung. Es betrug bei dem mitgeteilten Versuch unter einer Spannung von 10 kg/cm² nach 6 Monaten 0,1 mm/m. Da das Kriechmaß verhältnisgleich mit der Spannung wächst, so wird es unter Beanspruchungen nahe der Zugfestigkeit größer werden, als die Bruchdehnung beim kurzfristigen Versuch, die etwa 0,0045 mm/m je kg/cm² Zugfestigkeit beträgt (4 S. 51). Falls es erlaubt sein sollte, die Beobachtung über das Verhältnis des Kriechens bei Zug- und Druckbeanspruchung zu verallgemeinern, so ergibt sich aus den Untersuchungen über das Kriechen des Betons unter Druck [nach einem Bericht über Versuche von *Davis, Glanville* u. a. (34)], daß die Dehnbarkeit des Betons unter langdauernder Belastung sehr viel größer werden kann als die im kurzfristigen Versuch gefundene Dehnbarkeit, und daß sie auch in viel stärkerem Maße durch den Aufbau und die Behandlung des Betons beeinflußt werden kann.

c) *Bedeutung der Dehnbarkeit des Betons für die Rißbildung.*

Zu unterscheiden ist zwischen der Bruchdehnung und der Dehnzahl α.

Die Größe der Bruchdehnung hat in allen den Fällen keine Bedeutung, wo die Tragfähigkeit des Bauwerks erschöpft ist, sobald Risse im Beton entstehen. Hier kommt es lediglich darauf an, daß die Zugfestigkeit des Betons genügend groß ist, um die Beanspruchungen mit Sicherheit aufnehmen zu können. In allen anderen Fällen wird die Rißgefahr umso kleiner, je größer die Bruchdehnung des Betons ist. Dabei ist es keineswegs immer gleichgültig, ob der größeren Bruchdehnung eine größere oder kleinere Zugfestigkeit entspricht. Betrachtet man z. B. eine Betonstraßenplatte, die während des Austrocknens durch Reibungskräfte gedehnt wird, so erkennt man folgendes: Die Größe der Reibungskräfte ist begrenzt. Sobald diese Grenze erreicht ist, gleitet die Platte auf dem Untergrund und die Dehnung der Platte nimmt nicht weiter zu. Je größere Kräfte

also erforderlich sind, um die Platte bis zum Bruch zu dehnen, d. h. je größer die Zugfestigkeit der Platte ist, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit, daß die Platte gleitet und Risse vermieden werden.

Die Größe der Dehnzahl α wirkt sich auf die Rißbildung mittelbar aus. Je größer α ist, d. h. je dehnbarer der Beton ist, desto kleiner bleiben die Spannungen, die entstehen, wenn die durch Änderung der Feuchtigkeit oder Temperatur bedingte Verformung des Betons behindert wird (vgl. auch I 8). Je kleiner aber diese Spannungen sind, umso geringer ist die Gefahr, daß sie allein oder zusammen mit den durch Lasten hervorgerufenen Spannungen die Zugfestigkeit überschreiten.

In demselben Sinne wie die Dehnzahl α wirkt das Kriechvermögen des Betons. Durch das Kriechen werden vor allem die Schwindspannungen, die sich sehr langsam entwickeln und lange wirken, vermindert (23) (24) (34).

Zusammenfassend ergibt sich, daß zur Verminderung der Rißbildung möglichst große Dehnbarkeit des Betons bei gleichzeitig möglichst großer Zugfestigkeit erwünscht ist. Diese Feststellung bedarf allerdings einer Einschränkung. Da einer größeren Dehnbarkeit des Betons unter Zug- und Biegebeanspruchung im allgemeinen auch eine größere Stauchbarkeit unter Druckbeanspruchung entspricht, können in durch Biegung beanspruchten Bauteilen mit wachsender Verformbarkeit des Betons insbesondere durch Kriechen so große Formänderungen entstehen, daß eine weitgehende Änderung der in üblicher Weise errechneten Spannungsverteilung eintritt und die Riß- und Standsicherheit vermindert wird (34) (35).

III. Rißbildung im Eisenbeton.

a) *Allgemeines.*

Den im Eisenbetonbau zugelassenen Eisenspannungen $\sigma_e \geqq 1200$ kg/cm² entsprechen Eisendehnungen $\varepsilon_e \geqq 0{,}6$ mm/m, während die z. Zt. erreichbare Bruchdehnung des Betons beim Zugversuch höchstens etwa 0,2 mm/m (36 S. 3) und beim Biegeversuch höchstens etwa 0,3 mm/m (24) beträgt. Deshalb sind in Eisenbetonbauteilen Risse im allgemeinen schon unter den Gebrauchslasten vorhanden. Die Erfahrung hat gezeigt, daß diese Risse den dauernden Bestand der Bauwerke nicht gefährden, solange sie eng genug bleiben, um das Eisen vor zerstörenden Einflüssen zu schützen (11, Bericht von *Krüger*) (37) (38). Maßnahmen zur Verminderung der Rißbildung müssen deshalb dahin gehen,

1. das Entstehen von Rissen möglichst einzuschränken, d. h. dafür zu sorgen, daß Dehnungen, die der Beton nicht mehr zu ertragen vermag, auf einen möglichst kleinen Teil des Baukörpers beschränkt bleiben, und
2. das Klaffen unvermeidlicher Risse zu verhindern.

b) *Anfangsspannungen im Eisenbeton.*

Bekanntlich entstehen in bewehrten frei beweglich gelagerten Bauteilen beim Schwinden und Quellen des Betons durch den Gleitwiderstand der Eiseneinlagen Eigenspannungen im Beton und zwar beim Schwinden Zugspannungen, beim Quellen Druckspannungen, denen im Eisen Druck- bzw. Zugspannungen entsprechen. Diese Spannungen in Beton und Eisen werden zusammen als Anfangsspannungen bezeichnet, weil sie schon im noch unbelastetem Bauwerk vorhanden sind.

Die Größe dieser Anfangsspannungen ist aus folgenden Gründen durch Versuche schwer zu erfassen (39 S. 127) (40) (33): Die Verkürzungen des Betons beim Schwinden werden durch den Gleitwiderstand der Eisen auf diese übertragen. Der Gleitwiderstand entsteht durch die Reibung des Eisens im Beton und durch Umschließungskräfte infolge der Raumverminderung des Betons (36 S. 32). Der Gleitwiderstand entwickelt sich erst allmählich mit zunehmender Erhärtung des Betons. Es ist deshalb wahrscheinlich, daß in der ersten Zeit des Erhärtens Bewegungen zwischen Beton und Eisen möglich sind, ohne daß Spannungen entstehen. Später wird die Schwindverkürzung des Betons vom Ende des Versuchskörpers aus durch den Gleitwiderstand auf die Eisen übertragen, wodurch die gegenseitigen Bewegungen allmählich abnehmen, bis sie im mittleren Teil des Körpers verschwinden. Entsprechend nehmen die Anfangsspannungen von 0 am Ende bis zum Größtwert in der mittleren Beharrungszone zu. Das Gesetz dieser Zunahme und damit auch die Länge der Beharrungszone, die bei kurzen Körpern überhaupt nicht zustande kommt, sind unbekannt. Sobald im Beton Spannungen entstehen, beginnt der Beton zu kriechen. Es ist deshalb unmöglich, aus dem Unterschied der Verkürzung des bewehrten Betons gegenüber der des unbehindert schwindenden Betons auf die Anfangsspannungen im Beton zu schließen. Die durch die Eisen hervorgerufene Verlängerung des Betons gegenüber der Verkürzung bei unbehindertem Schwinden ist vielmehr infolge des Kriechens wesentlich größer als die federnde Dehnung infolge der Anfangsspannung (25 S. 36). Die Größe der Anfangsspannung kann deshalb nur durch Stauchungsmessungen an Eisen in der Beharrungszone gemessen werden. Einen solchen Versuch hat *Glanville* durchgeführt (36 S. 53). Das Ergebnis kann jedoch wegen der Abmessung des Versuchskörpers nicht verallgemeinert werden. Die Anfangsspannungen sind im Betonquerschnitt nicht gleichmäßig verteilt. In der engsten Umgebung des Eisens wird das Kriechen durch den Gleitwiderstand stark gefördert. Dieser Einfluß des Eisens nimmt mit wachsendem Abstand vom Eisen zuerst rasch, dann langsamer ab. An Versuchskörpern entstand hierdurch eine deutlich ausgeprägte Wölbung der Endflächen (25 S. 37).

Für die Beharrungszone gilt jedenfalls, daß die Verkürzung des Betons neben den Eisen, die entstanden ist aus der Verkürzung des Betons, bei unbehindertem Schwinden δ vermindert um die federnde Dehnung $\frac{\sigma_b}{E_b}$ und das Kriechmaß $\varkappa$ des Betons, gleich sein muß der Verkürzung des Eisens $\frac{\sigma_e}{E_e}$ Hierbei ist das Kriechmaß eine Funktion des zeitlichen Verlaufs des Schwindens und der Größe der Spannung σ_b. Außerdem muß im Querschnitt Gleichgewicht herrschen. Aus den beiden Gleichungen:

$$\delta - \varkappa - \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_e}{E_e} \quad \text{und} \quad \sigma_b F_b = \sigma_e F_e$$

folgt mit $\mu = \frac{F_e}{F_b}$

$$\sigma_b = \frac{(\delta - k)}{\left(\frac{E_e}{E_b} + \frac{1}{\mu}\right)} \cdot E_e.$$

Die Anfangsspannung im Beton wird also umso größer, je mehr der Beton

schwindet und je größer das Elastizitätsmaß des Betons und das Bewehrungsverhältnis sind, dagegen umso kleiner, je mehr der Beton kriecht. Dabei kommt es hauptsächlich auf das Kriechen während der ersten Zeit des Erhärtens an, das bei genügend langsamer Erhärtung auch dann groß sein kann, wenn das Kriechmaß in höherem Alter klein bleibt, wie es mit Rücksicht auf die Dauerverformung unter den Lasten erwünscht ist.

Durch Anfangszugspannungen im Beton wird die Rißgefahr erhöht. Zur Verminderung der Rißbildung infolge von Anfangsspannungen ist deshalb wenig schwindender, stark dehnbarer und langsam erhärtender Beton zu verwenden und für langsames stetiges Austrocknen zu sorgen (vgl. I 8). Es sind also dieselben Maßnahmen anzuwenden, die bereits für den unbewehrten Beton empfohlen wurden. Außerdem ist das Bewehrungsverhältnis möglichst klein zu halten. Aus diesem Grunde sind auch geschweißte Stöße der Eisen zweckmäßiger als solche durch Überdeckung oder Spannschlösser.

Aus den Beobachtungen über das Abklingen der Beeinflussung des Betons in der Umgebung der Eisen kann man nun folgern, daß bei gleichbleibendem Beton- und Eisenquerschnitt, die durch das Eisen hervorgerufenen Formänderungen des Betons einen umso größeren Teil der Querschnittsfläche erfassen, je gleichmäßiger der Eisenquerschnitt im Beton verteilt ist, d. h. je zahlreicher die Eiseneinlagen bei entsprechend vermindertem Querschnitt des Einzelstabes sind. Das Dehnungsgefälle im Betonquerschnitt wird also mit besserer Verteilung des Eisenquerschnitts kleiner und dadurch dürften auch die Anfangsspannungen abnehmen.

Auf Anfangsspannungen ist wahrscheinlich auch die Tatsache zurückzuführen, daß in hohen Balkenstegen mit stark bewehrter Zugzone, insbesondere bei I-förmigem Balkenquerschnitt, die Risse zuerst im Steg oberhalb der Bewehrung entstehen. Während des Austrocknens ist wie oben erörtert, der Beton in der Umgebung der Eisen gedehnt worden, die Verkürzung der bewehrten Zone also wesentlich kleiner geblieben als beim freien Schwinden. Oberhalb der bewehrten Zone muß nun wegen des Zusammenhanges der Beton im Steg ebenso sehr gedehnt werden, was auch nur durch Kriechen möglich ist. Hier fehlt jedoch der das Kriechen begünstigende Einfluß des Gleitwiderstandes der Bewehrung, so daß das Kriechmaß mit wachsendem Abstand von der bewehrten Zone kleiner wird und ein größerer Teil der erzwungenen Dehnung des Betons Spannungen hervorruft. Die Anfangsspannungen werden also im Steg oberhalb der bewehrten Zone größer als in dieser. Bei I-förmigen Querschnitten ist diese Erscheinung besonders ausgeprägt, weil zwischen der breiten Zugzone und dem dünnen Steg leicht ein größeres Feuchtigkeits- und damit Schwindgefälle entsteht. Zum Schutz gegen solche Risse im Steg ist eine gut verteilte Bewehrung nahe der Oberfläche zu empfehlen, wie sie schon öfter angewandt worden ist (z. B. 41), wenn auch manchmal nur aus der Erwägung, daß auch oberhalb der bewehrten Zone noch hohe Belastungszugspannungen im Beton vorhanden sind (42).

c) *Vorgänge bei der Rißbildung im Eisenbeton.*

Die Vorgänge in der Umgebung eines Risses hat *Emperger* (36) in letzter Zeit ausführlich erörtert. Es ergab sich dabei eine grundsätzliche Übereinstimmung mit den Vorgängen, die bei Versuchen zur Ermittlung der Anfangs-

spannungen beobachtet oder aus den Beobachtungen gefolgert werden können (vgl. III b). An Stelle des Kriechens unter langdauernder Lasteinwirkung tritt bei der Rißbildung die plastische Dehnung, die der Beton unter dem Einfluß des Gleitwiderstandes in der engsten Umgebung der Eisen erfährt, und die größer ist als seine gewöhnliche Dehnbarkeit (36 S. 18). Sie nimmt mit wachsender Entfernung von den Eisen rasch ab (25 S. 40).

Von der Rißstelle aus muß die Zugkraft des Eisens durch den Gleitwiderstand wieder in den Beton übertragen werden. Es wird sich zunächst unmittelbar neben dem Riß ein Bereich befinden, wo sich der Beton vom Eisen gelöst hat, weil er den Dehnungen und der Querzusammenziehung des Eisens nicht mehr zu folgen vermochte (Bereich der Loslösung), sodann folgt ein Bereich, wo der Beton in fortschreitend wachsender Schichtdicke plastisch gedehnt ist und der Gleitwiderstand wirkt, der schnell seinen Höchstwert erreicht (plastischer Bereich). Hier übernimmt der Beton einen Teil der Zugkraft aus den Eisen, bis schließlich die Eisendehnungen die federnde Dehnbarkeit des Betons nicht mehr überschreiten (elastischer Bereich) (36 Fig. 20) (25 S. 53). Mit wachsender Beanspruchung des Eisens und abnehmendem Rißabstand verschwinden nacheinander die beiden letzten Bereiche, so daß schließlich das Eisen auf der ganzen Länge zwischen zwei Rissen gleitet.

Aus den Vorgängen in der Nähe eines Risses kann man schließen, daß die Mitwirkung des Betons in der Zugzone umso länger gewährleistet ist, je größer der Gleitwiderstand der Bewehrung und die plastische Verformbarkeit des Betons sind. Soweit es auf den Beton ankommt, wächst der Gleitwiderstand mit der Betonfestigkeit, wenn auch in geringerem Maße als diese (25 S. 56), dagegen nimmt die plastische Verformbarkeit mit abnehmender Betonfestigkeit zu (36 S. 73) (30 S. 50). Durch die Art der Bewehrungseisen kann der Gleitwiderstand leichter beeinflußt werden, z. B. durch Verwendung von Eisen mit möglichst rauher Oberfläche oder von Sondereisen, wie Knoten- oder Dralleisen, deren Form eine besonders gute Verbindung mit dem Beton bewirkt (25 S. 58) (36 S. 73). Die Mitwirkung des Betons kann weiter dadurch erhöht werden, daß von den Eiseneinlagen ein größerer Querschnittsteil des Betons beeinflußt wird, z. B. durch bessere Aufteilung der Querschnittsfläche der Eisen (25 S. 41) oder durch räumliche Bewehrung (Querbewehrung, Maschennetze, Streckmetall). Zu beachten ist dabei, daß Querbewegungen (z. B. Bügel), zwischen der Hauptbewehrung und der Betonoberfläche die Rißbildung begünstigen.

Eine bessere Mitwirkung des Betons in der Zugzone bewirkt folgendes: Die mittlere Spannung der Eisen unter einer bestimmten Belastung wird kleiner und infolgedessen auch die Dehnung der Zugzone (25 S. 51). Ferner wird der Abstand der Risse kleiner, weil die Entspannung des Betons vom ersten Riß aus nur eine kleine Strecke weit reicht (25 S. 48). Je zahlreicher jedoch die Risse sind, desto weniger klaffen sie (25 S. 50). Dies erklärt sich daraus, daß die Verlängerung des Eisens auf einer bestimmten Strecke, innerhalb deren Risse vorhanden sind, hauptsächlich von der Dehnung des Eisens in den Rißquerschnitten abhängt, weil dort die größte Beanspruchung des Stahles herrscht. Je zahlreicher nun die Risse sind, desto kleiner ist der Bruchteil der Gesamtdehnung des Eisens, der auf den einzelnen Riß entfällt.

Mit wachsender Beanspruchung der Eisen klaffen die Risse stärker, falls nicht.

solange der Gleitwiderstand zwischen den vorhandenen Rissen noch nicht überwunden ist, neue Risse hinzutreten. Ist der Gleitwiderstand erschöpft, so hört die Abhängigkeit der Rißweite von der Rißzahl auf (25 S. 51). Es können einzelne Risse sich vielmehr besonders weit öffnen, während andere wieder kleiner werden können. So zeigte sich bei Versuchen mit oftmals wiederholter Belastung und Entlastung (36 S. 114) (43), daß bei Rundeisenbewehrung, wo der Gleitwiderstand durch die Dauerbelastung überwunden war, die größte Rißbreite trotz gleichbleibender Rißzahl mit den Lastwiederholungen stark zunahm, während sie bei Istegstahl, der im Beton nicht gleiten konnte, dauernd gleich blieb. Bei solchen Dauerbelastungen nimmt die Rißzahl anfänglich zu, erreicht jedoch bald einen Beharrungszustand. Neue Risse können auch unter dauernder ruhender Belastung infolge des Kriechens entstehen, weil die Nullinie sich nach der Zugseite verschiebt und dadurch die Beanspruchung der Zugzone wächst (33) (34).

Erheblichen Einfluß auf das Klaffen der Risse hat der Umstand, daß die Eisen die bis zur Rißbildung vom Beton übertragene Kraft zusätzlich aufnehmen müssen (36 S. 44) (44). Sie werden dadurch an der Rißstelle, wo sie sich allein unbehindert dehnen können, zusätzlich gedehnt. Die Risse klaffen deshalb anfänglich umso mehr, je kleiner das Verhältnis des Bewehrungsquerschnitts zum gerissenen Betonquerschnitt ist und je größer vorher die Zugkraft im Beton war, also im allgemeinen je größer die Breite der Betonzugzone (44) und die Zugfestigkeit des Betons sind. Beim Entstehen des Risses federt der Beton infolge der Entspannung zurück. Die Bewegung bleibt dabei in der Nähe der Eiseneinlagen infolge des Gleitwiderstandes kleiner als in größerem Abstand davon, wo auch die federnde Dehnung größer war. Der Riß klafft also an der Körperoberfläche etwas mehr als in der Nähe der Eisen (36 S. 48), wie er auch an der Oberfläche beginnt und gegen die Bewehrung fortschreitet (39 S. 117).

Besonders wichtig ist es, daß die Risse unter der ständigen Last fein bleiben, daß sich also die Risse nach Entlastung von der Verkehrslast wieder möglichst weit schließen (45). Die bleibende Rißweite dürfte vor allem von den bleibenden Dehnungen des Betons oberhalb der bewehrten Zone abhängen. Auch treten im Riß bleibende Verlängerungen der Eisen auf, weil diese durch den Gleitwiderstand am vollen Zurückfedern gehindert werden (36 S. 73).

Darüber, welche Rißweite für den Beton dauernd unschädlich bleibt, besteht noch kein Einvernehmen. Untersuchungen an Schleuderbeton, also an besonders dichtem Beton (37), ergaben als dauernd zulässig eine Rißweite bis zu 0,3 mm und als vorübergehend zulässig bis zu 0,5 mm.

Gehler (44) folgert aus den Rißweiten, die an Plattenbalken bei einer Eisenspannung von 1200 kg/cm^2 gemessen wurden, daß als Rißbreite $^1/_8$ mm zulässig sei. *Graf* (43) kommt zu einem ähnlichen Ergebnis. Solche Festsetzungen sollen dazu dienen, die Zulässigkeit erhöhter Eisenspannungen in Abhängigkeit von der Betongüte und der Art und Anordnung der Bewehrung nach Versuchen zu beurteilen. Es ist jedoch fraglich, ob es mit den derzeitigen Erkenntnissen möglich ist, die Rißbreite mit Sicherheit auf ein bestimmtes Maß zu begrenzen (vgl. 44 Übersicht III).

Aus den Erörterungen über das Klaffen der Risse kann man folgern, daß die sogenannnte Rißsicherheit, berechnet als das Verhältnis der Belastung, bei der

der Riß entsteht, zur zulässigen Belastung oder als Verhältnis der in üblicher Weise unter Vernachlässigung der Mitwirkung des Betons errechneten Eisenspannung zur zulässigen Eisenspannung (44) im allgemeinen erst dann einen brauchbaren Wertmaßstab bildet, wenn sie größer als 1 ist. Solange sie kleiner als 1 bleibt, ist ihre Erhöhung nur dann vorteilhaft, wenn die infolge der größeren Rißsicherheit erst später entstandenen Risse unter den ständigen Lasten weniger klaffen als Risse, die frühzeitig entstanden sind.

Die Rißsicherheit, wie sie oben festgelegt wurde, wird größer, je größer die Biegefestigkeit und Dehnbarkeit des Betons und je zweckmäßiger die Bewehrung nach Art und Anordnung ist, je größer der Unterschied zwischen der rechnungsmäßigen und der infolge der Mitwirkung des Betons tatsächlich vorhandenen Eisenspannung ist und schließlich je kleiner das Bewehrungsverhältnis $\mu = \frac{F_e}{bh}$ ist (25 S. 24) (45). Sie ist deshalb größer bei kreuzweise bewehrten, allseitig aufliegenden, als bei nach einer Richtung gespannten Platten, ferner bei Platten als bei Plattenbalken und bei diesen wieder, je breiter die Betonzugzone ist (44).

d) *Maßnahmen zur Verminderung der Rißbildung im Beton.*

Aus den Abschnitten III b und c kann man zusammenfassend entnehmen, daß zur Verminderung der Rißbildung im Eisenbeton wenig schwindender, stark dehnbarer und soweit angängig langsam erhärtender Beton zu verwenden und für langsames stetiges Austrocknen des Betons zu sorgen ist. Solange eine Möglichkeit besteht, Risse unter den Gebrauchslasten überhaupt zu verhindern, kommt es auf möglichst große Zugfestigkeit des Betons an. Sind jedoch Risse unvermeidlich, wie z. B. in Plattenbalken unter den üblichen Verhältnissen, so wird die Dehnbarkeit des Betons wichtiger als die Zugfestigkeit.

Besondere Sorgfalt ist darauf zu verwenden, daß das Zusammenwirken zwischen Beton und Eisen in der Zugzone bis zu möglichst großen Eisendehnungen gewahrt bleibt. Deshalb ist der Eisenquerschnitt möglichst weitgehend aufzuteilen. Es sind Eisen mit rauher Oberfläche zu bevorzugen und solche, die wie Knoten- oder Dralleisen durch ihre Form einen großen Gleitwiderstand besitzen. (Selbstverständlich müssen diese Eisen, die sonst vom Bewehrungsstahl geforderten Stoffeigenschaften besitzen, auch darf ihre Form nicht dazu führen, daß der Beton leicht abgesprengt wird.) Auch mit der gezogenen Bewehrung an geeigneter Stelle starr verbundene Querbewehrungen bieten Vorteile.

Neben diesen Maßnahmen, die im allgemeinen anwendbar sind, sei noch darauf verwiesen, daß es in besonderen Fällen möglich ist, durch Vorspannung der Bewehrung in den Beton so große Druckvorspannungen einzuleiten, daß unter den Gebrauchslasten überhaupt keine Zugspannungen im Beton entstehen. Diese Möglichkeit ist schon seit langem erörtert worden (25 S. 44), jedoch ist es erst *Freyssinet* (vgl. das voranstehende Referat in diesem Bericht) gelungen, sie auszunutzen, nachdem er die Bedeutung des Kriechens für die Größe der erforderlichen Vorspannung erkannt und neue Wege zur Verminderung der Raumänderungen des Betons gefunden hatte (20). Die von ihm dabei entwickelten Auffassungen über die Beeinflußbarkeit der Eigenschaften des Betons werden voraussichtlich auch die Klärung der im vorliegenden Bericht behandelten Fragen weiter fördern.

Zusammenfassung.

Das Referat beruht auf einer Auswertung der reichhaltigen Literatur zu dem gestellten Thema. Danach ergibt sich folgendes:

Die Zugfestigkeit des Betons hängt vorwiegend von der Zugfestigkeit der Zemente ab, wie sie sich nach den neueren Prüfverfahren mit gemischtkörnigen plastischen Mörteln als Biegefestigkeit ergibt. Für die Zusammensetzung des Betons sind im allgemeinen dieselben Maßnahmen zweckmäßig, die einen möglichst druckfesten Beton liefern. Gebrochene Zuschlagstoffe verbessern das Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit, ergeben jedoch trotzdem bei weichem und flüssigem Beton wegen des größeren Wasseranspruchs im allgemeinen keine größere Zugfestigkeit als natürlich gekörnte Stoffe. Durch die Gesteinseigenschaften der Zuschläge kann die Zugfestigkeit stärker beeinflußt werden als die Druckfestigkeit. Es kommt besonders darauf an, daß der Beton langsam austrocknet.

Zur Bewertung der einzelnen Einflüsse hat es sich als zweckmäßig erwiesen, das Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit mit Hilfe von Exponenten der Druckfestigkeit zu verfolgen, die die Tatsache berücksichtigen, daß dieses Verhältnis von der Höhe der Druckfestigkeit abhängig ist.

Da für die Rißbildung die Dehnbarkeit des Betons wichtig ist, ist auch diese verfolgt worden. Sie nimmt im allgemeinen mit wachsender Festigkeit ab, kann jedoch durch den Zement und die Gesteinsart der Zuschläge beeinflußt werden. Günstig auf die Zugfestigkeit wirkt das Kriechen, weil es die nachteiligen Schwindspannungen vermindert.

Für die Verminderung der Rißbildung ist die Zugfestigkeit des Betons nur dann ausschlaggebend, wenn die Möglichkeit besteht, Risse unter den Gebrauchslasten überhaupt zu verhindern. Nur in diesem Falle hat auch hohe Rißsicherheit, verstanden als Verhältnis der Rißlast zur zulässigen Last, praktische Bedeutung. Wo Risse unvermeidlich sind, ist die Dehnbarkeit des Betons wichtiger als die Zugfestigkeit und geringes Klaffen der Risse wichtiger, als daß sie erst unter hohen Lasten entstehen.

Im übrigen kommt es darauf an, die Bewehrung möglichst aufzuteilen und solche Bewehrungsarten zu verwenden, die hohen Gleitwiderstand im Beton ergeben. Im Zusammenhang mit der Erörterung der Rißbildung wurde nachgewiesen, daß die Wechselwirkung zwischen Beton und Eisen beim Entstehen der Anfangsspannungen grundsätzlich übereinstimmt mit den Vorgängen in der Nähe eines Risses, und daß die Anfangsspannungen infolge des Kriechens des Betons wahrscheinlich kleiner sind, als bisher vermutet wurde.

Verzeichnis der benutzten Literatur.

(1) *Graf:* Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk. Stuttgart 1921.

(2) *Graf:* Der Aufbau des Mörtels und des Betons. Berlin 1930.

(3) *Guttmann:* Zur Frage der Zugfestigkeit unbewehrten Betons. Zement 1935, Heft 35.

(4) *Graf:* Deutscher Beton-Verein, Eisenbetonbau, Entwurf und Berechnung. Stuttgart 1926.

(5) *Dutron:* Les matières inertes et les propriétés mécaniques des bétons. Kongreßbericht Lüttich 1930.

(6) *Hummel:* Das Beton ABC. Berlin 1935.

(7) *Haegermann:* Die Prüfung von Zement mit weich angemachtem Mörtel. Zement 1935, Heft 35, 39 und 44.

(8) *Graf:* Über Zement für Betonstraßen. Zement 1935, Heft 23 und 24.

(9) *Graf:* Über die Herstellung und Prüfung von Prismen aus weich angemachtem Mörtel zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften von Straßenbauzementen. Zement 1936, Heft 7.

(10) *Graf:* Betonstraßenbau und Materialprüfung. Straße 1936, Heft 2.

(11) *Graf:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 71, Berlin 1933.

(12) *Olsen:* Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Zementmörtel und Beton. Beton und Eisen 1929, Heft 11 und 12.

(13) *Bach* und *Graf:* Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 72 bis 74. Berlin 1909.

(14) *Roš:* Einfluß des Zusatzes von „Plastiment" auf die bautechnischen Eigenschaften des Betons. Bericht Nr. 79 der Eidgen. Materialprüfungsanstalt Zürich 1934.

(15) *Hertel:* Einfluß der Verwendung von Edelzuschlag auf die Güte und die Kosten von Beton. Berlin 1930.

(16) *Pfletschinger:* Der Einfluß der Grobzuschläge auf die Güte von Beton. Zement 1929, Heft 31 bis 34.

(17) *Graf:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 63. Berlin 1930.

(18) *Walz:* Beitrag zur Anwendung von Rüttelverfahren beim Verarbeiten des Betons. Versuche über Oberflächenrüttlung. Beton und Eisen 1935, Heft 5 bis 7.

(19) *Graf:* Über den Einfluß der Größe der Betonkörper auf das Schwinden in trockenen Räumen und im Freien. Beton und Eisen 1934, Heft 7.

(20) *Freyssinet:* Une révolution dans les techniques du béton. Paris 1936.

(21) *Würzer:* Adhäsion, Kapillarkraft und Erhärtung. Zement 1934, Heft 39.

(22) *Haegermann:* Raumänderungen des Betons durch Feuchtigkeitswechsel. Bericht über die Tagung des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten im August 1935.

(23) *Graf:* Über einige Aufgaben der Eisenbetonforschung aus neuerer und älterer Zeit. Beton und Eisen 1934, Heft 11.

(24) *Hummel:* Beeinflussung der Beton-Elastizität. Zement 1935, Heft 42 und 43.

(25) *Graf:* Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. I, 4. Aufl., Berlin 1930.

(26) *Graf:* Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Schwinden und Quellen usw. von Zementmörtel und Beton. Zement 1928, Heft 40 bis 42 und 45 bis 47.

(27) *Gehler:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 66, Berlin 1930.

(28) *Graf:* Über die Elastizität der Baustoffe. Bautechnik 1926, Heft 36 bis 38.

(29) *Graf:* Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, Berlin 1929.

(30) *Graf:* Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 227, Berlin 1920.

(31) *Möhlmann:* Untersuchungen über die Dehnungsfähigkeit von hochwertigem Beton an Zug- und Druckkörpern. Berlin 1927.

(32) *Graf:* Über das Schwinden und Quellen sowie über die Dehnungsfähigkeit von Beton mit verschiedenen Zuschlagstoffen. Beton und Eisen 1933, Heft 7/8.

(33) *Granville:* Creep of concrete under load. The Structural Engineer, Februar 1933.

(34) *Hummel:* Vom Kriechen oder Fließen des erhärteten Betons und seiner praktischen Bedeutung. Zement 1935, Heft 50 und 51.

(35) *Freudenthal:* Änderung des Spannungszustandes weitgespannter, flacher Eisenbetonbogen durch die plastische Dauerverformung des Betons. Beton und Eisen 1935, Heft 11.

(36) *Emperger:* Heft 16 der Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Österreichischen Eisenbetonausschuß. Wien 1935.

(37) *Honigmann:* Witterungseinflüsse und ihre Raffung im Kurzversuch an Schleuderbetonmaststücken. Beton und Eisen 1935, Heft 19 und 20.

(38) *Rengers:* Einfluß der Rißbreite auf den Angriff durch Rost. Beton und Eisen 1935, Heft 10.

(39) *Mörsch:* Der Eisenbetonbau, 6. Aufl., Bd. 1, Stuttgart 1923.

(40) *Kayser:* Anfangsspannungen im Eisenbetonbau. Beton und Eisen 1936, Heft 1.

(41) *Schächterle:* Talübergang bei Denkendorf. Beton und Eisen 1936, Heft 1.

(42) *Berger:* Der Umbau der Sophienbrücke in Bamberg. Bauingenieur 1932, Heft 23/4.

(43) *Graf:* Über die Bedingungen für die Größe der zulässigen Anstrengungen von Eiseneinlagen in Eisenbetonplatten und in Eisenbetonbalken. Beton und Eisen 1935, Heft 9.

(44) *Gehler:* Referat IIc des vorliegenden Kongreßberichtes.

(45) *Abeles:* Über die Verwendung hochwertiger Baustoffe im Eisenbetonbau. Beton und Eisen 1935, Heft 8 und 9.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb 2

Zugfestigkeit des Betons in Eisenbetonkonstruktionen.

Sur la résistance des pièces tendues dans les constructions en béton armé.

The Tensile Strength of Stressed Parts in Reinforced Concrete.

G. Colonnetti,
Professeur à l'Ecole Royale Supérieure d'ingénieurs de Turin.

Alle Experimentalforscher sind sich darüber einig, daß bei gleichem Querschnitt der Eiseneinlagen die Zugfestigkeit der Konstruktionen aus Eisenbeton im selben Verhältnis zunimmt — und die Rißbildung demgemäß abnimmt — je größer die Anzahl und je geringer daher der Durchmesser der verwendeten Eisenstäbe wird.

Wenn aber diese Tatsache durch den Versuch in einwandfreier Weise dargetan ist, so wird die Deutung, die ihr die einzelnen Fachleute geben, dadurch in keiner Weise klarer.

Von geringem Nutzen ist in der Tat der übliche Hinweis darauf, daß bei abnehmendem Durchmesser der Einlagen das Verhältnis ihres am geraden Querschnitt gemessenen Umfanges zum Flächeninhalt zunimmt, woraus bessere Verhältnisse hinsichtlich der Adhäsion zwischen Eisen und Beton folgen, wenn die versuchsmäßige Feststellung sich offenkundig auf Fälle wie der des einfacher Biegung ausgesetzten Brückenbogens bezieht, bei dem die Adhäsion theoretisch keinen Grund hätte, in Tätigkeit zu treten.

In Wirklichkeit gewinnt dieser Hinweis einen Wert — und, wie wir bald sehen werden, einen wohlumrissenen und genauen Wert — nur dann, wenn wir beim Versuch, dasjenige zu zergliedern, was wirklich in einer auf Zug beanspruchten Konstruktion vor sich geht, die äußerst einfältigen und nicht selten einander widersprechenden Ansichten beseitigen, zu denen wir bei unseren statischen Berechnungen unsere Zuflucht zu nehmen gezwungen sind.

Bei diesen Berechnungen pflegen wir bekanntlich jegliche Teilnahme des Betons an der Zugfestigkeit zu verneinen, indem wir annehmen, daß das Eisen allein die Beanspruchung voll und ganz aufnimmt, wenn diese Berechnungen lediglich den Zweck haben, den Nachweis der Festigkeit der Baustoffe zu erbringen; im Gegensatz hierzu bringen wir diese Teilnahme voll in Ansatz und nehmen an, daß sich die inneren Spannungen zwischen Eisen und Beton im Verhältnis der entsprechenden Elastizitätsmodule verteilen, so oft wir Formänderungen errechnen wollen, sei es, daß diese von unmittelbarer Wichtigkeit sind, sei es, daß sie zur Berechnung etwaiger Unbekannten bei statisch unbestimmten Konstruktionen dienen sollen.

Wie wir wohl wissen, ist die Wahrheit die, daß es in der Praxis weder das eine noch das andere gibt oder daß, um es genauer zu fassen, beide Hypothesen nur ausnahmsweise, im Falle ganz besonderer Querschnitte, zutreffen, und daß zwischen beiden Grenzfällen eine Reihe statischer Zwischenzustände liegen, in denen der Beton einen Teil, aber auch nur einen Teil der ihm zustehenden Beanspruchung auf sich nimmt.

Es soll hinzugefügt werden, daß es zwecklos wäre, zu versuchen, diese Teilbeanspruchung des Betons an der Festigkeit der Konstruktion bei diesen Berechnungen zum Ausdruck zu bringen, und dies zwar aus dem Grunde, daß eine solche Teilbelastung in hohem Maße von Fall zu Fall wechselt, ja sogar in jedem Einzelfalle von einem Punkte zum anderen, je nachdem der Beton in verschiedenem Maße homogen ist, je nachdem die Adhäsion mit dem Eisen mehr oder weniger vollkommen ist, und vor allem, je nach der Anzahl und der Lage gewisser, sehr kleiner und unmerklicher Risse, die die verschiedensten Ursachen bewirkt haben können.

Es ist gesagt worden, daß es kaum Bauwerke aus Eisenbeton gibt, die bei genügend scharfer Prüfung nicht das Vorhandensein irgendeiner dieser unmerklichen Rißbildungen aufweisen, deren Ursache gemeinhin in den inneren Spannungszuständen gesucht wird, die beim Schwinden des Betons oder unter der Wirkung von Temperaturschwankungen entstehen.

Sicher ist, daß, wenn solche Risse vorhanden sind, die gegebenenfalls auftretenden Zugbeanspruchungen dadurch gänzlich vom Eisen aufgenommen werden müssen. Aber in den unmittelbar benachbarten Querschnitten, wo das Eisen in eine gesunde, kompakte Masse gebadet ist, die gut haftet, nimmt der Beton, der gezwungen ist, die Formänderungen mitzumachen, einen aktiven Teil an der Festigkeit, und entlastet das Eisen um einen mehr oder weniger beträchtlichen Teil der Beanspruchungen, die es wegen der Risse aufnimmt.

In diesen abwechselnden Übergängen der Beanspruchung vom Eisen auf den Beton und vom Beton auf das Eisen, Übergängen, die bei den statischen Beanspruchungen nicht vorgesehen werden und nicht vorgesehen werden können, entstehen nun gerade in der Betonmasse Tangentialkräfte, die mit denen nichts zu tun haben, die vom Vorhandensein etwaiger Abscherungskräfte abhängen.

Gerade diese Spannungen aber können, wenn sie die Festigkeitsgrenzen der Baustoffe überschreiten, bestehende Risse erweitern und neue hervorrufen.

Es ist somit die Frage, zu wissen ob und in welcher Weise diese Teilnahme der unversehrten Betonmasse an der Festigkeit der Baukonstruktion wirksamer und unmittelbarer gestaltet werden kann, wobei die Zonen, in denen diese nachgeben kann, tunlichst eingeschränkt werden, ohne daß diese Tangentialkräfte die besagten Grenzen überschreiten und die Standfestigkeit des gesamten Bauwerkes in Frage stellen.

Aber in einer andern Hinsicht noch muß die übliche theoretische Annahme einer strengen und sachlichen Kritik unterzogen werden.

Es ist in der Tat bekannt, daß eine der Grundvoraussetzungen, auf denen die übliche statische Theorie der Bauwerke aus Eisenbeton ruht, in der Unabhängigkeit der Verteilung der inneren Spannungen von der Sonderart der Anlegung der äußeren Beanspruchung besteht.

Ist einmal die auf einen bestimmten Querschnitt des Bauwerkes einwirkende Beanspruchung gegeben, so nimmt man mit *de Saint-Venant* an, daß das Gesetz, nach welchem sich die inneren Spannungen in demselben Querschnitt verteilen, ein einziges und wohl bestimmtes ist, wie auch immer die Kräfte angelegt sein mögen, die diese Beanspruchung hervorrufen.

In Wirklichkeit aber übt diese Art der Anlegung einen Einfluß aus, der nicht vernachlässigbar ist und der im Sonderfall des Eisenbetonbalkens sogar bedeutend werden kann, weil sich die Betonmassen und die entsprechenden Eiseneinlagen in der Praxis sehr verschieden in Bezug auf die angelegten Kräfte verhalten können.

Der Fall, in dem die äußere Beanspruchung sich sofort nach ihrer Anlegung auf Eisen und Beton in solchem Verhältnis verteilt, daß die Formänderungen längs der betreffenden, in Berührung stehenden Flächen die gleiche ist, wodurch die Annahme der Aufrechterhaltung der flachen Querschnitte bekräftigt wird, ist in der Tat als unbedingte Ausnahme zu betrachten.

Es kann vielmehr in manchem Fall vorkommen, daß die Beanspruchung eines bestimmten Balkens über in geeigneter Weise hergestellte Verbindungen zwischen den Einlagen der einzelnen Teile des Bauwerkes direkt an dessen Bewehrung angreift. In einem solchen Falle wird diese Bewehrung Formänderung erleiden unter der Wirkung der Beanspruchung und dadurch wird auch die Form der Betonmasse geändert, in die die Bewehrung eingebettet ist, so daß diese mehr oder weniger aktiv an der Festigkeit teilnehmen muß. Aber es leuchtet ein, daß dieser Kräfteübergang vom Eisen auf den Beton nur stattfinden kann vermöge der Adhäsion und vermöge der daraus folgenden Ausbildung eines Systems tangentialer Kräfte, die ihre Erklärung nicht in der auf sich selbst betrachteten Beanspruchung, sondern lediglich in der Sonderart ihrer Anlegung finden.

Häufiger wird der entgegengesetzte Fall eintreten: die äußeren Kräfte, die die Beanspruchung bestimmen, werden in der Tat meistens in Gestalt von Oberflächendruck an die Betonmasse angelegt. Und dann ist es der Beton, der dadurch, daß er seine Form ändert, auch die Form der zwischenliegenden Einlagen ändert und diese zum Mitwirken zwingt, d. h. sie zwingt, einen bestimmten Teil der inneren Spannungen auf sich zu nehmen, wobei der Beton in höherem Maße entlastet wird als es nach der Theorie der Fall sein müßte. Abermals kann aber der Kräfteübergang vom Beton auf die Einlagen nicht vor sich gehen, ohne daß sich gewisse Systeme von Tangentialkräften ausbilden, die die Beanspruchung an sich nicht erklären kann und deren Ursache gerade und ausschließlich in der Tatsache liegt, daß der wirkliche Gleichgewichtszustand nicht der durch die Theorie bedingte ist.

Diese behält ihren ganzen Wert als Grenztheorie, die dazu bestimmt ist, in jenen Querschnitten des Brückenbogens zu gelten, die genügend von den Punkten entfernt sind, wo die äußeren Kräfte angreifen. Das will schlechthin besagen, daß bei den üblichen Belastungsverhältnissen der Brückenbögen einer gewöhnlichen Konstruktion aus Eisenbeton der Theorie niemals streng Genüge getan wird.

Es ist daher in der Praxis nicht leicht, die Tatsache unberücksichtigt zu lassen, daß bei den angedeuteten Belastungsverhältnissen die inneren Spannungen im Beton in der Nähe der Punkte, wo die Belastung angreift, Werte erreichen können

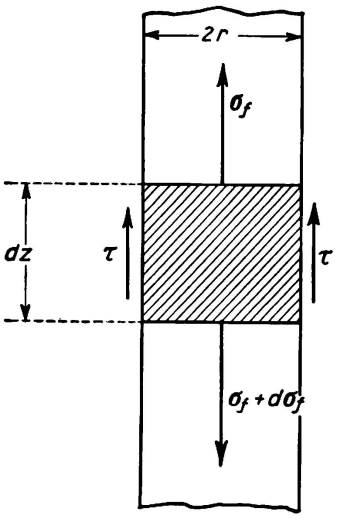
und sie auch wirklich erreichen, die höher liegen, als die aus der Theorie abgeleiteten, wobei außerdem diese Spannungen desto höher und ihre Zonen im Balken desto größer sind, als der beschriebene Vorgang des Kräfteübergangs vom Beton auf das Eisen ein langsamerer ist.

Und somit taucht aufs neue und unter Umständen in neuer Gewandung dieselbe Frage auf: zu wissen, nämlich, ob und in welcher Weise dieser Übergang wirksamer und unmittelbarer gestaltet werden kann, ohne daß die dadurch bedingten Tangentialkräfte die Grenzen der Materialfestigkeit übersteigen, wodurch die Zonen, in denen die anormale Kräfteverteilung auftritt, eingeschränkt und der Unterschied zwischen dieser Verteilung und der rechnerisch ermittelten herabgemindert wird.

Wir wollen nun zeigen, wie diese Frage einer Lösung zugeführt werden kann, indem man bekannte und elementarste Berechnungsweisen wieder aufnimmt und sie auf den vorliegenden Fall anwendet.

Nehmen wir der Einfachheit halber einen Rundstab aus Eisen, dessen Durchmesser wir mit 2 r bezeichnen wollen und dessen einer, gerader Querschnitt mit einer Normalspannung σ_f beansprucht wird, wobei ein benachbarter, in der Entfernung d z des vorhergehenden Querschnittes liegender Querschnitt mit einer ähnlichen Spannung $\sigma_f + d\sigma_f$ beansprucht wird (Fig. 1).

Fig. 1.



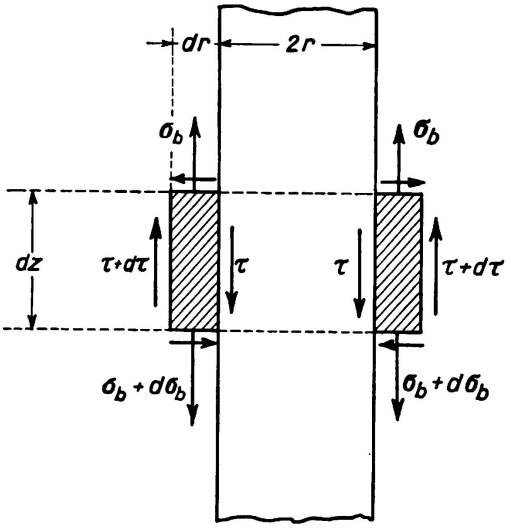


Fig. 2.

Zum Gleichgewicht des zwischen diesen Querschnitten liegenden Eisenteiles ist offenbar Bedingung, daß auf dessen zylindrische Seitenfläche eine (durch die Adhäsion des Betons ermöglichte) Tangentialspannung ausgeübt wird, deren mittlerer Wert τ der Beziehung genügen muß:

$$d\sigma_f \cdot \pi r^2 = \tau \cdot 2\pi r \cdot dz$$

aus der man erhält:

$$\frac{d\sigma_f}{dz} = 2\frac{\tau}{r} \tag{1}$$

Betrachten wir nunmehr den Hohlzylinder aus Beton, der um diese Eiseneinlage liegt.

Es sei dr die äußerst geringe Wandstärke dieses Zylinders, σ_b die Normalspannung, die diese Wand an der Stelle des zuerst betrachteten geraden Querschnittes aushält, $\sigma_b + d\sigma_b$ die ähnliche Spannung auf dem anderen geraden Querschnitt, der gemäß unserer Annahme in der Entfernung dz vom ersteren liegt (Fig. 2).

Dieselben Betrachtungen über das Gleichgewicht, die wir soeben für den Fall des Eisens angestellt haben, führen, wenn wir sie auf diesen Betonzylinder beziehen, zu einer neuen Bedingungsgleichung:

$$d\sigma_b\,[\pi\,(r + dr)^2 - \pi r^2] = (\tau + d\tau)\,2\pi\,(r + dr)\,dz - r \cdot 2\pi r \cdot dz$$

in der wir natürlich mit $\tau + d\tau$ den mittleren Einheitswert der Tangentialspannung bezeichnet haben, die die Betonteile, welche den betrachteten Zylinder umgeben, auf dessen äußeren Mantel ausüben.

Bei Vernachlässigung der unendlich kleinen Glieder höherer als zweiter Ordnung, nimmt die Gleichung die Gestalt an:

$$d\sigma_b \cdot 2\pi r \cdot dr = \tau \cdot 2\pi\,dr \cdot dz + d\tau \cdot 2\pi r \cdot dz$$

oder auch:

$$\frac{d\sigma_b}{dz} = \frac{\tau}{r} + \frac{d\tau}{dr} \tag{2}$$

Wenn man aber will, daß dieser Betonzylinder in vollkommener Weise an den Einlagen haftet, die er umschließt, so muß man notwendigerweise annehmen, daß die Formänderungen der beiden Baustoffe auf der Berührungsfläche dieselben sind.

Infolgedessen, wenn E_f der normale Elastizitätsmodul des Eisens und E_b derjenige des Betons ist, so muß sein:

$$\frac{\sigma_f}{E_f} = \frac{\sigma_b}{E_b} \qquad \frac{d\sigma_f}{E_f} = \frac{d\sigma_b}{E_b}$$

Unter diesen Umständen leitet man sofort aus den beiden soeben geschriebenen und zu gleicher Zeit geltenden Gleichgewichtsgleichungen ab:

$$\frac{d\tau}{dr} = \frac{2E_b - E_f}{E_f} \cdot \frac{\tau}{r} \tag{3}$$

worin der Koeffizient:

$$\frac{2E_b - E_f}{E_f}$$

stets negativ ist.

Wenn man annimmt, wie es in der Praxis üblich ist, daß:

$$E_f = 10\,E_b$$

so nimmt dieser Koeffizient den Wert: $-\frac{4}{5}$ an.

Auf alle Fälle kann man durchaus allgemein behaupten, daß die Tangentialspannungen im Beton sehr schnell abnehmen, sobald man sich von der Eisenoberfläche entfernt, und zwar desto schneller als das Verhältnis $\frac{\tau}{r}$ des Höchstwertes, den diese Tangentialspannungen auf besagter Oberfläche erreichen, zum Radius derselben ein größeres ist.

Indessen gemahnt uns die erste von uns niedergeschriebene Gleichgewichtsgleichung daran, daß von dem Werte des Verhältnisses $\frac{\tau}{r}$ auch die Geschwindigkeit abhängt, mit der die σ_f (und also auch die σ_b) sich in Funktion von z ändern.

Wir sehen uns somit veranlaßt, daraus zu schließen, daß zwei Bedingungen erfüllt werden müssen, wenn man will, daß der Übergang der Kräfte vom Eisen auf den Beton (oder vom Beton auf das Eisen) in einer entweder im Längs- oder im Quersinne sehr begrenzten Zone von statten geht:

1. ein hoher Wert von τ bedeutet gute Adhäsion zwischen beiden Werkstoffen,

2. ein geringer Wert von r, d. h. eine Aufteilung des Eisenquerschnittes in zahlreiche Einlagen geringen Durchmessers.

Die erste Bedingung ist selbstverständlich und sofort einleuchtend, während die zweite direkt jene Versuchsergebnisse bestätigt, deren wir beim Anfang dieses Berichtes gedacht haben und die uns in den Stand setzen, den doppelten Vorteil genauer zu fassen, den die Verwendung von Eiseneinlagen geringen Durchmessers zu erzielen gestattet und der sich je nach Lage des Falles so wiedergeben läßt, daß bei gleichen tangentialen Höchstspannungen der Übergang der Kräfte vom Eisen auf den Beton (oder vom Beton auf das Eisen) sich innerhalb einer entweder im Längssinne oder im Quersinne engeren Zone vollzieht, oder so, daß bei Gleichheit der anderen Verhältnisse dieser Übergang der Kräfte geringere Tangentialspannungen hervorruft.

Zusammenfassung.

Der Verfasser beschreibt die Unvollkommenheit der üblichen Annahmen bei der Berechnung von Eisenbetonquerschnitten. Er untersucht, wie die Übertragung der Tangentialspannungen vor sich geht und verbessert werden kann. Durch die Rechnung wird die bekannte Tatsache bewiesen, daß viele dünne Eisen wenigen dicken vorzuziehen seien.

IIb 3

Praktische Weiterentwicklung der Verfahren zur mechanischen Behandlung von Beton[1].

Progrès pratiques des méthodes de traitement mécanique des bétons.

Practical Improvements in the Mechanical Treatment of Congrete.

E. Freyssinet,
Ingénieur-Conseil, Neuilly-s-Seine.

Ich werde jetzt zeigen, daß die in den beiden ersten Teilen dieser Abhandlung angestellten Überlegungen eine große Bedeutung haben, nicht nur vom theoretischen Gesichtspunkt aus, sondern auch und vor allem vom Standpunkt der Bauausführung.

Diese theoretischen Betrachtungen haben mich zur Verwirklichung vollkommen neuer und in der Tat wirklich umwälzender Bedingungen der Vereinigung Eisen-Beton geführt, die nicht allein gestatten, die Preise und die Gewichte einer Konstruktion von gegebenen Abmessungen und gegebener Tragfähigkeit erheblich herabzusetzen, sondern auch neue technische Möglichkeiten bieten, die das größte Interesse verdienen. Diese Ergebnisse können durch die Anwendung von Stahl mit hoher Streckgrenze und von hochwertigem Beton erreicht werden.

Schwierigkeiten der Ausnutzung von Stahl mit hoher Streckgrenze.

Um den Preis des für eine Konstruktion gegebener Abmessungen und Tragfähigkeit benötigten Stahles zu senken, muß man das Verhältnis $\frac{\text{Preis je kg}}{\text{zulässige Spannung}}$ senken, das sich wie das Verhältnis $\frac{\text{Preis je kg}}{\text{Streckgrenze}}$ ändert.

[1] Diese Untersuchung von *Freyssinet* ist ein Teil einer Arbeit über „Neue Probleme des Eisenbetonbaues". Die beiden ersten Teile dieses Berichtes, von denen nachstehend eine kurze Inhaltsangabe gegeben wird, sind in dem 4. Band der „Abhandlungen" der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau erschienen.

Im ersten Teil seiner Arbeit entwickelt *Freyssinet* eine Theorie der Formänderungen von Zement und Beton, die sich auf die Grundsätze der Thermodynamik und physikalische Annahmen stützt. Es handelt sich um eine Folge von Lehrsätzen, die für alle Körper gilt, die er „pseudo-solide" nennt. Darunter sind Körper zu verstehen, die mit sehr kleinen Hohlräumen durchsetzt sind, die von einer Flüssigkeit, welche deren Wandungen benetzt, oder von einem Glas ausgefüllt werden können.

Im zweiten Teil erörtert der Verfasser die allgemeinen Eigenschaften der Zemente und die Bildung des Porennetzes der Zementpasten, wobei er von neuen Annahmen ausgeht. Er leitet hieraus wichtige praktische Schlußfolgerungen ab und erklärt insbesondere, warum die Widerstandsfähigkeit der Zemente mehr als von irgendeinem anderen Faktor von den mechanischen und physikalischen Bedingungen ihrer Anwendung abhängt. Er zeigt dann, daß man für alle Zemente bedeutende, fast augenblickliche Erhärtungen durch einfache Verbesserungen der Dichtigkeit erreichen kann.

Die Hüttenwerke liefern Stahl mit Festigkeiten in der Nähe von 100 kg/mm², deren Streckgrenze leicht über 80 kg/mm² gebracht werden kann, zu einem Preis, der nur wenig höher ist als jener des üblicherweise gebrauchten Betoneisens. Bei bedeutender Nachfrage könnten sie Sonderstähle mit einer Streckgrenze, die wesentlich höher als 120 kg/mm² ist, zu Preisen gleicher Größenordnung liefern.

Da man heute fast ausschließlich Eisen mit einer Streckgrenze von 24 kg/mm² verwendet, kann man also das Verhältnis $\frac{\text{Preis je kg}}{\text{Streckgrenze}}$ durch einen Koeffizienten teilen, der gegenwärtig bei 3 liegt und der sich künftig bis über 4 erhöhen dürfte. Bei großen Spannweiten wird sich dieser Koeffizient durch die Verringerung der Eigengewichte noch weiter erhöhen.

Wenn man in einem Bauteil das gewöhnliche Eisen durch hochwertigen Stahl ersetzt, z. B. durch Stahl mit einer Streckgrenze von 120 kg/mm², so ruft man in ihm unheilvolle Risse hervor, sobald man ihn Belastungen unterwirft, die über die üblichen Werte wesentlich hinausgehende Spannungen erzeugen. Der Bauteil verhält sich dann nicht viel besser als ein solcher mit Einlagen aus gewöhnlichem Rundeisen gleichen Querschnittes.

Der Grund für diesen Mißerfolg ist, daß die Längenänderung des Betons in üblich bewehrten Konstruktionen praktisch gleich der der Eisen ist, die die gesamten Zugspannungen aufnehmen. Die Längenänderung wächst proportional mit den Spannungen. Der Young-Modul ist unabhängig von der Art des verwendeten Eisens.

Es ergibt sich, daß die zulässigen Längenänderungen für den Beton ungefähr den für weiches Eisen zulässigen Spannungen entsprechen.

Die Verwendung von hochwertigem Stahl, der auf Zug beansprucht ist, erhöht also nur wenig den praktischen Wert einer Konstruktion, und da sie in der Praxis gewisse Unbequemlichkeiten mit sich bringt, wird auf sie verzichtet.[2]

Schwierigkeiten der Ausnutzung von Beton hoher Festigkeit.

Ich habe erklärt, wie die Verbesserung der Dichtigkeit des Betons durch mechanische Mittel es gestattet, dessen Druckfestigkeit so weit zu steigern, daß sie fast jener der Gesteine gleicht, deren Bruchstücke die Zuschlagstoffe bilden.

Da man in den Steinbrüchen leicht Zuschlagstoffe findet, deren Gesteinsfestigkeit 1000—1500 kg/cm² und mehr beträgt, ergibt sich, daß die tatsächlichen Werte des Verhältnisses

$$\frac{\text{Preis je m}^3}{\text{Druckfestigkeit}}$$

ungefähr im gleichen Ausmaß wie diejenigen des Verhältnisses

$$\frac{\text{Preis je kg}}{\text{Streckgrenze des Eisens}}$$

verringert werden können.

[2] Ich erinnere daran, daß aus meinen Arbeiten über die Formänderungen von Beton hervorgeht, daß im Gegensatz hierzu die Anwendung von harten Eisen in gedrückten Bauteilen sehr zu empfehlen und sehr wirksam ist.

Ich bemerke nebenbei, daß für hochwertigen Beton das Verhältnis

$$\frac{\text{Elastizitätsgrenze}}{\text{Spezifisches Gewicht}}$$

wesentlich höher ist als das der üblichen Eisen und sich dem der besten Flugzeugmetalle nähert, vor allem wenn man beim Vergleich den Zusammensetzungsschwierigkeiten Rechnung trägt, die im Fall des Betons nicht bestehen.

Aber diese Eigenschaften des Preises und des geringen spezifischen Gewichtes sind in der klassischen Eisen-Beton-Verbindung äußerst schlecht ausgenützt.

Indem man die Dichtigkeit des Betons erhöht, erhöht man seine Druckfestigkeit, dagegen seine Zugfestigkeit im allgemeinen in einem viel geringeren Ausmaß und in Abhängigkeit von den Herstellungsbedingungen. Hieraus ergibt sich erstens, daß man den Wert des Verhältnisses $n = \frac{E_a}{E_b}$ herabsetzt, wodurch sich die neutrale Faser nach oben verschiebt und die Druckspannung in auf Biegung beanspruchten Bauteilen erhöht wird. Der erwartete Vorteil wird also stark verringert.

Zweitens ist die Zugfestigkeit mindestens ebenso wichtig wie die Druckfestigkeit, denn das Verhalten der Konstruktionen gegenüber Schubbeanspruchungen und zahlreichen Zerstörungsursachen, die man in der Berechnung vernachlässigen kann, denen die Praxis aber Rechnung tragen muß, hängt ausschließlich von ihr ab. Die Konstrukteure drücken das so aus, daß sie sagen, die Praxis verlangt geringste Abmessungen.

Drittens erfährt jedwede Konstruktion, ganz gleich welcher Art, nach *Caquot* dauernde Anpassungs-Formänderungen, deren Folge eine Angleichung der Spannungen und eine Verminderung ihrer Höchstwerte ist. Diese Anpassung vollzieht sich schlecht, wenn der Beton zu wenig plastisch verformbar ist.

Die Einführung von Beton hoher Dichtigkeit bei üblichen Konstruktionen bietet aus diesen verschiedenen Gründen erheblich geringere Vorteile, als man erwarten dürfte, wenn man allein nach der Druckfestigkeit urteilt.

Theoretische Bedingungen der vollständigen Ausnutzung der Güteeigenschaften von hochwertigem Beton und hochwertigem Stahl.

Begriff der Vorspannung.

Eine gute Ausnutzung hochwertiger Baustoffe ist somit abhängig beim Stahl davon, daß die Dehnung des Betons innerhalb seiner üblichen praktischen Grenzen bleibt, beim Beton davon, daß die gesamten Zugspannungen unterhalb einer Grenze bleiben, die wesentlich geringer ist als die Zugfestigkeit des Betons.

Dieser doppelten Forderung kann man theoretisch genügen, indem man den Stahl nicht zur Aufnahme von Zugkräften benutzt, unter denen er eine Dehnung erfährt, der der Beton nicht zu folgen vermag, sondern um im Beton dauernde Spannungen hervorzurufen, die denen entgegengesetzt gerichtet sind, die durch die Belastung hervorgerufen werden, also Druckspannungen in den auf Zug, dagegen Zugspannungen in den auf Druck beanspruchten Zonen.

Man kann dieses Ergebnis erzielen, indem man den Stahl vor dem Einbringen

des Betons auf Zug beansprucht. Zu diesem Zweck faßt man die Eiseneinlagen in der Nähe ihrer Enden durch zwei vorübergehende Verankerungen, die es gestatten, sie mittels Pressen, die sich gegen Widerlager abstützen, um ein bekanntes Maß zu dehnen. Wenn der Beton soweit erhärtet ist, daß er die Verankerung der Enden der Bewehrung übernehmen kann, wird die Einwirkung der Pressen aufgehoben. Die Eiseneinlage hat nun die Neigung, sich zu verkürzen, und übt dabei auf den Beton eine Druckkraft aus, die ihrer Zugkraft entspricht. Ein anderes Verfahren besteht darin, daß man in den Zugeisen eine Zugkraft hervorruft, indem man sie gegen bereits erhärteten Beton verspannt.

Auf diese Weise erzeugt man in dem System Eisen-Beton ein doppeltes System ständiger Spannungen, die gleich aber entgegengesetzt denen sind, die in gewöhnlichen bewehrten Bauteilen durch die Schwindneigung hervorgerufen werden, deren unangenehme Folgen bekannt sind. Das Hervorrufen von Vorspannungen hat also zur ersten natürlichen Folge, die schädlichen Einflüsse des Schwindens zum Verschwinden zu bringen. Um dieses Ziel zu erreichen, hat man schon sehr lange und in verschiedenen Ländern nach praktischen Ausführungsverfahren gesucht. Aber alle diese Versuche haben fehlgeschlagen und wurden wieder aufgegeben, mit Ausnahme gewisser Anwendungen bei der Umschnürung von Rohren.

Ursachen des Mißerfolges der ersten Versuche. Unbedingte Notwendigkeit der Verwendung von Stahl mit sehr hoher Streckgrenze in Verbindung mit sehr dichtem Beton, um bleibende Vorspannungen zu erhalten.

Eine der Ursachen der Mißerfolge vor meinen Untersuchungen war, daß man die Gesetze der Formänderung des Betons nicht kannte.

Man nahm an, daß im Eisen Zugspannungen von einigen kg/mm² genügen müßten, um die Schwindwirkung auszugleichen.

Andererseits arbeitete man mit Beton mit sehr hohem Wasserzementfaktor (dem einzigen, den man praktisch herzustellen wußte), der für alle Ursachen der Formänderung sehr empfindlich ist und sich unter dem gemeinsamen Einfluß der Anfangsspannung und der ununterbrochenen Schwankungen des Feuchtigkeitszustandes um eine Gesamtmenge verkürzt, die viel größer als die den Eisen gegebene Dehnung ist. Daraus ergibt sich die, besonders von dem Deutschen *Koenen* gezogene Schlußfolgerung, daß es unmöglich sei, bleibende Vorspannungen zu erzielen.

Wir wissen heute, daß die gesamten Formänderungen des Betons, wenn sie auch viel größer sind, als man früher vermutete, doch ihre Grenzen haben. Alle Versuche bestätigen, daß die Gesetze der Verkürzungen unter Belastung durch Kurven dargestellt werden können, die asymptotisch zu Parallelen zur Zeitachse verlaufen, deren Ordinate vor allem vom Wasserzementfaktor abhängt, den der Beton bei Beginn des Abbindens hat. Gibt man daher den Eisen eine so große Dehnung, daß die größte Verkürzung des Betons nur ein geringer Bruchteil dieser Dehnung ist, so erhält man Vorspannungen, deren größter Teil bleibend ist und mit denen man, selbst nach sehr langer Zeit, unbedingt rechnen kann.

Die Verkürzungen können für gewöhnlichen Beton, je nach den Schwind- oder Belastungsbedingungen, bis drei Tausendstel und sogar mehr erreichen, wodurch

ein Spannungsabfall in den Eisen verursacht wird, der 60 kg/mm² überschreiten kann. Man darf also nicht überrascht sein, daß Spannungen von 10—12 kg negative Ergebnisse gebracht haben.

Die Verwendung von sehr dichtem Beton verringert erheblich die Formänderungen und den durch sie bedingten Spannungsabfall. Dieser ist von Bedeutung und muß nach den besonderen Verhältnissen (einwirkende Belastung, mechanische Eigenschaften sofortiger und allmählich sich einstellender Art, mittlere Feuchtigkeitsbedingungen) in jedem Fall berücksichtigt werden. Er bewegt sich im allgemeinen zwischen 10 und 30 kg/mm², wobei der letztgenannte Wert nur bei einem Druck der Größenordnung von 200—300 kg/cm² erreicht wird.

Ich benutze im allgemeinen Anfangsspannungen, die so berechnet sind, daß Dauerspannungen erhalten werden, welche zwischen $^1/_2$ und $^2/_3$ der Streckgrenze des Stahls liegen, die in den bisherigen Anwendungsfällen zwischen 80 und 90 kg/mm² lag.

Untersuchung der Änderungen des mechanischen Zustandes durch Vorspannungen in Bauteilen, die Biegungsspannungen in einer Richtung unterworfen sind.

a) Stabilisierung der Formänderungen von Eisen und Beton in Bauteilen, die durch wechselnde Lasten beansprucht sind.

Bei gleichgerichteten Momenten muß man dem auf Zug beanspruchten Beton eine bleibende Vordruckspannung geben, die der Größe des Zuges entspricht, im allgemeinen aber etwas größer sein muß. Der Beton bleibt dann nach Aufbringung der Belastung gedrückt.

Seine Formänderungen bei wechselnder Last werden durch das Trägheitsmoment des gesamten Querschnitts, einschließlich der Eisen, bestimmt. Beim gewöhnlichen Eisenbeton werden sie nur durch das Trägheitsmoment der Druckzone bestimmt, die der Eisenbewehrung entspricht.

Da dieses nur ein Bruchteil des ersteren ist, ist die erste Wirkung der Vorspannungen die Verminderung der Formänderungen der Zugzone in einem Verhältnis, das im Vergleich zum üblichen Eisenbeton oft 5 : 1 erreicht.

Dem Beton wird nicht nur jede Möglichkeit der Rißbildung entzogen, sondern es schwanken auch die Spannungen in den Eisen entsprechend ihrer mit dem Beton gleichen Formänderung viel weniger als im gewöhnlichen Eisenbeton.

b) Verringerung der Druckspannungen des Betons im Vergleich mit dem üblichen Eisenbeton.

In den Eisenbetonbauteilen ist die Steigung der Nullinie über die Schwerpunktslinie dadurch bedingt, daß die elastische Dehnung der Eisen größer ist als die elastische Verkürzung des Betons. Dadurch erhöhen sich sehr wesentlich die Höchstdruckspannungen im Vergleich zu einem homogenen Körper gleicher Abmessungen, und zwar umso mehr, je dichter der Beton ist und je höhere Zugspannungen die Eiseneinlagen haben.

In Bauteilen mit Vorspannung dagegen wird die neutrale Achse unabhängig von der Dichte des Betons unter die Schwerachse des Querschnitts gesenkt, woraus sich eine sehr bedeutende Verminderung der Spannungen ergibt.

Es wird also ein Eisenbetonbauteil mit Vorspannung viel höhere Lasten tragen können als ein Eisenbetonbauteil der seither üblichen Art.

Der Nutzen ist groß. Um dessen Größenordnung zu bestimmen, möchte ich das Beispiel eines Eisenbetonbalkens rechteckigen Querschnitts nehmen, der für eine Betondruckspannung von 50 kg/cm² und für eine Eisenzugspannung von 1500 kg/cm² berechnet ist. Nimmt man $n = 10$ an, so liegt die neutrale Faser in $^1/_4$ der Entfernung zwischen der am stärksten auf Druck beanspruchten Faser und der Bewehrung.

Durch das Hervorrufen von Vorspannungen kann man die Nullinie so viel senken, wie man es will. Praktisch kann man sie in die Nähe der Bewehrung bringen. Die Druckzone, die den ganzen Balken umfaßt, ist dann viermal so groß wie im vorhergehenden Fall. Wohl wird dann der Hebelarm von $^{11}/_{12}$ auf $^2/_3$ der Entfernung der Bewehrung von der am meisten gedrückten Faser verringert, aber trotzdem wird die mit der gleichen Höchstbeanspruchung von 50 kg/cm² aufnehmbare Belastung im Verhältnis

$$4 \cdot \frac{\frac{2}{3}}{\frac{11}{12}} = \frac{96}{33}$$

vergrößert, also etwa verdreifacht.

Dieser besseren Ausnutzung des Betons steht entgegen, daß die Spannung in der Bewehrung um $\frac{33}{24}$ vergrößert wird, aber dies ist wenig störend, denn der Eisenaufwand nach Gewicht beträgt nur $^{33}/_{84}$ desjenigen im gewöhnlichen Eisenbetonbalken.

Die Wirkung dieser Herabsetzung der Spannung wird natürlich erhöht, wenn man, wie dies folgerichtig ist, mit der Verwendung von Vorspannungen die Verwendung von hochwertigem Beton verbindet. Man kann dann für Platten gegebener Dicke Spannweiten in Betracht ziehen, die dreimal so groß wie die üblichen Spannweiten sind und die aus Gründen, die ich schon angegeben habe, nur zu Formänderungen annehmbarer Größenordnung Veranlassung geben werden. Man erkennt hieraus unmittelbar die praktische Bedeutung dieser Folgerungen, für Balken oder Pilzdecken.

c) Schubspannungen.

Aus der Verwendung von Vorspannungen ergeben sich hinsichtlich der Schubspannungen mindestens ebenso große Vorteile, wie ich sie für die Biegungsspannungen angegeben habe.

Um sie zu zeigen, genügt es, die *Mohr*'schen Diagramme aufzuzeichnen, die sich auf einfachen Schub, auf Schub im Verein mit einer oder zwei Zugkräften oder einer oder zwei Druckkräften beziehen.

Diese Diagramme zeigen, wie das Schwinden Zugkräfte hervorruft, die Hand in Hand mit Schub gehen. Sie zeigen auch, daß eine Druckkraft in nur einer Richtung schon sehr stark die Höchstzugspannungen[3] verringert und daß zwei

[3] Für die durch Versuche gefundenen Bestätigungen dieser Tatsache siehe „Science et Industrie", Januar 1933.

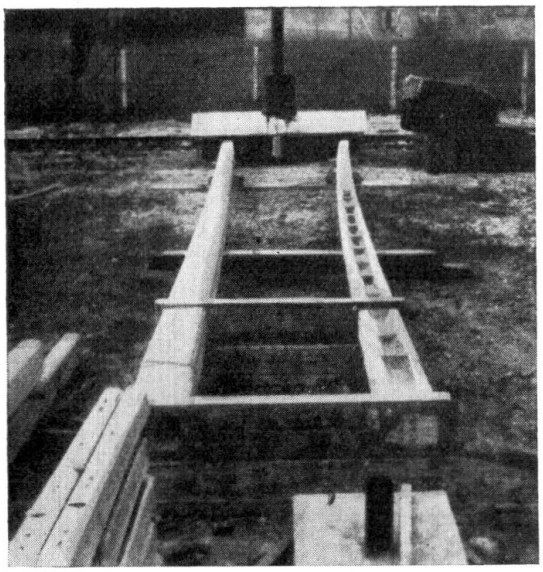
rechtwinklige Druckspannungen sie zum Verschwinden bringen können. Das günstigste System ist dasjenige mit zwei Druckkräften, die gleich dem Schub sind. Die gefährlichste Spannung ergibt eine Druckbeanspruchung von doppelter Größe des Schubes. Man kann dann in der Berechnung als Grenzgröße für den Schub die Hälfte der zulässigen Betondruckspannung einsetzen, was eine hervorragende Ausnutzung hochwertigen Betons und eine gewaltige Verringerung der Abmessungen im Vergleich mit den üblichen gestattet.

d) Widerstandsfähigkeit gegen wiederholte Beanspruchungen.

Bauteile aus gewöhnlichem Eisenbeton widerstehen schlecht wechselnden Beanspruchungen, was übrigens auch für genietete Eisenkonstruktionen gilt.

Die Erfahrung beweist, daß einer Vorspannung unterworfene Bauteile sich sehr viel besser verhalten.

Man hat einen Mast A mit Vorspannung und einen gewöhnlichen Mast B, je 12 m lang und 2 m von ihrem unteren Ende eingespannt, wechselnden Belastungen ausgesetzt. (Bild 1, 2, 3 und 4.)



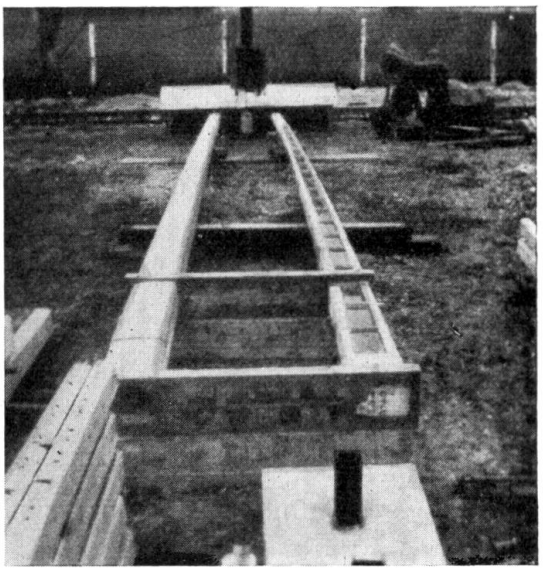


Fig. 1 und 2.

Die Pfosten A (links) und B (rechts) sind Belastungen unterworfen, die sie zusammenbringen (Fig. 1) und voneinander entfernen wollen (Fig. 2).

Der 5 Monate alte Mast A enthielt 50 kg Eisen und hatte ein Gewicht von 750 kg. Der Mast B war 18 Monate alt und enthielt 130 kg Eisen bei einem Gewicht von 980 kg.

Die an gleichartigen Masten gemessene Bruchlast betrug für beide Maste ungefähr 980 kg.

Die an der Spitze der Maste angreifende Last wechselte etwa achtmal in der Minute zwischen — 450 kg und + 450 kg.

Nach einigen hundert Lastwechseln war der Mast B stark rissig, und er brach vollständig nach einigen tausend Lastwechseln. Der Mast A hat 500000 Lastwechseln ohne nennenswerte Veränderung widerstanden.

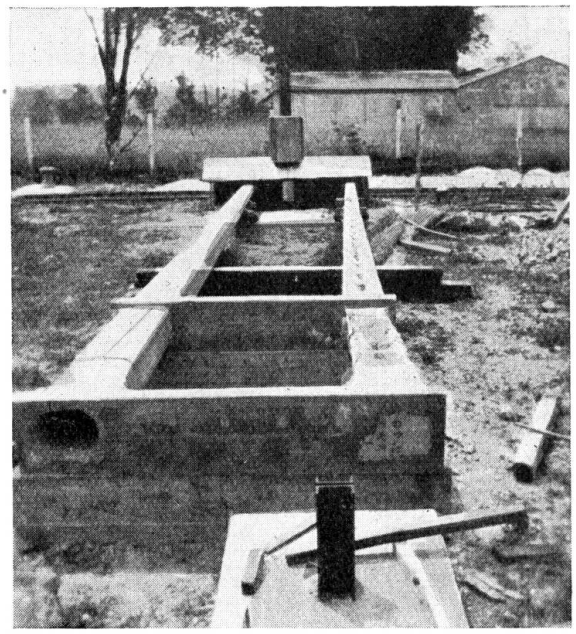


Fig. 3.

Die Pfosten A und B am Ende der Versuche (Pfosten B ist ganz gerissen).

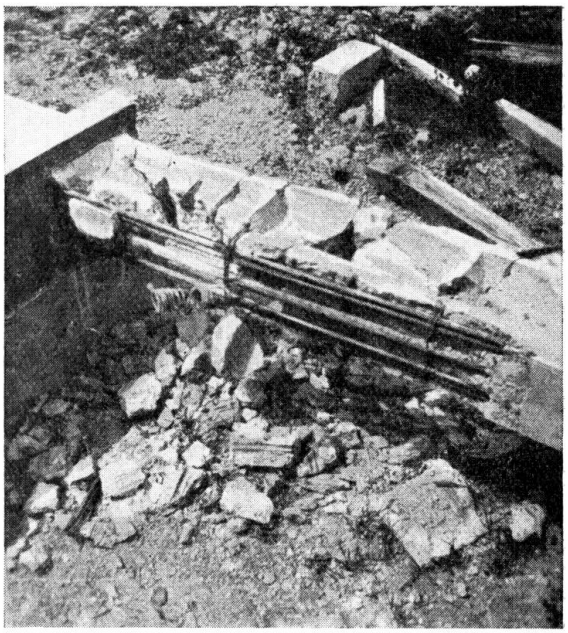


Fig. 4.

Einzelheit des Pfostens B nach den Versuchen.

Allgemeine Bedingungen für die praktische Anwendung von Vorspannungen. Notwendigkeit, die Spannungserteilung mit sehr niedrigen Kosten auszuführen.

Ich habe gezeigt, daß es theoretisch möglich ist, die Eisenbetonteile im Augenblick ihrer Herstellung mit mechanischen Eigenschaften zu versehen, die eine volle Ausnutzung der Güteeigenschaften von hochwertigem Stahl und Beton gestatten und ihnen darüber hinaus Vorzüge verleihen, wie eine starke Verminderung der Höchstdruckspannungen in auf Biegung beanspruchten Bauteilen, der Höchstzugspannungen in auf Schub beanspruchten Bauteilen und eine bedeutend größere Widerstandsfähigkeit gegenüber wiederholten Beanspruchungen.

Um diese Möglichkeiten in die Wirklichkeit umzusetzen, muß man zwei Probleme lösen.

Zunächst die Spannungserteilung an die Bewehrung, dann die praktische Herstellung von hochwertigem Beton, und dies mit genügend niedrigen Kosten, um von den Ersparnissen an Baustoffen auch im wirtschaftlichen Ergebnis möglichst viel beizubehalten.

Eine gewöhnliche Bewehrung aus Eisen mit einer Streckgrenze von 24 kg/mm² kostet einschließlich Verarbeitung etwa 1 Fr/kg.

Eine Bewehrung von 3,5 kg Gewicht kostet demnach 3,5 Fr/m. Sie kann mit der gleichen Sicherheitszahl durch eine Bewehrung aus Stahl mit einer Streckgrenze von 84 kg/mm² ersetzt werden, die 1 kg/m wiegt und unverarbeitet 0,90 Fr/m kostet; diese muß aber einer Spannung von ungefähr 8000 kg unterworfen werden. Die Ersparnis beträgt also 2,60 Fr. je Meter Stablänge, wovon die durch nachstehende Arbeitsvorgänge verursachten Kosten abgezogen werden müssen:

1. Schneiden des Stabes und Herstellen der endgültigen Verankerung mit dem Beton.

2. Schaffen von Hilfsverankerungen an den Enden des Stabes an zwei Stellen im Innern der Schalung, die imstande sind, einer Beanspruchung von 8000 kg zu widerstehen.

3. Erzeugen dieser Zugkraft von 8000 kg zwischen den Verankerungsstellen und Aufrechterhalten derselben während des Einbringens und Erhärtens des Betons.

4. Entfernen der Hilfsverankerungen, die sich im Innern der Schalung eingelassen im Beton befinden und Übertragung der Spannungen, die sie aufnehmen, auf die endgültigen Verankerungen, die sich gegen den Beton abstützen; Schließen der durch diese Beseitigung im Beton hervorgerufenen Löcher.

Damit sich hieraus ein Nutzen ergibt, müssen die Selbstkosten dieser verschiedenen Vorgänge geringer sein als das Produkt aus Stablänge mal 2,60 Fr. Außerdem muß noch berücksichtigt werden, daß das Ausschalen fast immer so lange verzögert wird, bis der Beton auf Druck beansprucht werden kann, was einen hohen Erhärtungsgrad bedingt. Man muß also die Unkosten berücksichtigen, die sich aus der Verlängerung der Zeit ergeben, während der die Schalungen für andere Zwecke nicht zur Verfügung stehen.

Die Kosten für die Spannungserteilung wachsen im allgemeinen weniger schnell als die Kräfte an. Sie sind auch von der Länge der Stäbe fast unabhängig; im Gegenteil, die Ersparnisspanne steigt proportional zur dritten Potenz der Längenabmessungen. Daraus ergibt sich, daß im Gegensatz zu dem, was man zunächst glauben könnte, die praktischen Probleme der Spannungserteilung an die Eisen umso leichter zu lösen sind, je größer die Abmessungen der Teile und je größer die zu entwickelnden Kräfte sind. Bei Bauteilen kleiner Abmessungen und bei geringen Kräften ist eine Lösung nur möglich, wenn es sich um oft zu wiederholende Reihenherstellungen handelt.

Der Spielraum ist mit Ausnahme des Falles sehr starker Bewehrungen gering, und man kann sagen, daß das praktische Problem der Verwendung von hochwertigem Stahl auf der Senkung der Kosten für die Verankerungsvorrichtungen und die Spannungserteilung an die Bewehrung beruht. Diese Bedingung verbunden mit der Tatsache, daß die Spannvorrichtungen die gleiche Widerstandsfähigkeit wie die Bewehrung haben müssen und diese auch nicht schwächen dürfen, scheidet die Mehrzahl der üblichen Spannvorrichtungen und besonders die Systeme, die mit Schraube und Mutter arbeiten, aus.

Ich habe jedoch mit Erfolg eine Befestigung der Eisen durch Einspannen zwischen Klauen oder Keilen oder durch elektrisch aufgeschweißte Ösen erreicht (Fig. 5).

Zwischen den Bewehrungen fehlt es oft an Platz, und die Spanngeräte dürfen dann nur einen kleinen Raum beanspruchen. Dies bedingt die Anwendung von Stählen höchster Güte, die im Hinblick auf eine Verbesserung ihres Widerstandes gegen Zugbeanspruchung und Abnutzung besonders behandelt wurden. Man vermeidet diese Schwierigkeiten, wenn man die Bewehrungsstäbe in vorher hergestellten Betonteilen vergießt. Diese werden dann in den Schalungen durch einfache Reibung, durch zweckmäßig ausgebildete Rillen oder durch andere Mittel festgehalten, deren Auswahl sich den besonderen Bedingungen jeder Anwendung anpaßt.

Beziehung zwischen den Problemen der Spannungserteilung an die Bewehrung und der schnellen Erhärtung des Betons.

Die Notwendigkeit, sehr niedrige Selbstkosten für das „unter Spannungsetzen" der Eisen zu erzielen, führt zur Suche nach verbesserten Arbeitsgeräten, welche die Handarbeit auf ein Mindestmaß verringern.

Aber diese Geräte, die sehr hohen Beanspruchungen widerstehen müssen, sind teuer, und sie werden während der ganzen Dauer der Erhärtung des Betons festgelegt.

Man hat also ein sehr großes Interesse daran, diese Erhärtung zu beschleunigen, und man kann sagen, daß die Möglichkeit der praktischen Anwendung der Vorspannungen mit der Entwicklung von Verfahren zur schnellen Erhärtung des Betons verbunden war.

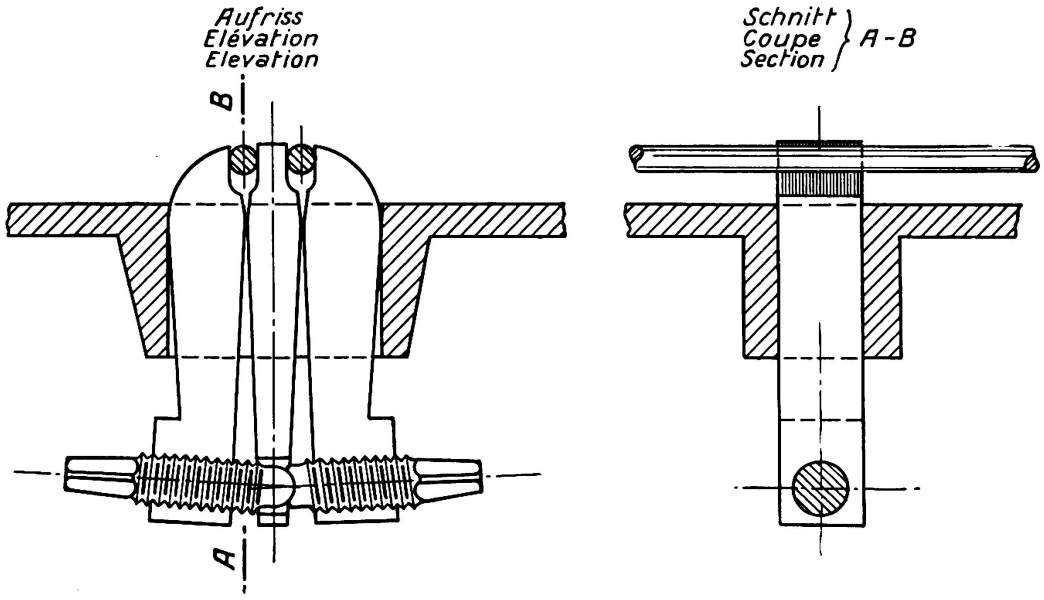


Fig. 5,

Einklemmen der Stähle in Backen.

Ich habe bereits die Mittel beschrieben, die es mir gestattet haben, sehr hohe Betonfestigkeiten äußerst rasch zu erzielen.

Sie bestehen in einer Behandlung des Betons, durch Rütteln, Druckeinwirkung und, beim Portland- und den Schlackenzementen, einer Erwärmung auf 100° und mehr.

Eine ausreichende Erhärtung, um eine sichere Aufnahme der Vorspannungen zu gewährleisten, ist in einer Frist erreicht worden, die für gute Portlandzemente $1^1/_2$ Stunden, gerechnet vom Zeitpunkt des Einbringens in die Schalung, beträgt. Mit den Schlackenzementen erhält man sehr gute Erhärtung in 2 bis 5 Stunden, und zwar je nach den Zementen und den Erwärmungsbedingungen.

Die Erwärmung läßt sich leicht mit Wasserdampf erreichen, wenn man zweckmäßig ausgebildete Schalungen benutzt. Durch die Abbindewärme überschreitet die Temperatur des Betons nicht selten die des Dampfes beträchtlich. Deshalb ist auch der Dampfverbrauch gering. Man braucht nur 10000 bis 20000 Kalo-

rien zuzuführen, um 1 m^3 Beton von 10 auf 100° zu bringen. Die Kosten für das Erwärmen des Betons betragen in der Praxis nur einige Franken je m^3.

Eine der Folgen der augenblicklichen Erhärtung des Betons ist die Möglichkeit, Bauwerke mit langen Bewehrungen in einzelnen Teilen zu betonieren, wobei die Bewehrung nach Erhärtung einzelner Abschnitte des Bauwerks mit einfachen und doch handlichen und billigen Geräten in Spannung gesetzt wird.

Ich werde zeigen, daß diese Technik sehr wichtige Anwendungen finden kann.

Beschaffung von Stählen mit hoher Streckgrenze.

Vor jeder Anwendung muß man sich mit Stahl geeigneter Güte zu einem Preis und in einer Form versorgen, die seine praktische Verwendung ermöglicht.

Diese Stähle müssen eine hohe und gleichmäßige Streckgrenze besitzen. Sie müssen vollkommen gerade und dürfen nicht spröde sein. Die Forderung gerader Stähle ist von sehr großer Bedeutung, weil ein Richten von Stählen mit hoher Streckgrenze, die sich wie Federn verhalten, mit den üblichen Verfahren auf den Baustellen unmöglich ist.

In Frankreich findet man im Handel keine Stähle mit hoher Streckgrenze, deren Preis von derselben Größenordnung wie der gewöhnlichen Betonrundeisen ist. Gezogene Stahldrähte sind zu teuer und haften schlecht am Beton.

Die Handelssstähle, deren Eigenschaften sich am meisten denen nähern, die für die von mir beabsichtigten Anwendungen erforderlich sind, sind Maschinendrähte, die im rohen Zustand eine ausreichend gleichmäßige Bruchgrenze von etwa 100 kg/mm^2 besitzen, deren Streckgrenze aber stark schwankt und zuweilen kaum höher als die von gewöhnlichem Eisen ist.

Man erhält sie bis zu einem Durchmesser von 16 mm in Ringen oft unregelmäßiger Form, die 50 bis 150 kg wiegen, und zu einem Preis, der wenig höher ist als derjenige des gewöhnlichen Betonrundeisens, was vor allem auf die geringe Nachfrage nach solchen Stählen zurückzuführen ist.

Man muß also diese Ringe in gerade Drähte mit hoher Streckgrenze verwandeln, ohne daß hierdurch der Preis wesentlich erhöht wird.

Ich habe Maschinen geschaffen, die diese Umwandlung mit einem Kostenaufwand von einigen Centimes je Kilogramm ausführen können (Fig. 6).

Um jeden Verlust durch Abfälle zu vermeiden, wird durch Lichtbogenschweißung an das Ende jedes Kranzes der Anfang des nächsten angeschweißt. Die Schweißstelle wird dann durch die Schweißmaschine selbst einer nochmaligen Behandlung unterworfen. Diese Vorgänge erfordern einige Sekunden und liefern eine Schweißstelle, die genau die gleiche Festigkeit wie der Draht besitzt. Hiernach nimmt die Maschine den Draht auf, der zuerst zwischen Walzen, die in zwei zueinander senkrecht stehenden Ebenen angeordnet sind, grob ausgerichtet und dann zwischen Klemmen gespannt wird, die durch hydraulische Pressen im Abstand von n Meter angezogen werden. Eine dieser Klemmen ist fest, die andere auf einem Schlitten befestigt, der durch eine Presse bewegt wird, wodurch das Spannen des Drahtes erfolgt. Ein reibungsloses Ventil bewirkt, sobald die n Meter Draht im gewünschten Ausmaß gedehnt sind, die Entlastung der Presse und deren Rückkehr in die Ausgangsstellung mit einer durch eine einstellbare hydraulische Bremse bestimmten Geschwindigkeit. Die für die Streckspannung erzielte Genauigkeit ist $^1/_{100}$.

Ein Teil $\frac{n}{p}$ des Drahtes wird nun aus der Maschine herausgeführt. Man kann ihn entweder gerade lassen oder ihn aufrollen, wobei ein Halbmesser zu wählen ist, der ausreicht, um eine Formänderung zu veranlassen, die ausschließlich elastisch ist.

Der Vorgang wird dann selbsttätig wiederholt, die Schweißstellen gelangen in die Maschine und werden gleichfalls der Dehnung unterworfen.

Man erhält einen Draht beliebiger Länge, dessen Streckgrenze ungefähr dem Grad der Dehnung entspricht und der in jedem Punkt, einschließlich der Schweißstellen, p mal dieser Dehnung unterworfen wurde.

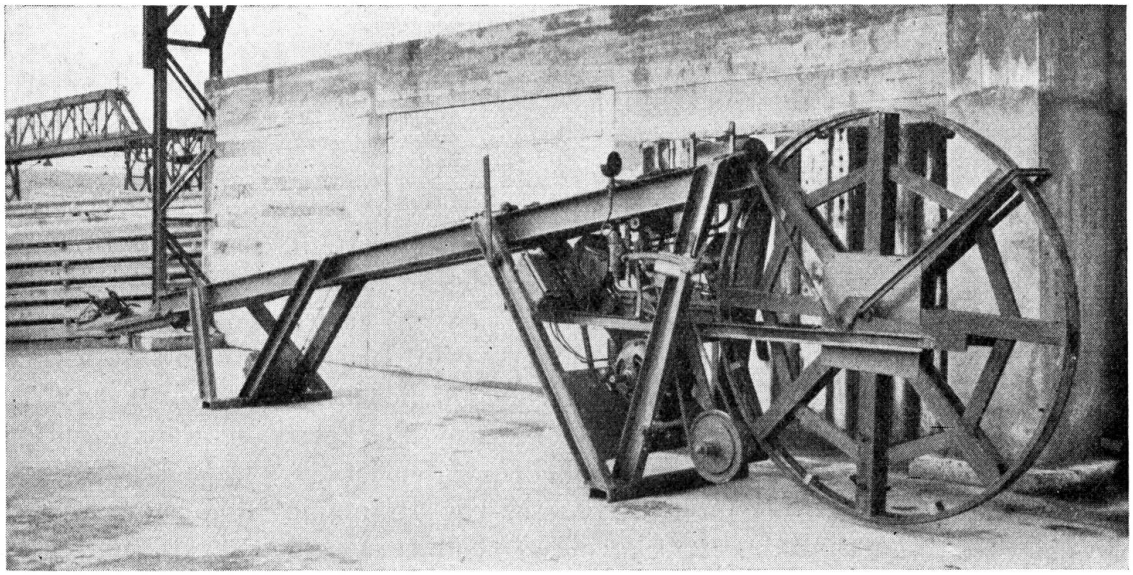


Fig. 6.

Maschine zur Erhöhung der Streckgrenze der Stähle.

Man erreicht leicht Streckgrenzen zwischen 80 und 90 kg/mm², also $3^1/_2$ mal so viel wie bei gewöhnlichen Rundeisen. Im Verlauf dieses Vorganges wird der Draht um ungefähr 5 % gestreckt.

Sobald die Nachfrage für harte Drähte bedeutend sein wird, könnten die Hüttenwerke zweifellos unmittelbar gereckte, gehärtete, geglühte und nochmals gereckte Stähle von einer im Hinblick auf das Erzielen sehr hoher Festigkeiten untersuchten chemischen Zusammensetzung liefern, für die das Verhältnis

$$\frac{\text{Preis}}{\text{Streckgrenze}}$$

bis zu Durchmessern von 16 mm, die mit Bezug auf die Festigkeit Stäben aus gewöhnlichem Eisen von ungefähr 35 mm gleichwertig sind, bedeutend niedriger als das gegenwärtig erzielte Verhältnis wäre. Diese Stähle können leicht in der Form von Ringen großen Durchmessers befördert werden, wobei sie nur mit einer elastischen Formänderung aufgerollt werden, so daß die Eisen beim Abrollen praktisch gerade sind.

Die Anwendung dieser Stähle bringt Einzelprobleme, wie Schneiden, Her-

stellung der Haken usw. mit sich, was nicht wie bei gewöhnlichem Eisen möglich ist. Die Lösung bietet aber keine solchen Schwierigkeiten, daß dadurch der Gestehungspreis wesentlich erhöht würde.

Anwendungen.

Die von mir ausgeführten Anwendungen gehören zwei unterschiedlichen Gruppen an: 1. Die Gruppe der auf einmal hergestellten Gegenstände oder Bauteile, wie Maste für elektrische Leitungen, Schwellen, Balken beschränkter Abmessungen, fabrikmäßig hergestellte Rohre. 2. Die viel wichtigere Gruppe der zylindrischen oder nahezu zylindrischen Konstruktionen (wobei dieser Ausdruck im weitesten Sinne gedacht ist), die unter Verschiebung der Schalung längs des Abschnittes, der ohne Unterbrechung ausgeführt wird, in einzelnen Teilen angefertigt werden.

Ich habe in «Science et Industrie» vom Januar 1933 zusammenfassende Angaben über nach meinen Verfahren ausgeführte elektrische Leitungsmaste gebracht und will hierauf hier nicht zurückkommen.

Die Einrichtung von Anlagen, die diese Fabrikation unter Bedingungen fast absoluter Vollkommenheit beinahe selbsttätig ausführen, ist heute beendet. Ich habe in gleicher Weise die Herstellung von Eisenbahnschwellen vorgenommen. Diese Maschinen erzeugen Gegenstände aus Beton mit einer Festigkeit von über 1000 kg/cm² und einer Ausgangspressung von 100 bis 300 kg/cm², die eine vollkommen glatte und dichte Oberfläche haben.

Ich werde jetzt mit einigen Einzelheiten eine Anwendung der 2. Gruppe beschreiben, die gelegentlich der Unterfangung der Gründung des Überseebahnhofs in Le Havre stattfand und die wegen der dabei angetroffenen und gelösten technischen Schwierigkeiten wie auch wegen der bedeutenden Werte, die sie zu erhalten erlaubte, von Wichtigkeit ist.

Der Überseebahnhof in Le Havre hat eine Länge von 600 m, eine Breite von ungefähr 55 m und besitzt im größten Teil seiner Fläche zwei übereinander liegende Decken, von denen jede mit 2500 kg/m² belastet ist, außerdem eine Terrasse. Er war auf Ortspfählen gegründet, die bis zur Kote (0,00) (die Oberkante der Bahnsteige liegt auf 9,50) durch neuere Schüttungen herabführen. Diese bestanden aus Baggergut und lagen auf einer wenig mächtigen Kiesschicht auf, die ihrerseits auf Schlick ruht, der sich bis zur Kote (— 20) erstreckt, wo eine sehr feste Kiesschicht ansteht (Fig. 7). Das Gebäude ist auf einer seiner Längsseiten mit einer Ufermauer verbunden, die auf den Kies gegründet ist und vor der man den Schlick bis auf — 12 (d. i. 22 m unterhalb der Oberkante Kaimauer) ausgebaggert hat, um ein Flutbecken zu schaffen. Auf der ganzen Sohle des Erdgeschosses sind Lasten von 6000 kg/m² vorgesehen.

Man hat seit der Fertigstellung des großen Bauwerkes festgestellt, daß der Baugrund, in dem die Gründungspfähle eingetrieben waren, sich im Ganzen mit dem Gebäude nach einem ungefähr geradelinigen Zeitgesetz und zwar um etwa 1 cm je Monat senkte. Diese Bewegungen mußten unbedingt in kürzester Frist zum Stillstand gebracht werden. Hierfür konnte man nur ein einziges Mittel in Betracht ziehen: Übertragung der Lasten des Gebäudes, seines alten Unterbaues, etwaiger Überbelastungen und eines Teiles der Aufschüttung, der

ausreichte, um das Gleichgewicht der Schlickschichten wieder herzustellen, das durch die Ausführung der Ufermauer, das Aufschütten, das Baggern und die Lasten des Bauwerks gestört war, auf die auf etwa (— 20) liegenden festen Schichten. Dies machte das Eintreiben von 30 m langen Pfählen erforderlich. Nun befindet sich die Unterkante der Decke des Erdgeschosses ungefähr 5 m über dem Boden, und Wasser wird in geringer Tiefe angetroffen. Es war auch unmöglich, auf das Rammen zurückzugreifen, da dieses den Schlick in Bewegung gesetzt und die Standsicherheit des Gebäudes, vielleicht auch der Ufermauer hätte gefährden können. Nur ein Abpressen unter ständigem Druck war möglich. Auch hierbei waren Änderungen des Gleichgewichtes im Untergrund, die der Gesamtheit des Systems schädlich sein mußten, zu befürchten, sowie auch die Verflüssigung der Schlickschichten durch wiederholte Störungen oder den durch die Volumenverringerung beim Abpressen hervorgerufenen Druck.

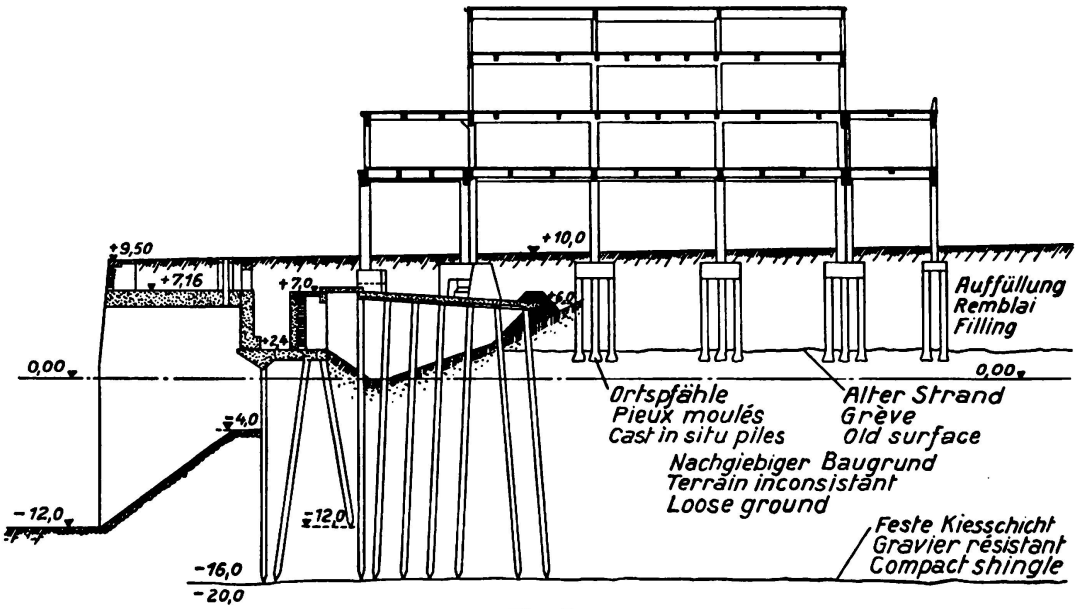


Fig. 7.

Querschnitte durch den Hafenbahnhof in Le Havre.

Man mußte also ein Mittel zur Regelung des durch das Abpressen der Pfähle entstehenden Druckes suchen. Man wußte schließlich, daß man Hindernisse antreffen würde, die zu beseitigen waren, kieshaltige Schichten, die ausgebaggert werden mußten. Die Größe der Lasten und die Versperrung durch den alten Unterbau waren derart, daß für die Mehrzahl der Pfähle Lasten von etwa 200 t je Pfahl und noch mehr nicht zu umgehen waren.

Die Gesamtgröße der unter diesen Bedingungen auf die Kote (— 20) zu übertragenden Lasten überschritt 150000 t. Dies entspricht dem Einrammen von 60 km starker Eisenbetonpfähle üblicher Art von je 75 t. Dies zeigt, daß sehr wirksame Hilfsmittel erforderlich gewesen wären.

Grundgedanke der in Ausführung begriffenen Lösung.

Ich habe dank der gemeinsamen Anwendung der Verfahren der Vorspannung und der schnellen Erhärtung des Betons für dieses Problem eine Lösung finden

können, die es gestattet hat, ungefähr acht Monate nach dem Baubeschluß und vier Monate nach dem tatsächlichen Beginn der Arbeiten den Stillstand der Senkungen in den Teilen zu erzielen, die sich mit der größten Geschwindigkeit senkten, wodurch in absehbarer Zeit das Gebäude gefährdet gewesen wäre. Diese Gefahr ist heute überwunden.

a) Verbindungsbalken zwischen den bestehenden Fundamenten.

Die Säulen des Gebäudes waren ursprünglich auf Eisenbetonplatten gestellt worden, deren Abmessungen bis zu 4,40 m × 3,40 m × 1,40 m (Fig. 8 und 9) erreichen. Man hat damit begonnen, diese Platten zu durchgehenden Balken auszubilden, die dazu bestimmt sind, die Lasten der Gründung auf die neuen Pfähle zu übertragen und Stützpunkte für das Einpressen der Pfähle zu liefern. Dies wurde dadurch erreicht, daß man zwischen ihnen Beton einbrachte, der nur gegen sekundäre Kräfte bewehrt wurde, und dann in dem so gebildeten System eine allgemeine Druckbeanspruchung hervorrief, in dem man Zugeisen, die durch Streckung auf eine Streckgrenze von 80 kg gebracht waren und deren Enden in Betonblöcken verankert waren, von denen der eine fest und der andere

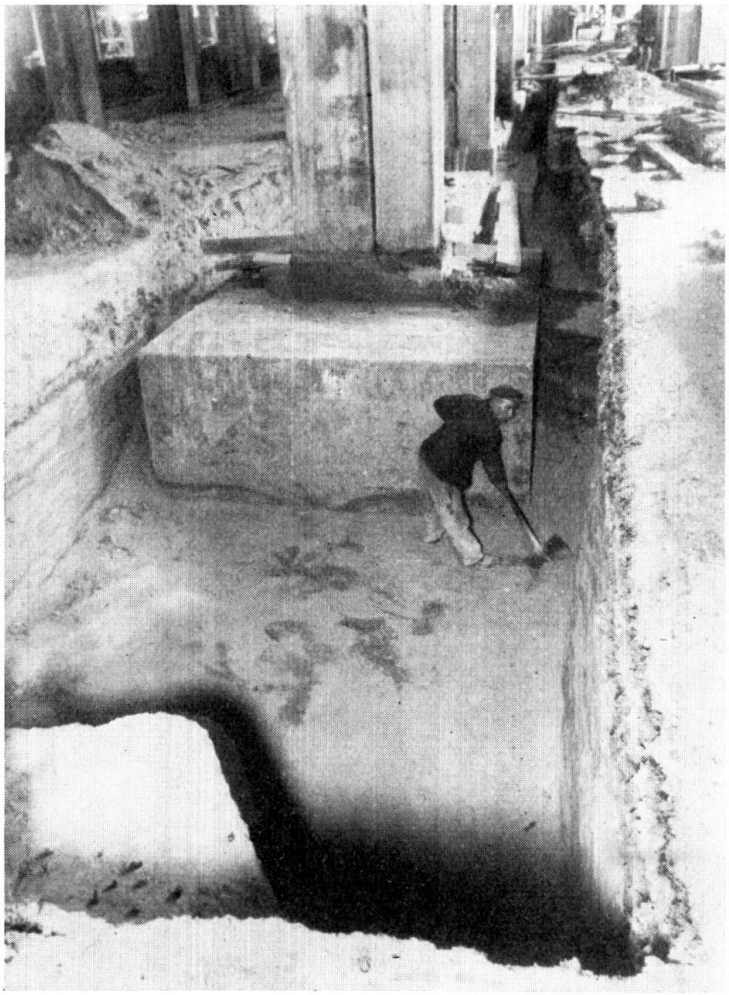


Fig. 8.

Jetziger Zustand der Fundamentplatten.

Fig. 9.

Verbindungsglieder zwischen den Fundamentsohlen während des Betonierens (im Vordergrund Schalungen für die Aussparungen in den Balken zum Einbringen der Pfähle und Zugschrauben).

durch Pressen bewegt wurde, unter eine Spannung von 50 oder 60 kg/mm² setzte. Die Pressen werden nach dem Verkeilen entfernt, und die Spannung ist dann dauerhaft (Fig. 10 und 11).

Durch dieses Verfahren hat man ohne Erneuerung und ohne Ausbesserung der unteren Teile der vorhandenen Platten, deren Beton und Bewehrungen ausgenutzt werden, Bauglieder geschaffen, die in der Lage sind, großen Biegungs-, Schub- und Verdrehungskräften zu widerstehen.

In den so betonierten Teilen werden zylindrische Hohlräume mit waagerechten Riffelungen (Fig. 12) angeordnet, durch jede Öffnung wird ein Pfahl (die Pfähle werden in laufendem Betrieb hergestellt) mit Pressen eingebracht, die mit den Balken durch in diese eingeschraubte Anker verbunden sind und die auf Halsstücke wirken, die leicht mit den Pfählen fest verbunden werden können.

b) Beschreibung der Pfähle.

Die Pfähle sind Hohlzylinder von 0,60 m Außen- und 0,37 m Innendurchmesser. Ihr Nutzquerschnitt ist 1750 cm². Sie sind in der Längsrichtung mit acht Hartstahldrähten von 8 mm Durchmesser und in der Querrichtung mit Ringen aus 6 mm Draht gleicher Güte bewehrt. Das Gesamtgewicht der Bewehrung beträgt 10 kg je m Pfahllänge. Die Pfähle widerstehen trotz dieses

geringen Eigengewichtes einem Druck von über 300 t in Verbindung mit einer Biegebeanspruchung von 50 mt, was eine Höchstleistung darstellt.

c) Verfahren der Pfahlherstellung.

Nehmen wir an, daß der Pfahl bis zum Teil N fertiggestellt ist. Die Längsbewehrungen, deren Länge nicht im voraus begrenzt ist, werden in Ringen von genügend großem Durchmesser aufgerollt geliefert, so daß sie nur elastische

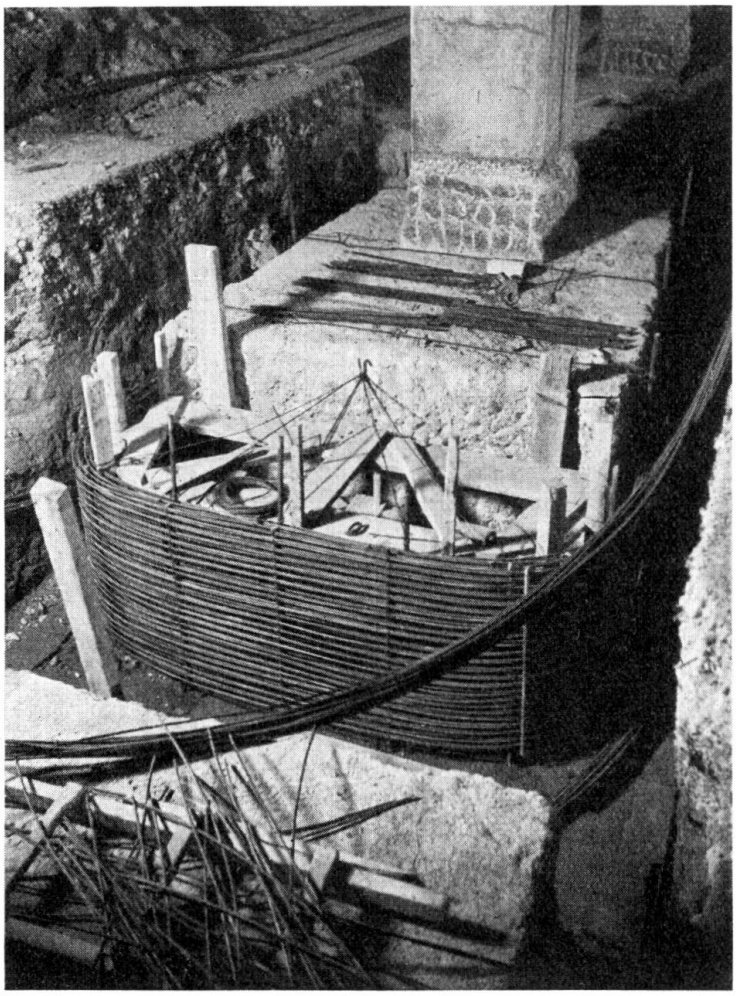


Fig. 10.
Bewehrung des Endes eines Zugbandes.

Formänderungen erleiden. Sie laufen von Zwischenfällen abgesehen, auf die ganze Pfahllänge ungestoßen durch (Fig. 13).

Die Außenschalung besteht aus einer Reihe von fünf bis acht zylindrischen Ringen von je 0,40 m Höhe, mit bearbeiteten Enden und in Halbringe geteilt, die man mittels Schrauben zusammenzieht. Um Pfähle mit einer waagerecht geriffelten Oberfläche zu erhalten, benutzt man in dem oberen Teil der Pfähle Ringe, die mit inneren waagerechten Riffelungen versehen sind. Die innere Schalung wird durch ein Stahlrohr gebildet, das von einer Gummihülle mit Baumwolleinlage umgeben ist. Das Stahlrohr ist an seinem unteren Ende durch ein Rohr kleineren Durchmessers verlängert, das von einer zweiten Gummihülle

Fig. 11.

Beweglicher Kopf eines Zugbandes während des Vorspannens und Verkeilens.

umgeben ist, wodurch eine wasserdichte Tasche entsteht, die den gleichen Außendurchmesser wie das Stahlrohr hat und durch Druckwasser gedehnt werden kann (Verschluß).

Der Raum zwischen den Schalungen ist an seinem oberen Ende durch eine ringförmige Platte verschlossen, die acht Löcher für die Durchführung der Längsbewehrungen und vier Einfüllöffnungen aufweist.

Wenn der Abschnitt N des Stückes fertiggestellt ist, löst man entsprechend dem Fortschreiten des Einpressens die Schrauben, die die Schalungsringe zusammenhalten mit Ausnahme derjenigen des obersten Ringes. Nun hebt man den Kern um die Höhe eines Abschnittes und verbindet die Längsbewehrungen mit den Ringen der Querbewehrung. Alsdann versetzt man die Ringe der Außenschalung und spannt die Längsbewehrungen, die oberhalb der Verschlußplatte hervorragen, in Klemmen, die paarweise in Lagern angeordnet sind, die man durch Schrauben derart anheben kann, daß man behelfsmäßig die Bewehrungen anspannt, die das Ganze zusammenhalten. Nun wird die Tasche des inneren Kerns aufgeblasen, um ein Eindringen des Betons zwischen die Hülle des Kerns und die Innenwandung des Abschnitts N zu verhindern und um einen Zwischenraum zwischen dem Stahlrohr und der Hülle herzustellen.

Man füllt dann die Form mit Beton, der für Seebauarbeiten je m^3 450 kg Portlandzement enthält.

Dieser Beton wird mittels elektrischer Rüttelvorrichtungen mit exzentrischer Masse, die an der Außenschalung befestigt werden, kräftig gerüttelt.

Fig. 12.

Gruppe von 4 Aussparungen. Die Stähle für die Unterdrucksetzung der Balken werden in die beidseitigen Rinnen gelegt.

Ein Teil des Überschußwassers entweicht durch die Fugen zwischen den Schalungsringen, ein anderer steigt an die Oberfläche, die dadurch weich gemacht wird. Man macht den Beton homogen, indem man auf die Einfüllöffnungen Röhren setzt, in die man, ohne das Rütteln zu unterbrechen, mittels Schraubenpressen Beton unter hohem Druck einpreßt. Hierdurch wird das Überschußwasser aus den oberen Teilen vertrieben. Hierauf schließt man die Einfüllöffnungen, hört mit dem Rütteln auf und preßt Wasser mit einem Druck von 20 kg/cm^2 zwischen den Kern und dessen Hülle. Dieser Druck wird durch den Beton, der unmittelbar nach dem Rütteln wie eine Flüssigkeit wirkt, hydraulisch auf die obere Abschlußplatte übertragen, die sich hebt und dabei die Eisen bis in die Nähe ihrer Streckgrenze spannt.

Dieser Druck wird 20 Minuten lang gehalten.

Alle Fugen der Schalungsringe klaffen und lassen reichlich Wasser durch. Der Beton wird äußerst trocken. Man umgibt die Schalung mit einer Wärmeschutzhülle, in die man Dampf ohne Überdruck einläßt. Die Temperatur des Betons steigt rasch auf über 100^0 an und nach einer Frist von etwa 3 Stunden wird eine Härte erreicht, die der eines hervorragenden Betons im Alter von mehreren Monaten vergleichbar ist, obwohl der Zement, der besonders für Seebauten benutzt wird, sehr träge ist und normalerweise nur mittelmäßige Endfestigkeiten liefert (Fig. 14, 15 und 16).

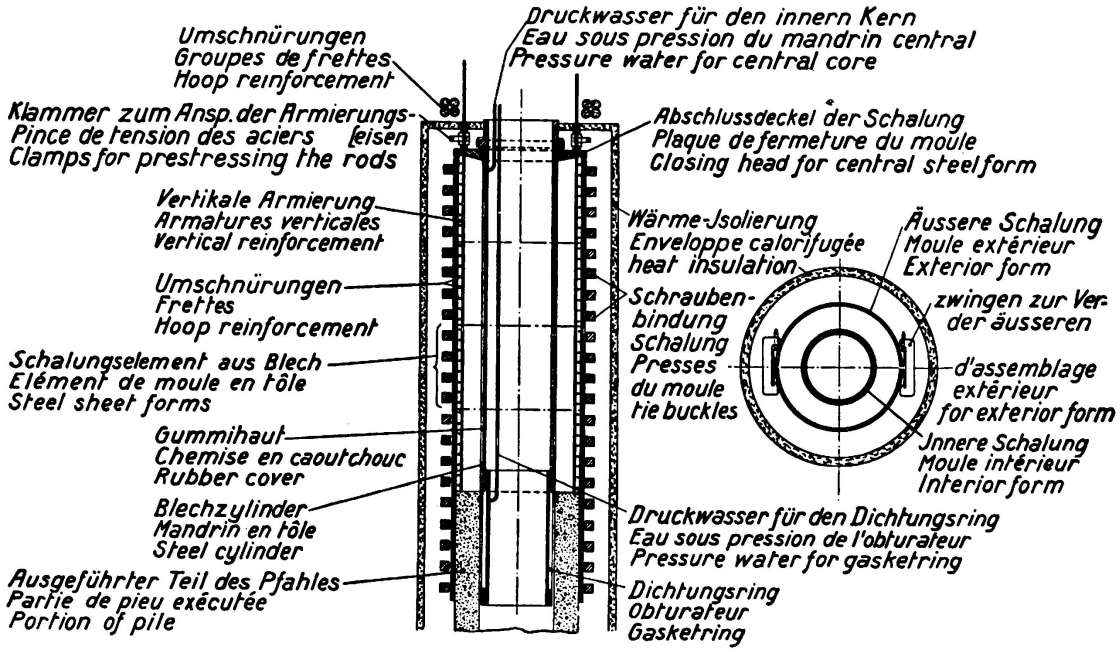


Fig. 13.

Schema der Schalung für einen Pfahl.

d) Abpressen der Pfähle.

Man führt nun sofort das Abpressen der Pfähle aus. Theoretisch sind hierfür Druckkräfte erforderlich, deren Höchstwert 320 t ist und denen man noch 20 kg Vorspannung hinzufügen muß, so daß man auf ungefähr 200 kg/cm² kommt. Laboratoriumsversuche zeigen, daß Festigkeiten der Größenordnung von 300 kg nach drei Stunden Erwärmung in Dampf von 100° erreicht wurden. Man mußte jedoch Biegungsmomente, die bedeutende Werte, besonders in den zuletzt ausgeführten Zonen, erreichen können, berücksichtigen und die Erfahrung hat deren Vorhandensein bestätigt. Ein Moment von 50 mt läßt die Beanspruchung auf 500 kg ansteigen. Andererseits ist der Bruch eines Pfahls im Boden ein schlimmer Fall.

Man führt das Abpressen also derart aus, daß die sehr großen Kräfte nur auf den Beton einwirken, der ungefähr 8 Stunden alt ist. Abgesehen von einigen Zwischenfällen, die sich besonders während der Anlernung des Personals ereignet haben, kommen jetzt keine Pfahlbrüche mehr vor.

Das zum Abpressen benutzte Gerät besteht aus einem Halsstück, das aus einem dichten zum Pfahl konzentrischen Rohr gebildet wird, in dessen Innern eine sehr widerstandsfähige Gummihülle mit Baumwolleinlagen angeordnet ist, die mit dem Rohr einen undurchlässigen ringförmigen Raum bildet. Zwischen dem Gummi und dem Pfahl werden parallel zum Pfahl Dauben mit engen Fugen angeordnet, die in dem Teil, der mit dem Pfahl in Berührung kommt, aus Stahl bestehen. Durch Einlassen von Wasser mit einem Druck von 30 kg/cm² in den wasserdichten Raum preßt man die Dauben mit einer Gesamtkraft von 100 t gegen den Pfahl. Da die Reibung zwischen Stahl und Beton größer ist als 0,40, schafft man so eine Längshaftung zwischen den Dauben und dem Beton, die in der Lage ist, mindestens 400 t zu übertragen. Nach dem Aufgeben

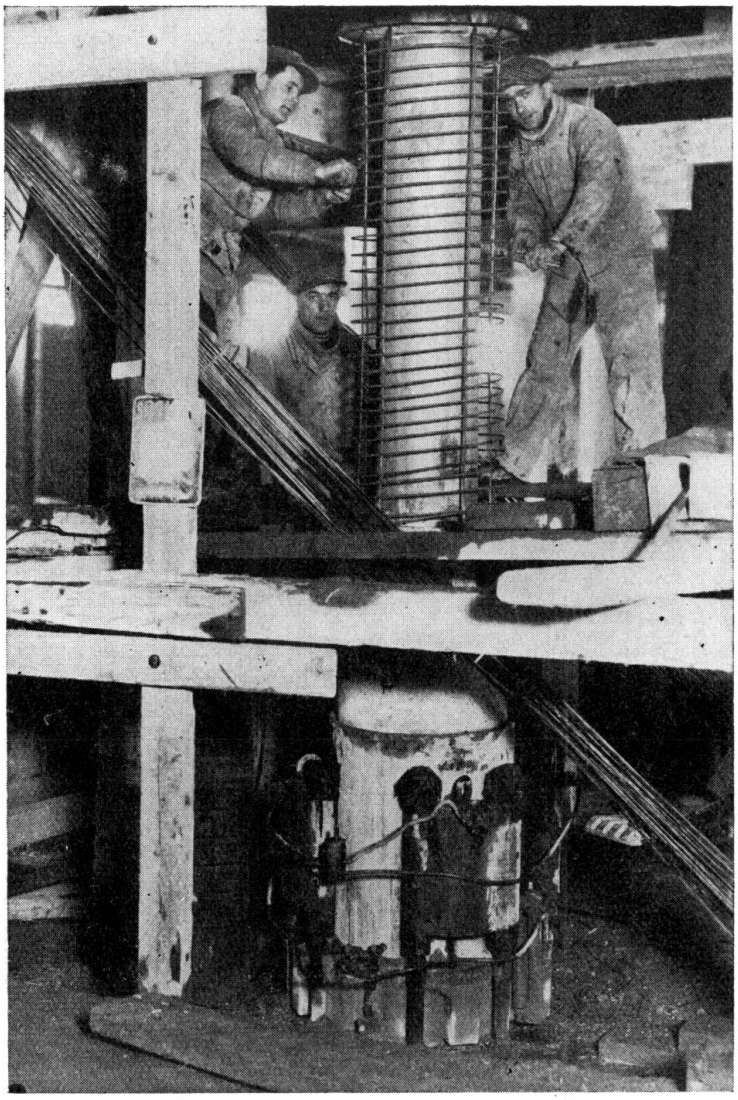


Fig. 14.

Bewehrung eines Pfahlstückes (im unteren Teil sieht man die Schraubenwinden).

des Druckes verschwindet jede Verbindung zwischen dem Pfahl und den Dauben (Fig. 17).

Man wirkt auf die Dauben mittels Stahlhalsstücken. Das obere Halsstück ist besonders widerstandsfähig und überträgt die Abpreßkräfte. Das untere Halsstück dient zum Anheben der Dauben und unter Umständen zum Herausziehen des Pfahles. Diese Halsstücke sind an das Rohr angeschweißt und bilden mit diesem eine Einheit.

Das obere Halsstück trägt vier angeschweißte Ösen, auf die sich die Kolben von ebensoviel hydraulischen Pressen legen (Fig. 18), die durch 8 Anker aus Hartstahl auf dem Balken befestigt sind, durch den hindurch das Abpressen des Pfahles geschieht. Die Anker fassen Schraubengänge, deren Gewinde in dem Beton der Balken selbst eingeformt sind. Jeder Anker nimmt eine Kraft von 40000 kg auf, und man hat festgestellt, daß er das Doppelte aufnehmen könnte, ohne im Beton, der die Schraubenmutter bildet, Störungen zu veranlassen.

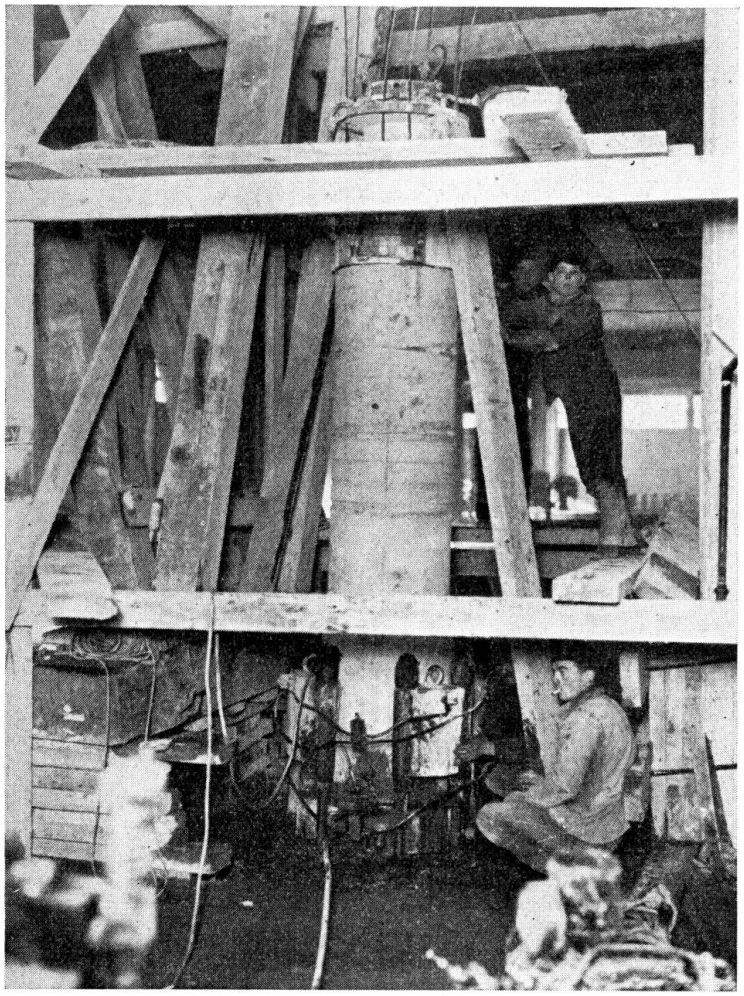


Fig. 15.

Ausschalung eines Pfahlstückes (unten die Schraubenwinden).

Die Vorgänge beim Abpressen bestehen:

1. Im Anpressen der Dauben gegen den Pfahl, in dem man Wasser unter 30 kg Druck in das Abpreßhalsstück einleitet,

2. Im Absenken des Pfahles durch gleichzeitige Einwirkung der vier hydraulischen Pressen. Der Pfahl sinkt unter der Wirkung von Kräften, die bis zu 320 t gehen, ohne Schwierigkeiten ab, sofern er keine Hindernisse antrifft, die man durch den mittleren Hohlraum zerstören oder beseitigen kann.

3. Befinden sich die Pressen am Ende ihres Hubes, so entfernt man den Druck in dem Halsstück und hebt dieses mittels zweier kleiner Spezialwinden an.

Dann wiederholen sich die Vorgänge.

Man unterwirft den Pfahl am Ende des Abpressens zahlreichen Lastwechseln durch eine Belastung von 300 t und anschließende Entlastung. Dann wird festgestellt, daß er unter einer Last von 300 t, die mehrere Stunden lang gehalten wird, nicht mehr merkbar herunter geht. Ein sehr deutlicher Stillstand wird im allgemeinen schnell erreicht. Für gewisse Pfähle jedoch erfordern diese Verfahren eine ziemlich lange Zeit von mehreren Tagen, während der der

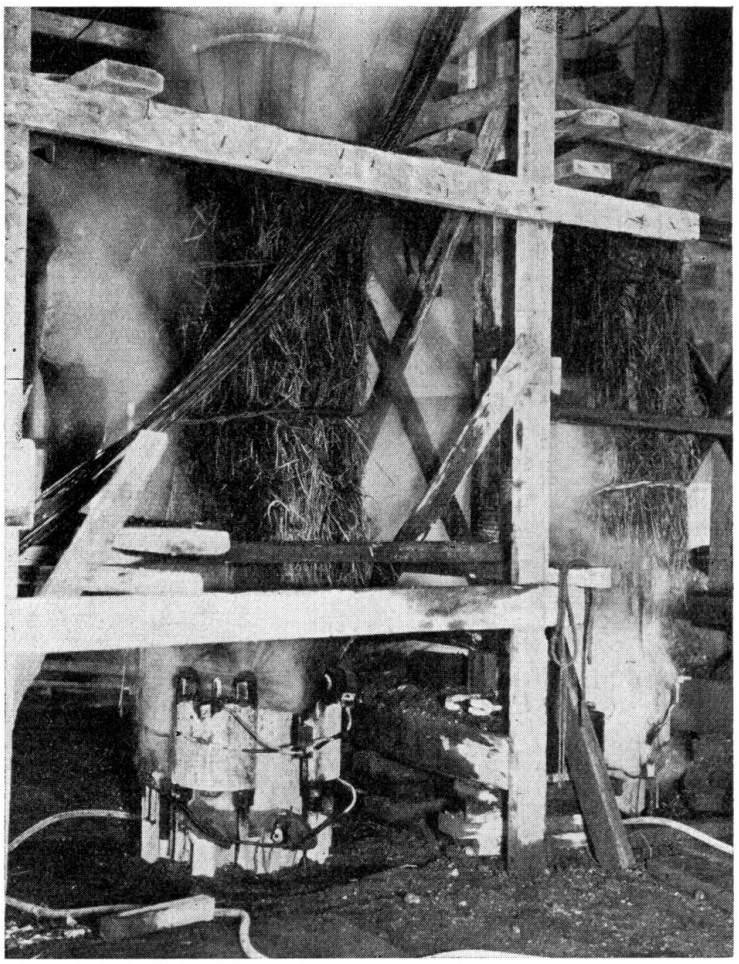


Fig. 16.

Zwei Pfähle während der Erwärmung.

Pfahl unter dem Einfluß der Belastungswechsel, noch um beträchtliche Maße, die sich in Dezimetern ausdrücken lassen, absinkt. Wenn der Pfahl fest sitzt, bringt man Beton in den ringförmigen Zwischenraum zwischen dem geriffelten Pfahlkopf und der gleichfalls geriffelten Wandung der Absenköffnung ein und läßt den Beton erhärten, während der Pfahl belastet ist. Das Abpreßhalsstück wird für diesen letzten Arbeitsgang durch eine Endplatte ersetzt.

Die so hergestellten Pfähle sind innen und außen von genauem Maß und bleiben im allgemeinen gerade. Gelegentlich werden sie jedoch durch Hindernisse im Boden von der Senkrechten abgelenkt und erleiden elastische Verbiegungen, die das Vorhandensein bedeutender Biegungsspannungen anzeigen.

Meistens werden diese Durchbiegungen durch langsame Formänderung des Bodens unter dem Einfluß elastischer Kräfte wieder verschwinden, wenn man den Pfahl in Ruhe läßt.

Das Anfertigen und das Abpressen eines Pfahles von 30 m Länge erfordern ungefähr vier Arbeitstage, wenn keine besonderen Hindernisse eintreten. Im Großen und Ganzen findet die Ausführung unter befriedigenden Bedingungen hinsichtlich der Schnelligkeit und der Kosten statt.

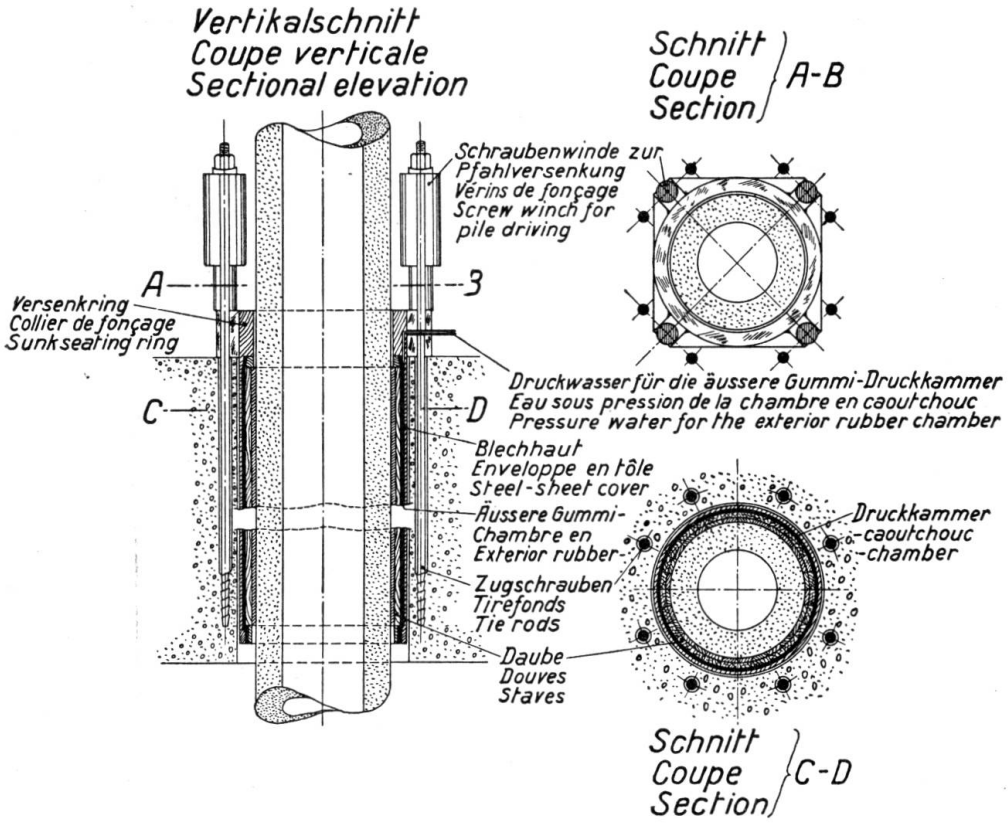


Fig. 17.

Schema der Einrichtung für die Pfahlversenkung.

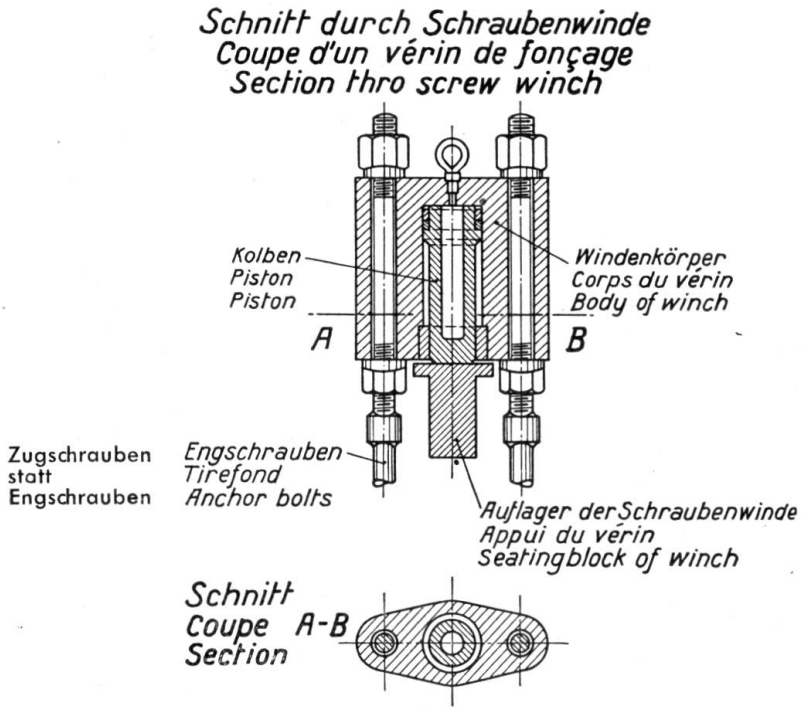


Fig. 18.

Detail einer Schraubenwinde.

Verschiedene Anwendungen des Pfahl-Herstellungsverfahrens von Le Havre.

Es ist einleuchtend, daß die oben beschriebenen Mittel Abänderungen gestatten, wodurch es möglich ist, sie der Anfertigung irgendwelcher Gegenstände im Wesentlichen zylindrischer oder prismatischer Form anzupassen. Hierzu gehören Pfähle und Gegenstände jeder Form, die gestampft, gepreßt oder auf sonstige Weise hergestellt werden, Säulen oder Pfeiler für den Hochbau, Kellerböden, Schleusenböden, Mauern, Panzerungen, Fußböden, Balken, Röhren, Betonstraßen usw.

In fast allen Fällen kann man handliche und so gut wie selbsttätig arbeitende Geräte schaffen, deren Anwendung nur geringe Kosten für die Handarbeit und die Abschreibung der Schalungen verursacht.

Die Frist für die Wiederverwendung der Geräte kann im allgemeinen auf einige Stunden und zuweilen sogar auf weniger verringert werden, wodurch es mit verhältnismäßig geringen Mitteln möglich ist, sehr hohe Ausführungsgeschwindigkeiten zu erreichen.

Die wirtschaftlichen Vorteile dieser verschiedenen Anwendungen ergeben sich aus meinen vorhergehenden Mitteilungen.

Ein besonders interessanter Fall ist die Herstellung von Rohren. Ich habe Geräte zusammengestellt, die, sei es in der Fabrik oder auf der Baustelle, im offenen Graben oder unter Tag, Rohre aller Durchmesser ohne Verbindungsstellen, in denen alle Quer- und Längseisen bis zu ihrer Streckgrenze unter Spannung stehen, selbsttätig anfertigen. Man erhält auf diese Weise eine Dichtigkeit, die bis zu Drücken, die nur durch die Spannung der Bewehrung der Größenordnung von 80 kg/mm² begrenzt sind, streng beibehalten wird. Ich habe im Laboratorium wasserdichte Rohre unter einem Druck von 250 kg/cm² erhalten.

Die Widerstandsfähigkeit gegenüber etwaigen Biege- und Schubbeanspruchungen ist bei gleicher Wandstärke zehnmal so groß als die der üblichen Rohre bester Fertigung. Ihre chemische Widerstandsfähigkeit ist wegen ihrer großen Dichtigkeit bemerkenswert. Ihre vollkommen glatten Innenflächen sichern die höchste Abflußmenge.

Eine andere sehr entwicklungsfähige Anwendungsmöglichkeit ist die Pilzdecke. Die Spannweite dieser Decken überschreitet heute kaum das 30- bis 40-fache ihrer Dicke. Sie kann mit meinen Verfahren, ohne daß der Preis je m² oder die Durchbiegung erhöht wird, reichlich verdoppelt werden, so daß die Pilzdecken, die gegenwärtig noch etwas selten sind, allgemeinere Anwendung, besonders in Wohnhäusern, finden können, deren Bau sie wesentlich vereinfachen würden.

Eisenbetonbalken großer Spannweite.

Ich habe in verschiedenen früheren Veröffentlichungen gezeigt, daß die Anwendung von Eisenbeton in Bogenform es gestattet, große Spannweiten zu erreichen, die nur von den Hängebrücken übertroffen werden können.

Es ist klar, daß die theoretischen Grenzspannweiten der Bogen durch die von mir vorher beschriebenen Verfahren noch beträchtlich erhöht werden

können. Das Erreichen einer fast augenblicklichen Erhärtung gestattet überdies auf dem Gebiet des Betons vollkommen neue Bauverfahren, von denen man bisher glauben konnte, daß sie dem Bau von Eisenkonstruktionen vorbehalten seien.

Ich werde dieses Thema, das an sich allein so umfangreich ist, daß es eine getrennte Arbeit notwendig macht, gesondert behandeln.

Hier will ich nur den geraden Balken besprechen.

Bisher war es unmöglich, eine wirtschaftliche Anwendung des Eisenbetons in Form von geraden Balken großer Spannweite, besonders bei Vollwandträgern von verhältnismäßig geringer Höhe, in Betracht zu ziehen.

Hierfür gibt es drei Gründe: Schlechte Ausnutzung des Betons auf Druck, Unmöglichkeit, der Bewehrung große Kräfte zuzuteilen, es sei denn unter Verwendung eines großen Eisenquerschnitts, der wieder eine schwere Betonhülle verlangt, vor allem aber sehr mittelmäßige Ausnutzung des Betons in den Teilen, die der Übertragung der Querkräfte dienen. Meine Verfahren bringen in diesen drei Richtungen bedeutende Verbesserungen.

Ich habe durch die Untersuchung von Sonderfällen festgestellt, daß die Anwendung dieser neuen Verfahren es gestattet, die wirtschaftlich ausführbaren Grenzspannweiten von Eisenbetonbalken mit 5 bis 10 zu multiplizieren. Vollwandträger von 100 m Spannweite werden zu niedrigem Preis und ohne Schwierigkeiten ausführbar. Sie werden, besonders im Falle mehrerer gleichartiger Träger, bedeutend leichter und wesentlich billiger als Stahlträger von gleicher Spannweite und gleicher Tragfähigkeit.

Ich habe bis zu den allerkleinsten Ausführungseinzelheiten für Träger von 100 m Spannweite, die eine doppelte Bedachung (Sägedach über einer durchsichtigen Decke) tragen sollen, einen Entwurf ausgearbeitet, der in seinen Gedankengängen der Ausführung in Le Havre gleicht.

Diese Untersuchung liefert nachstehende Ergebnisse:

Das Gewicht des Trägers ist je lfd/m 3200 kg. Er trägt mittels einer etwa 350 kg/m wiegenden Bewehrung aus 180 auf 84 kg gestreckten Stäben von 16 mm, die einer Dauerspannung von 50 kg/mm² unterworfen sind, sein Eigengewicht und eine Nutzlast, die seinem Gewicht gleicht. Die zulässige Betondruckspannung ist 180 kg; der Beton hat eine Druckfestigkeit von über 800 kg/cm². Ich habe vorgesehen, daß der Beton des Steges im Bedarfsfall durch senkrecht und waagerecht gespannte Bewehrungen einer doppelten Druckspannung unterworfen wird, die jede Möglichkeit der Rißbildung durch Schubspannungen ausschließt, für die als Höchstwert etwa 60 kg/cm² angenommen sind. Diese Schubspannungen sind unter diesen Bedingungen keine Zug- sondern Druckspanugen, deren Höchstwert wesentlich unter der angenommenen zulässigen Grenze von 180 kg/cm² liegt.

Ich will endlich noch einige Angaben über eine Anwendung meiner Verfahren zur Verbesserung der Betonstraßen geben.

Die Anwendung von Bewehrungen in den Straßendecken ist oft in der üblichen Form eher schädlich als nützlich, weil sie die Zugspannungen verstärken und dadurch die Zerstörung unter wechselnden Belastungen und die Bildung von Rissen begünstigen statt zu verhindern. Die Straßendecken werden indessen durch die Anwendung gespannter Bewehrungen in jeder Hinsicht bedeutend verbessert.

Zunächst ersetzen sie die Zugspannungen durch Druckspannungen. Dadurch werden die Rißbildungen verhindert, und die vielen Fugen überflüssig, denn die durch Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen verursachten Änderungen beeinflussen künftig nur noch die jeweilige Größe des mittleren Druckzustandes.

Zweitens wird der Widerstand des Betons gegen Reissen durch die Beseitigung der Zugspannungen bedeutend verbessert, die Formänderungsfähigkeit verringert und die Biegefestigkeit erhöht. Daraus ergibt sich ein gutes Verhalten unter starken Belastungen, auch im Fall von nachgiebigem Untergrund.

Der Eisenverbrauch würde sich bei Verwendung von Eisen mit einer Streckgrenze von 120 kg/mm^2 auf ungefähr 4—5 kg/m^2 stellen, der Selbstkostenpreis auf 5—6 Fr./m^2.

Die Erhöhung des Preises je m^2 würde von der gleichen Größenordnung wie eine Erhöhung der Dicke um einige cm sein. Die erzielte Verbesserung würde aber viel bedeutender sein als die, welche diese Erhöhung der Dicke bringen könnte. Die Straßen könnten schließlich den Straßenbenutzern zwei Stunden nach dem Einbringen des Betons übergeben werden.

Ich will die Aufzählung der möglichen Anwendungen nicht weiter verlängern. Ich glaube bewiesen zu haben, daß die systematische Anwendung der Hypothesen und der Verfahren der Physik es gestattet, bedeutsame und rasche Fortschritte in unseren allgemeinen Erkenntnissen auf dem Gebiete des Zements und des Betons zu machen und als Folge davon bedeutsame praktische Fortschritte.

Fortschritte, die mit denen vergleichbar sind, welche die gleichen Mittel den Industrien der Metallurgie und der Mechanik gebracht haben.

Zusammenfassung.

Von neuen Annahmen ausgehend erörtert der Verfasser die allgemeinen Eigenschaften der Zemente und die Bildung des Porennetzes der Zementpasten. Die Widerstandsfähigkeit der Zemente hängt mehr als von irgendeinem anderen Faktor von den mechanischen und physikalischen Bedingungen ihrer Anwendung ab. Durch einfache Verbesserungen der Dichtigkeit können für alle Zemente bedeutende, fast augenblickliche Erhärtungen erreicht werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb 4

Rißerscheinungen im Eisenbeton.

Fissurations dans le béton armé.

Cracking in Reinforced Concrete.

F. G. Thomas,
B. Sc., Assoc. M. Inst. C. E., Garston.

Die Verwendung von Stahl mit hochliegender Streckgrenze unter erhöhten Gebrauchsspannungen muß im Eisenbeton fast unvermeidlich zu einer Zunahme der Rißbildungen führen. Früher beeinflußten die normalerweise auftretenden Risse augenscheinlich die Festigkeit der Bauten nicht ernstlich und reichten gewöhnlich nicht aus, um die Bewehrung zerstörenden Angriffen auszusetzen. Im Zusammenhang mit höheren Stahlspannungen wird die Rißbildung jedoch verhältnismäßig größer als nach der Spannungszunahme zu erwarten wäre; es ist daher möglich, daß mit höheren Spannungen, wie man sie im Hinblick auf die Streckgrenze hochwertiger Stähle zulassen könnte, die Rißbildung größere Bedeutung erlangt.

Die schnellere Erhärtung neuzeitlicher Zemente ist ein anderer Umstand, der die Rißbildung ernstlich fördern kann. Bei der Building Research Station (Forschungsamt für Bauwesen) liefen jüngst viele Klagen über Schwindrisse ein, wo früher vor 10—15 Jahren mit den damals langsamer erhärtenden Zementen keine Schwierigkeiten aufgetreten waren.

Im Forschungsamt wurden deshalb unter *Dr. Glanville* in Verbindung mit der Reinforced Concrete Association (Verein für Eisenbeton) Versuche durchgeführt, um die Umstände zu ermitteln, die die Rißbildung in Eisenbetonkörpern bestimmen. Diese Abhandlung behandelt kurz einige Ergebnisse.

Dehnungsfähigkeit des Betons.

Man hat lange angenommen, daß als Maßstab für die Rißgefahr die Bruchdehnung des Betons bei Zugbeanspruchung zu gelten habe. Die Dehnbarkeit des Betons, d. h. die Dehnung, die möglich ist, ohne daß Risse entstehen, ist von vielen Forschern jedoch mit sehr verschiedenen Ergebnissen ermittelt worden. Der Mangel an Übereinstimmung hat wahrscheinlich vor allem folgende zwei Gründe:

1. Verschiedene Größe der vor der Prüfung vorhandenen Anfangsspannungen in den Prüfkörpern.
2. Verschiedene Genauigkeit bei der Beobachtung der Risse.

Es scheint, daß die Bewehrung im allgemeinen die Dehnbarkeit des Betons nur um einen kleinen Betrag erhöht. Werden bewehrte Betonkörper an der Luft

aufbewahrt, so entstehen infolge des Schwindens Zugspannungen, wodurch die Dehnbarkeit des Betons, wenn der Körper später belastet wird, kleiner ausfällt. Andrerseits kann durch die Bewehrung die wirkliche Dehnbarkeit beträchtlich erhöht werden, wenn der Körper feucht gelagert wird.

Vermutlich war die von einigen Forschern beobachtete offensichtliche Zunahme der Dehnungsfähigkeit infolge der Bewehrung teilweise auf ungenügende Sorgfalt beim Beobachten des Auftretens des ersten Risses zurückzuführen. Im Forschungsamt vermochte man auf einer weißen geglätteten Oberfläche Risse von 0,0025 mm Breite mit dem Auge zu erkennen, obwohl normalerweise die Risse etwas breiter sind, wenn sie zuerst sichtbar werden. Die Rißbreiten werden bei allen Versuchen mit Eisenbeton mit beweglichen Mikroskopen mittels Okularskala gemessen.

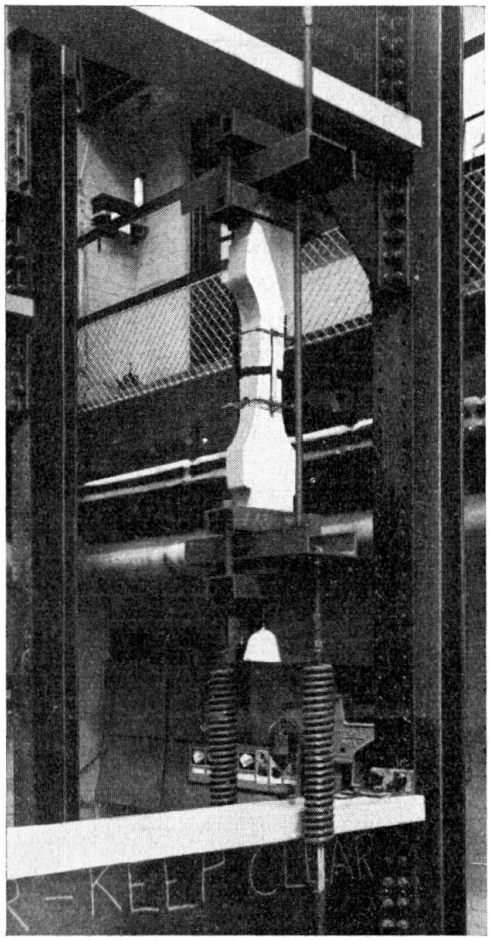


Fig. 1.
Messung von Schwindspannungen an eingespannten Beton-Prüfstücken.

Schwindrisse.

Das Schwinden des Betons ist wohl die häufigste Ursache der Rißbildung und auch am schwierigsten zu beheben oder zu vermeiden. In frei beweglich gelagerten Eisenbetonkörpern verursacht das Schwinden im Beton Zugspannungen, so daß besonders bei großem Bewehrungsverhältnis Risse sogar dann entstehen können, wenn keine äußere Belastung vorhanden ist. In der Praxis liegt jedoch fast immer eine gewisse Einschränkung der Freibeweglichkeit vor, besonders in monolithischen Tragwerken. Das Kriechen des Betons verringert diese Span-

nungen im Beton, so daß es in dieser Hinsicht mithilft, die Rißgefahr zu vermindern. Der Widerstand eines Betons gegen Rißbildung kann für bestimmte Auflagerbedingungen roh ermittelt werden, wenn man Schwinden, Kriechen, Elastizität und Festigkeitseigenschaften dieses Betons verfolgt und danach deren Gesamtwirkung rechnerisch abschätzt. Obwohl dieses Verfahren einen guten Vergleichswert für die Rißsicherheit ergibt, bestehen doch manchmal Zweifel über die genauen Kriecheigenschaften des Betons bei Spannungen in der Nähe der Zugfestigkeit. Deshalb ist eine unmittelbarere Versuchsmethode entwickelt worden.

Es wurde ein besonderer Apparat entworfen, in dem Betonproben, an denen im mittleren Teile Dehnungsmesser angebracht waren, durch Federn unter Zugbelastung gehalten wurden. Diese Belastung wurde periodisch so geregelt, daß die Schwindbewegungen ganz durch die elastischen Bewegungen und das Kriechen

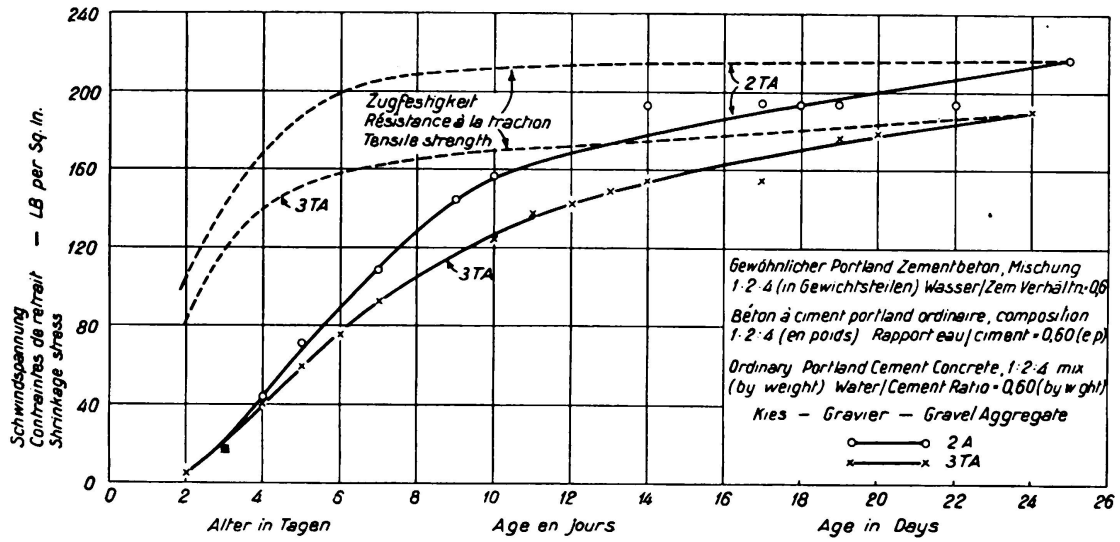


Fig. 2.

Widerstand gegen Schwindrisse bei vollständig eingespannten Beton-Prüfstücken aus gewöhnlichem Portland-Zement-Beton.

infolge der Belastung aufgehoben wurden. Hierdurch konnten die wirklichen Schwindspannungen gemessen werden, die in einem Körper auftreten, dessen Freibeweglichkeit vollkommen aufgehoben ist. Fig. 1 zeigt den Apparat nach dem Bruch einer Probe.

Die Ergebnisse von Doppelversuchen an Beton mit gewöhnlichem Portlandzement, hochwertigem (schnell erhärtendem) Portlandzement und Tonerdezement zeigen die Fig. 2 bis 4. In allen Fällen wurde eine Mischung 1 + 2 + 4 (nach Gewicht) mit einem Wasser-Zement-Verhältnis von 0,60 verwandt. Aus den Figuren geht hervor, daß die Schwindspannungen bei den Versuchen mit Portlandzementbeton (Fig. 2 und 3) zunächst nur wenig verschieden sind; daß jedoch mit Annäherung an den Bruch mit gewöhnlichem Portlandzement der Spannungszuwachs in der Zeiteinheit infolge starker Kriechbewegungen erheblich kleiner wird. Diese Erscheinung ist mit hochwertigem Portlandzement nicht so ausgeprägt; die Spannungen wachsen vielmehr stetig, bis die Zugfestigkeit erreicht wird und Risse entstehen. Beim Beton mit Tonerdezement wächst die Spannung

so rasch, daß schon kurz nach Versuchsbeginn von Rißsicherheit keine Rede mehr sein kann.

Andere Versuche zeigten, daß höherer Wassergehalt nicht notwendig größere Rißneigung zur Folge hat, und daß die Rißsicherheit deutlich durch die Art des Zuschlages beeinflußt wird. Man muß sich allerdings darüber klar sein, daß in der Praxis gewöhnlich keine völlige Einspannung vorhanden ist und daß die verhältnismäßige Rißsicherheit verschiedener Betonarten je nach dem Grad der Einspannung etwas verschieden sein wird. Deshalb werden weitere Versuche durchgeführt, bei denen die Enden der Probekörper nicht völlig in ihrer Ursprungslage festgehalten werden.

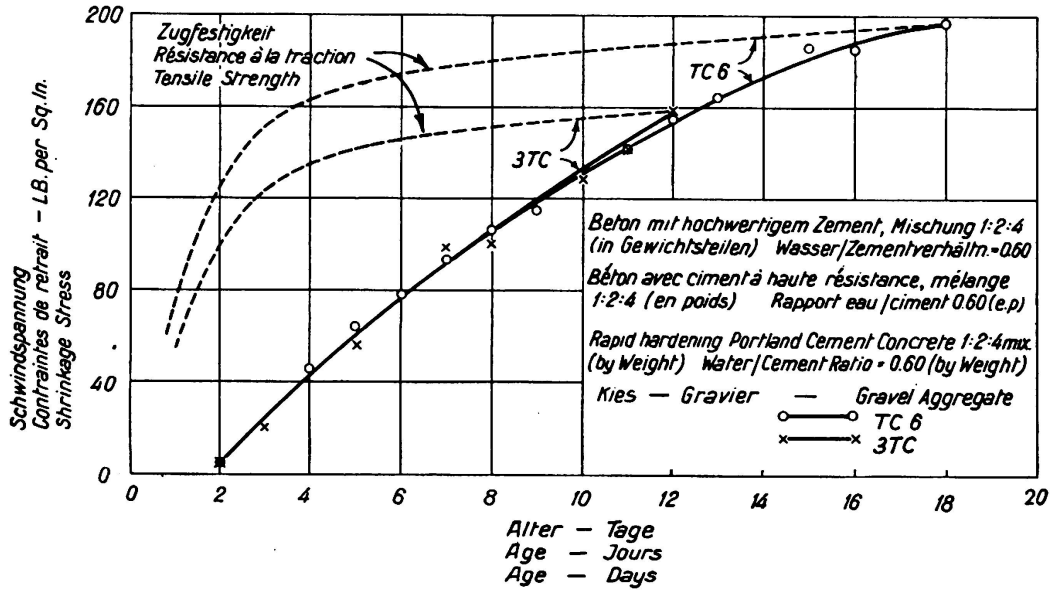


Fig. 3.

Widerstand gegen Schwindrisse bei vollständig eingespannten Prüfstücken aus Beton mit hochwertigem Zement.

Dehnungsrisse.

In diesem Abschnitt werden nur die Fälle berücksichtigt, in denen die Zugkräfte, die Risse hervorrufen, unmittelbar von einer Belastung herrühren, wie bei Biege- und Zugversuchen. Bei allen Prüfungen an Eisenbeton, die jetzt im Forschungsamt durchgeführt werden, wird die Breite der Risse gemessen; man hofft, daß später eine vollständige Auswertung dieser Messungen weitgehende Klarheit über das Entstehen von Dehnungsrissen bringen wird. Einige allgemeine Ergebnisse sind schon verfügbar und einige Versuche, bei denen Rißmessungen vorgenommen wurden, werden nachstehend beschrieben. Bei einem Versuch hatte der Probekörper rechteckigen Querschnitt von 101,6 mm Breite und 209,5 mm Höhe und war 2,44 m lang. Die Zugbewehrung bestand aus zwei Stäben Durchmesser 9,52 mm aus gewöhnlichem Eisen (mild steel). Die Nutzhöhe betrug 178 mm. Zur Schubsicherung waren Bügel angeordnet. Der Körper wurde in den Drittelpunkten bei einer Stützweite von 1,829 m belastet. Entstehen und Fortschreiten der Risse an den Seiten des Probekörpers wurden genau beobachtet und die Breiten eines jeden Risses nahe der Unterseite des Balkens und in Höhe der Eisen für jede Belastungsstufe gemessen.

Die Belastung wurde zuerst stetig bis zur errechneten zulässigen Last gesteigert und diese Last für 21 Stunden gehalten. Danach wurde die Last nach und nach verringert. Die Ergebnisse der Rißmessungen zeigt Fig. 5: Die gesamte Rißbreite, d. h. die Summe der Breite aller Risse, hat unter der längere Zeit ruhenden Last etwas zugenommen, ging aber nach deren Beseitigung teilweise zurück. Bemerkenswert ist, daß bei den ersten Stufen der Entlastung unterhalb der Gebrauchslast die Gesamtbreite der Risse etwas zunahm und ein oder zwei Risse etwas länger wurden.

Das Maß des Zurückgehens der Rißbreiten beim Entlasten wurde von *Probst* die „federnde Breite" der Risse genannt. Bei unserem Versuch betrug die federnde Breite durchschnittlich ein wenig mehr als die Hälfte der Breite vor dem Entlasten. Der Ausdruck „federnd" muß jedoch mit Vorsicht angewandt werden, denn Fig. 5 zeigt, daß sich die Risse nicht gleichförmig mit der Last-

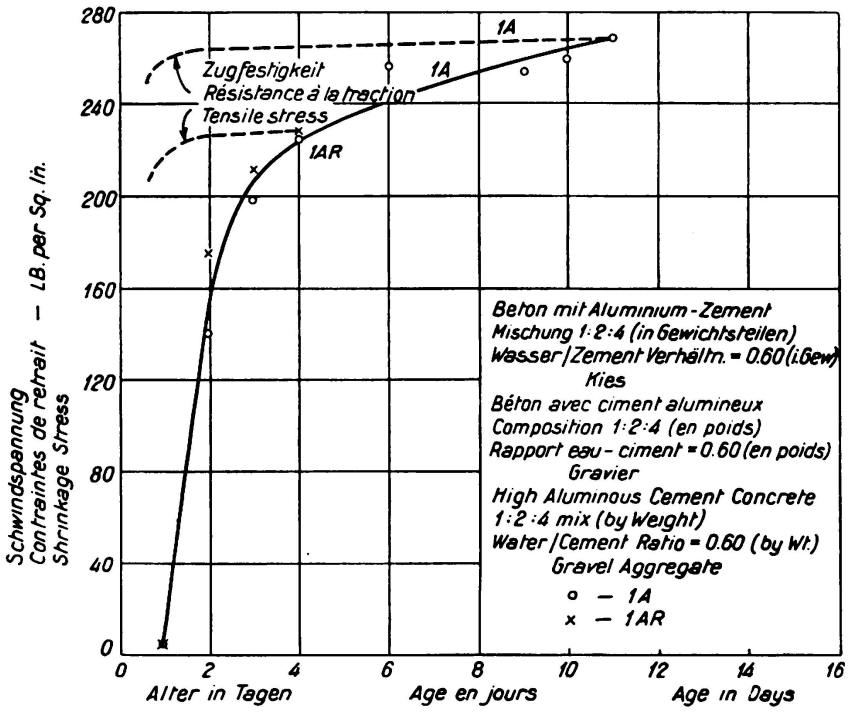


Fig. 4.

Widerstand gegen Schwindrisse bei vollständig eingespannten Prüfstücken mit hochwertigem Aluminium-Zement.

abnahme schließen, sondern daß die Rißbreite während der ersten Entlastungsstufen praktisch konstant bleibt. Es ist klar, daß, bevor eine Erholung eintreten kann, die Vorgänge an der Berührungsfläche zwischen Beton und Eisen (Haftung, Gleiten) umgekehrt verlaufen müssen, und daß dazu eine beträchtliche Änderung der Last erforderlich ist.

Der Körper wurde nur so lange unbelastet gelassen, bis die Rißbreiten gemessen waren, und wurde dann wieder stetig bis zum Anderthalbfachen der Gebrauchslast belastet. Diese Last wirkte 44 Stunden, während welcher Zeit die Rißbildung nur sehr wenig zunahm. Sodann wurde die Last erhöht, bis der Bruch infolge Überschreitens der Streckgrenze der Eisen eintrat.

An Fig. 6 wurde die größte Rißbreite in der Höhe der Eiseneinlagen verglichen mit der Zugspannung am Eisen, die sich rechnerisch nach der üblichen Theorie gradliniger Spannungsverteilung und gerissener Zugzone ergibt. In der Figur wurden die Wirkungen der Entlastung nicht berücksichtigt. Man erkennt eine rohe lineare Beziehung zwischen Rißbreite und Zugspannung im Eisen; die Rißbreite ist bei der ersten Belastung bis zu einer Spannung von 840 kg/cm² unbedeutend. Die gefundene Beziehung entspricht dem, was nach einer einfachen Betrachtung der Vorgänge, die zur Öffnung der Risse führen, erwartet werden kann (1).[1]

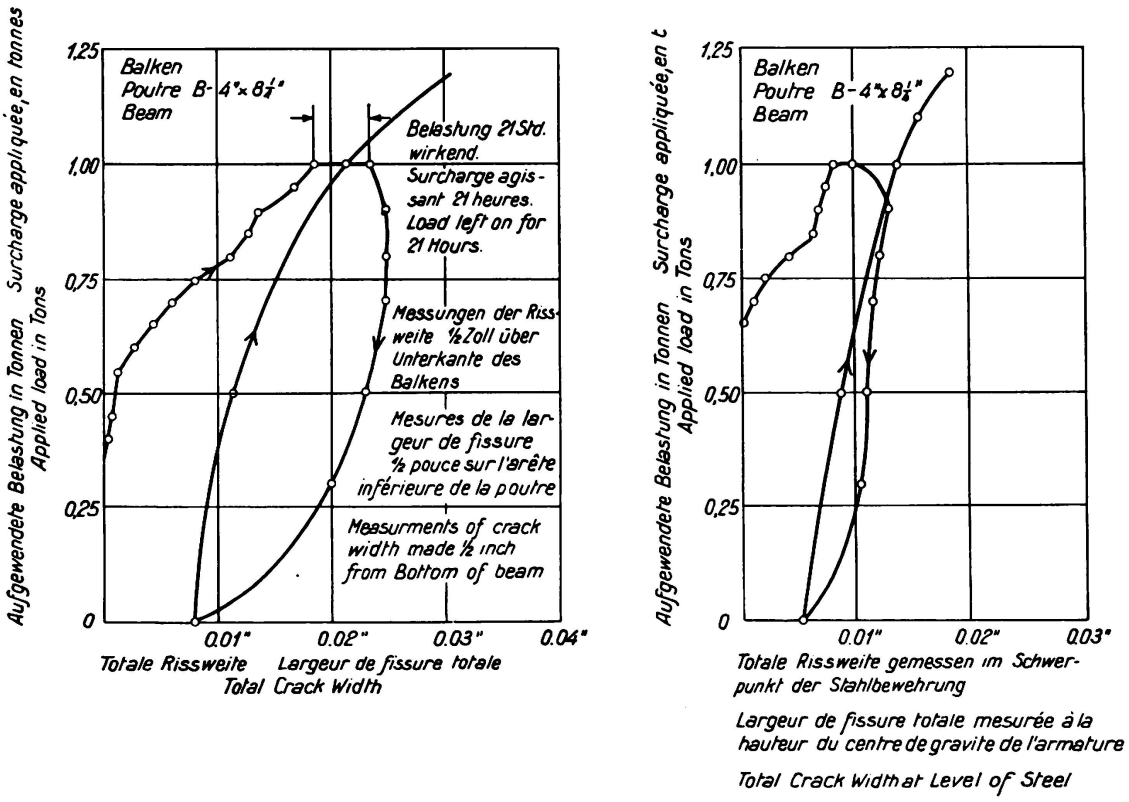


Fig. 5.
Rückgang der Risse.

Daß die Streckgrenze des Eisens erreicht war, geht in Fig. 6 aus dem ziemlich scharfen Knick der Kurve bei 3300 kg/cm² hervor. Bei dieser Last wächst auch die Formänderung des Balkens schnell; falls jedoch mehr als eine Lage Bewehrung vorhanden war, ergab sich, daß das Erreichen der Streckgrenze viel besser durch die Zunahme der Rißbreiten als durch das Anwachsen der Formänderung erkannt werden konnte. Dies zeigte sich deutlich bei neueren Prüfungen des Forschungsamtes an durchlaufenden Trägern über zwei Öffnungen. Die Ergebnisse einer solchen Prüfung zeigt Fig. 7. Aus dem Schaubild der Rißbreiten ersieht man, daß die Lasten, bei denen die Spannung im Eisen die Streckgrenze erreicht, sowohl über dem mittleren Auflager wie auch im Felde klar erkennbar sind, daß dagegen die Werte dieser Lasten aus der Formänderungskurve nicht

[1] Siehe Schrifttum am Ende.

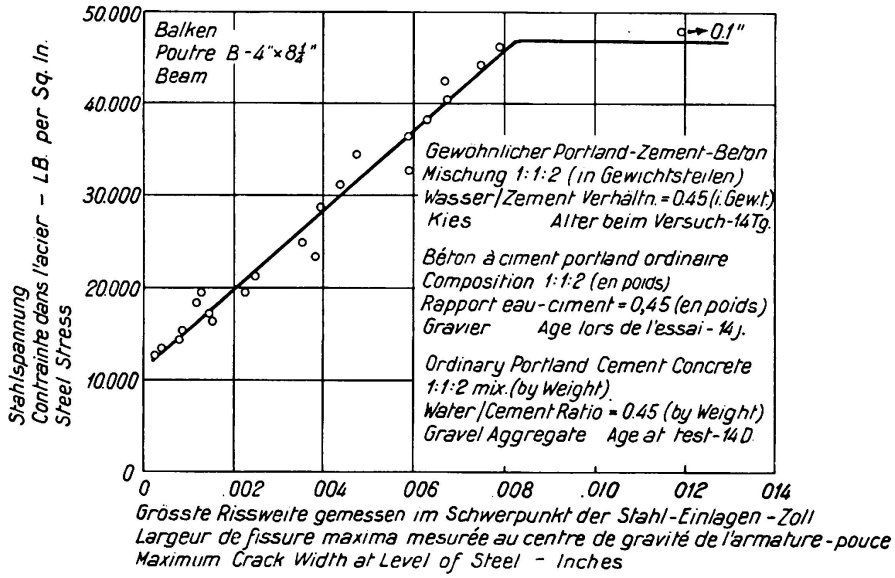


Fig. 6.

Abhängigkeit größter Rißweite von der Stahlspannung.

genau hervorgehen. Man ersieht daraus, daß die Messung der Rißbreiten bei solchen Versuchen die Auswertung wesentlich erleichtert.

Die Wirkung des Bewehrungsverhältnisses auf die Rißbreite bei gleichbleibendem Bewehrungsquerschnitt wurde bei einigen Versuchen mit Stahl mit hochliegender Streckgrenze erforscht. Es wurden 10 Balken von je 2,896 m Länge und 270 mm Höhe, jedoch mit fünf verschiedenen Breiten von 158,8 bis 368,3 mm geprüft, also von jeder Breite zwei Körper. Die Zugbewehrung bestand in allen Fällen aus zwei Isteg-Stäben und zwar jeder Stab aus zwei ∅ 12,7 mm, die spiralförmig umeinandergedreht waren. Das Bewehrungsverhältnis war dadurch von 0,6 bis 1,4 % abgestuft.

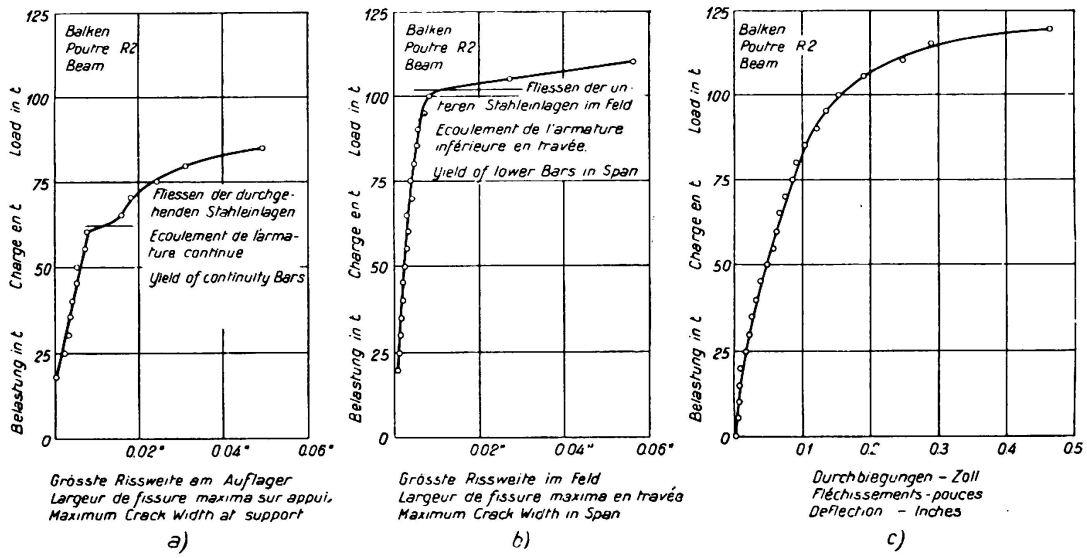


Fig. 7.

Größte Rißweite im Feld.

Die Balken wurden bei einer Stützweite von 2,743 m symmetrisch durch zwei Lasten im Abstand von 762 mm belastet. Die Ergebnisse der Messung der Rißbreiten im mittleren Bereich mit gleichbleibendem Biegemoment ohne Querkraft waren folgende:

1. Die Beziehung zwischen Eisenspannung und Rißbreite ist nicht ganz linear. Wahrscheinlich ist bei dem für die Versuche verwendeten Stahl die Neigung der Spannungs-Dehnungs-Kurve nicht konstant, sondern nimmt unter hohen Beanspruchungen ab.
2. Wenn man die Kurve „Rißbreite-Eisenspannung" bis zum Schnitt mit der Eisenspannungsachse verlängert, so nimmt im allgemeinen der der Rißbreite Null zugeordnete extrapolierte Wert der Eisenspannung zu, wenn das Bewehrungsverhältnis abnimmt. Die gefundenen Werte waren:

Bewehrungsverhältnis (%)	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
Eisenspannung (kg/cm²) für Rißbreite Null	415	324	626	704	950

   Dieser Umstand bewirkt, daß die Risse unter den Gebrauchslasten fein bleiben, falls das Bewehrungsverhältnis klein ist.
3. Die Rißbreite nimmt mit wachsender Eisenspannung umsomehr zu, je kleiner das Bewehrungsverhältnis ist. Die Zunahme der Rißbreite betrug zwischen $\sigma_e = 1265$ und 2800 kg/cm²:

Bewehrungsverhältnis (%)	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
Zunahme der Rißbreite (mm)	0,098	0,13	0,16	0,183	0,21

Hiernach werden die Risse bei niedrigem Bewehrungsverhältnis breiter, besonders wenn die Spannung über die zur Zeit zulässigen Werte gesteigert wird. Wenn daher für Stähle mit hochliegender Streckgrenze höhere Spannungen zugelassen werden, die zu einer Herabsetzung des Bewehrungsverhältnisses führen, so kann die Rißbildung zunehmen als Auswirkung erstens der erhöhten Spannung und zweitens des herabgesetzten Bewehrungsverhältnisses, wenn der Bewehrungsquerschnitt unverändert bleibt. Man sollte gleichzeitig beachten, daß die Zunahme der Rißbildung im Verhältnis entschieden größer ausfällt als die Steigerung der zulässigen Spannungen im Eisen.

Die Wirkung langdauernder Belastung auf die Rißbildung.

Eine Zunahme der Rißbreite mit der Zeit kann zwei Ursachen haben:

1. Zunahme der Eisenspannung infolge ständig fortschreitender Lockerung des inneren Zusammenhalts des unter Zug stehenden Betons, und gleichzeitigen Kriechens des Betons in der Druckzone.
2. Kriecherscheinungen in der Berührungsschicht zwischen Beton und Eisen, so daß der Beton am Eisen entlang vom Riß weggleitet.

Im Forschungsamt wurden Messungen des Fortschreitens der Rißbildung an Eisenbetonbalken durchgeführt. In einer Prüfungsreihe wurden vier Körper während längerer Zeit unter Last gehalten. Für zwei Balken wurde Stahl mit hochliegender Streckgrenze, für die anderen gewöhnliches Eisen verwandt. Im Alter von 12—13 Tagen wurden die Körper so belastet, daß der rechnungsmäßige Höchstwert für die Zugspannung im Eisen 1400 kg/cm² beim gewöhnlichen Rundeisen und 1900 kg/cm² beim hochwertigen Stahl betrug. Diese Be-

lastung blieb sechs Wochen und wurde dann so erhöht, daß die rechnungsmäßige Eisenspannung um 50 % gesteigert wurde. Diese höhere Last wurde dann weitere sechs Wochen belassen, bevor die Balken bis zum Bruch geprüft wurden. Die Rißbreiten wuchsen während des ersten Prüfabschnitts um etwa 50 %. In dieser Zeit dehnten sich die Risse über die Seiten der Körper aus, und das Kriechen des Betons war verhältnismäßig groß. Im späteren Prüfabschnitt blieb trotz der höheren Eisenspannungen die Änderung der Rißbreite mit der Zeit klein.

Vorspannung der Bewehrung als Vorbeugungsmaßnahme gegen Risse.

Auf die Möglichkeit, die Rißbildung unter den Gebrauchslasten durch Erzeugung einer Anfangsdruckspannung im Beton zu verhindern, wurde oft hingewiesen, besonders von *Freyssinet*. Dieses Verfahren wurde manchmal bei fabrikmäßig hergestellten Deckenplatten aus Beton angewandt. Die Zugbewehrung wurde vor dem Betonieren durch Federn und Hebel bis zu einem hohen Teilbetrag der Spannung an der Streckgrenze gespannt. Das Vorspanngerät blieb in Tätigkeit, bis der Beton hart genug war, um die Spannungen aufnehmen zu können, die in ihn hineingetragen wurden, sobald die Kräfte in den Rundeisen freigegeben und durch die Haftung zwischen Eisen und Beton auf diesen übertragen wurden.

Es bestehen jedoch einige Schwierigkeiten. In dem Augenblick, wo die auf das Eisen ausgeübte Kraft von der Vorspannmaschine auf den Beton übergeleitet wird, entsteht im Beton eine Stauchung, wodurch die Zugkraft im Eisen vermindert wird. Gleichzeitig gleiten die Eisen an den Enden auf der Strecke, die erforderlich ist, um die Höchstspannung im Stahl zu entwickeln; es wäre daher klug, den Vorspanner erst dann außer Betrieb zu setzen, wenn die Haftfestigkeit genügend groß geworden ist, um diese Gleitstrecke auf einen Bruchteil der ganzen Länge der Platte zu beschränken.

Außerdem verformt sich der Beton während der Zeit nach dem Entfernen des Vorspanners bis zum Aufbringen der Gebrauchslast dauernd weiter und zwar infolge des Kriechens des Betons unter dem Einfluß der inneren Belastung und auch infolge des gewöhnlichen Schwindens. Da das Schwinden die Dehnungsfähigkeit allen an der Luft erhärtenden Betons herabsetzt, ist dieser Umstand für den Vergleich zwischen Körpern mit und ohne Vorspannung belanglos. Dagegen muß bei der Berechnung der Vorspannung, die notwendig ist, um das Entstehen von Rissen unter einem gegebenen Biegemoment zu verhüten, die Schwindwirkung auf jeden Fall berücksichtigt werden.

Nachstehend werden Ergebnisse von Versuchen im Forschungsamt wiedergegeben, bei denen die Wirkung einer Vorspannung der Zugbewehrung auf Balken aus Schaumschlackenbeton verfolgt wurde. Die Balken waren 1,829 m lang und hatten rechteckigen Querschnitt; ihre Breite betrug 107,9 mm, ihre Höhe 165 mm; sie enthielten 2 ∅ 6,35 mm aus Stahl mit hochliegender Streckgrenze als Zugbewehrung und denselben Querschnitt aus gewöhnlichem Eisen als Druckbewehrung. Folgende Betonzusammensetzung wurde verwendet: Balken PT 1 und PT 2: Hochwertiger Portlandzement, Mischung 1 + 1,25 + 1,75 nach Raumteilen bzw. 1 + 0,55 + 0,54 nach Gewicht; Wasser + Zement-Verhältnis 0,53

nach Gewicht, Schaumschlacke bis zu 4,76 mm Korngröße als Zuschlag-Balken PT 3 und PT 4: wie vor, jedoch Mischung 1 + 2,5 + 3,5 nach Raummaß bzw. 1 + 1,10 + 1,09 nach Gewicht, Wasser + Zement-Verhältnis 0,80.

Nur die Zugeisen der Balken PT 1 und PT 4 erhielten eine Vorspannung von 2800 kg/cm²; der Vorspanner blieb bis zum Alter von 14 Tagen in Tätigkeit. Alle Proben wurden 4 Tage lang mit feuchten Säcken bedeckt und dann in Luft von 18° C und 64 % rel. Feuchtigkeit gelagert. Nach 14 Tagen wurde der Vorspanner entfernt, so daß die Kraft im Eisen auf den Beton überging. Alle Körper wurden im Alter von 28 Tagen durch Belastung in den Drittelpunkten bei 1,524 m Stützweite geprüft. Verwendet wurde Stahl mit sehr hochliegender Streckgrenze, die Bruchfestigkeit betrug 8400 kg/cm² (bezogen auf die ursprüngliche Fläche). Der Stahl hatte keine ausgeprägte Streckgrenze; die Spannung, bei der eine bleibende Dehnung von 0,2 % auftrat, betrug 7000 kg/cm².

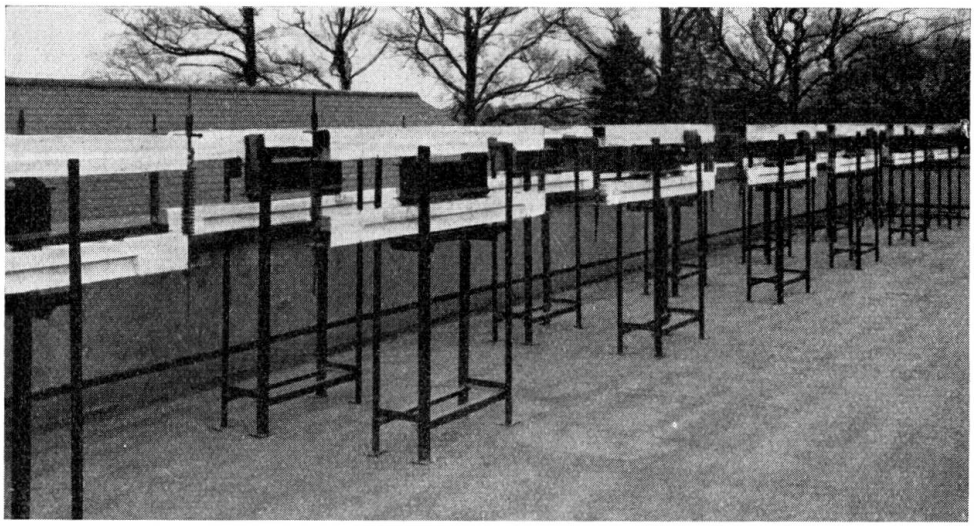


Fig. 8.
Versuche an luftgelagerten Eisenbeton-Balken.

Die Hauptergebnisse der Prüfungen sind in Tafel I dargestellt. Bei einer Eisenspannung von 1760 kg/cm² (berechnet wie üblich unter Vernachlässigung der Mitwirkung des Betons in der Zugzone) traten in den vorgespannten Körpern keine Risse auf, während in den anderen die Rißbreiten bereits 0,076 und 0,127 mm erreicht hatten. Die Durchbiegung war infolge der Vorspannung auf ein Drittel und ein Viertel der Durchbiegung der nicht vorgespannten Körper verringert. Um gleiche Durchbiegung und Rißbreiten zu erzielen, wie sie bei den nicht vorgespannten Körpern bei einer Eisenspannung von 1760 kg/cm² entstanden waren, mußten die Lasten auf den vorgespannten Balken beinahe doppelt so hoch sein.

Es ist nach alldem klar, daß die Vorspannung der Bewehrung eine sehr geeignete Maßnahme ist, um die Durchbiegung und Rißbildung zu verringern. Dabei ist allerdings zu bedenken, daß die Spannungssteigerung, die notwendig war, um in den vorgespannten Körpern dieselben Verhältnisse herbeizuführen wie in den Körpern ohne Vorspannung, nur etwa 1760 kg/cm² betrug und nicht 2800 kg/cm² wie die ursprüngliche Vorspannung. Vom Nennwert der Vorspan-

nung waren also im Zeitpunkt der Prüfung nicht einmal mehr zwei Drittel wirksam. Der Grund dafür ist, daß die ursprüngliche Dehnung des Stahls infolge der Stauchung des Betons zurückgeht, sobald die Last vom Vorspanner auf den Beton übertragen wird, und ferner infolge des dann einsetzenden Kriechens des Betons. Auf die Bruchlast hat die Vorspannung keinen Einfluß.

Korrosion.

Man hat vermutet, daß es eine Grenze für die Rißbreite gibt, unterhalb deren keine Korrosion der Bewehrung eintritt. Obwohl dies einleuchtend erscheint, konnte es bisher noch nicht ausreichend bewiesen werden. Dieser Beweis dürfte am besten dadurch zu führen sein, daß man belastete Eisenbetonproben der Witterung aussetzt; solche Prüfungen wurden im Forschungsamt begonnen: dabei wird die Entwicklung der Risse gemessen. Einige dieser Körper gibt Fig. 8 wieder. Ähnliche Versuche anderer Forscher sind nur sehr beschränkt auswertbar, da Angaben über die Rißbreiten fehlen.

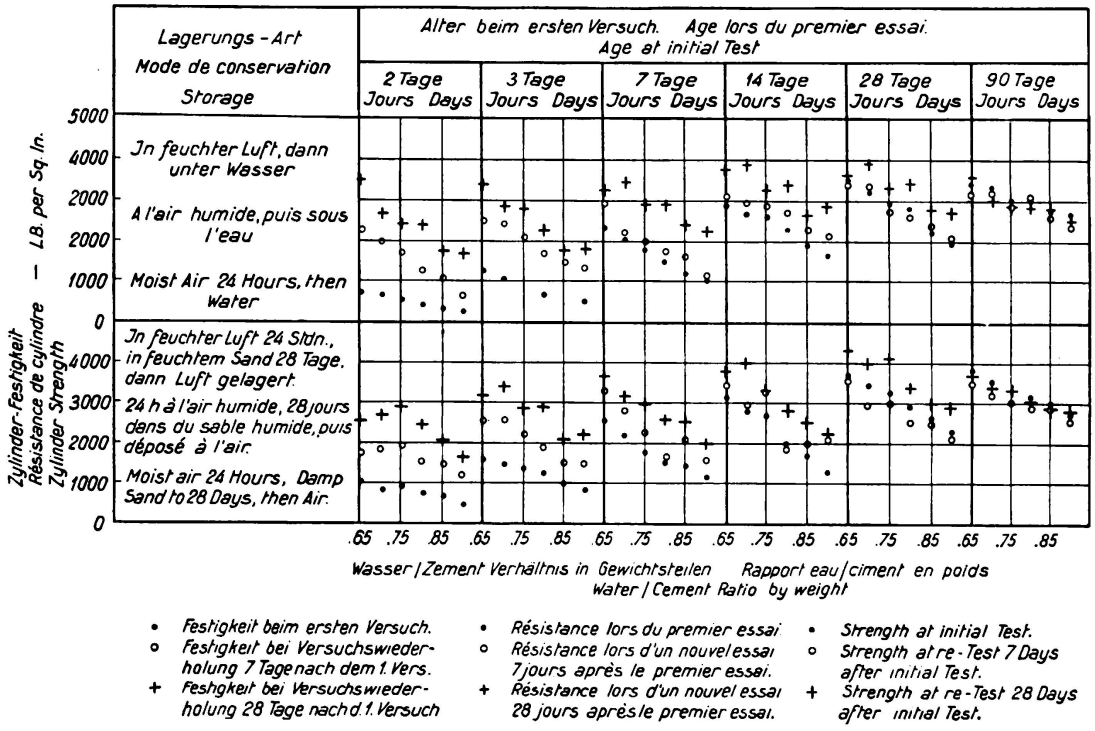


Fig. 9.
„Selbst-Heilung" von Beton.

Verheilung der Risse.

Vor Jahren hat Professor *Duff Abrams* (2) eine Anzahl Betonzylinder bis zum Bruch belastet und diese Prüfung an denselben Körpern nach einigen Jahren wiederholt. Dabei betrug ihre Festigkeit 167—379 % der ursprünglichen 28 Tage-Festigkeit. *Abrams* war der Ansicht, daß die feinen Risse, die sich bei der ersten Prüfung gebildet hatten, durch nachfolgende Ablagerung löslicher Stoffe des Zementes und des Zuschlages wieder wirksam verschweißt worden waren. Es war wirklich ein Heilungsprozeß; der Beton hatte im Laufe der Zeit mehr an Festigkeit gewonnen, als dies ohne vorhergehende Belastung der Fall gewesen wäre.

Im Forschungsamt ausgeführte Versuche bestätigten die Ergebnisse, die *Abrams* erhalten hatte. Als Proben dienten Zylinder von 101,6 mm Durchmesser und 203,2 mm Höhe. Zur Prüfung wurde eine hydraulische Presse verwandt. Die Proben wurden zunächst bis zum Bruch belastet und sodann in ganz kurzen Zeitabständen, während deren sie unter Wasser oder unter feuchtem Sand oder an der Luft lagerten, erneut geprüft, wobei sie jedoch nicht zerstört wurden. Einige Ergebnisse, die als typisch gelten können, sind in Fig. 9 wiedergegeben. Es handelt sich um Portlandzementbeton mit verschiedener Steife. Die bei der ersten Prüfung erhaltenen Ergebnisse sind den Ergebnissen der Wiederholungsprüfungen gegenübergestellt, die zunächst 7 Tage und dann 28 Tage nach der ersten Prüfung vorgenommen wurden. Die Figur zeigt, daß Beton, der zunächt in geringerem Alter zerstört wurde, besser heilt, als solcher, der bereits älter war. Meist genügen schon 7 Tage, um den Beton soweit zu heilen, daß er mindestens wieder die Last aushält, die ursprünglich seinen Bruch herbeigeführt hat. Nur bei dem Beton, der zum ersten Male im Alter von 90 Tagen geprüft wurde, war sogar eine Heilungszeit von 23 Tagen noch nicht ausreichend. Allerdings war auch in diesem Falle der Unterschied in der Festigkeit nur unbedeutend.

Ähnliche Ergebnisse erhielt man mit verschiedenen Mischungen einschließlich Tonerdezement. Dabei ergab sich im allgemeinen, daß die Heilung umso größer ausfällt, a) je magerer und durchlässiger die Mischung ist, und b) je feuchter sie während der Heilung gehalten wird.

Schrifttumshinweise.

1. *Thomas, F. G.* „Cracking in Reinforced Concrete" Struct. Eng. 1936, *14* (7), 298—320.
2. *Abrams, D. A.* „Question Box". Am. Concr. Inst. Proc. 1926. *22*. 636—39.

Tafel I.

Wirkung der Vorspannung der Bewehrung in Balken.

Tafel I	Balken			
	PT 1[1]	PT 2	PT 4[1]	PT 5
Rißbreite bei einer durch äußere Lasten hervorgerufenen Eisenspannung von 1760 kg/cm² . . . . . mm	0	0,13	0	0,13
Eisenspannung, bei der die ersten Risse entstehen kg/cm²	2460	1195	2460	985
Eisenspannung in den vorgespannten Balken, bei der dieselben Rißweiten entstehen, wie bei einer Eisenspannung von 1760 kg/cm² in den Balken ohne Vorspannung . . . . . kg/cm²	3870	—	3660	—
Durchbiegung in Balkenmitte bei einer Eisenspannung von 1760 kg/cm² . . . . . mm	0,48	1,37	0,46	2,03
Eisenspannung in den vorgespannten Balken, bei der dieselben Durchbiegungen entstehen, wie bei einer Eisenspannung von 1760 kg/cm² in den Balken ohne Vorspannung . . . . . kg/cm²	3370	—	3300	—
Raumgewicht des Betons . . . . . kg/m³	1840		1760	
Würfelfestigkeit des Betons (10 cm-Würfel) . . kg/cm²	344		267	
Mittlerer Gleitwiderstand eines Rundeisens Ø 6,3 mm in einem Betonzylinder von 76 mm Durchmesser und 152 mm Länge . . . . . kg/cm²	im Alter von 14 Tagen 23,2 28 Tagen 22,5			21,8 24,6

[1] Mit Zugeisen, die auf 2800 kg/cm² Nennwert vorgespannt worden waren.

Zusammenfassung.

Es wurde ein Verfahren entwickelt, mit dem es möglich ist, die Schwindspannungen in am freien Schwinden behinderten Betonkörpern zu messen, bis Risse entstehen. Man konnte damit feststellen, daß die Schwindrißgefahr umso größer wird, je größer die Erhärtungsgeschwindigkeit des verwendeten Zements ist.

Die von mehreren Forschern vertretene Auffassung, daß die Risse bis zu einem gewissen Grade federn, d. h., daß sie sich bei der Entlastung wieder etwas schließen, wurde bestätigt; allerdings ist der Ausdruck „federnd" nicht völlig befriedigend. Die Risse schließen sich zwar, wenn die Last völlig aufgehoben ist, aber die Schließbewegung schreitet nicht im gleichen Verhältnis wie die Verringerung der Last fort. Eine Verringerung der Last um die Hälfte braucht wegen der Hysteresis infolge der Umkehrung der Bewegungsvorgänge an der Berührungsfläche zwischen Beton und Eisen überhaupt keine Änderung der Rißbreite herbeizuführen.

Für eine bestimmte Bewehrungsmenge ergab sich, daß die Rißbreiten mit der Eisenspannung umso schneller wachsen, je kleiner das Bewehrungsverhältnis ist. Die Zunahme der Rißbreiten, infolge einer Erhöhung der Gebrauchsspannungen in der Zugbewehrung, kann verhältnismäßig viel größer sein als die Steigerung der Eisenspannung, zumal die Erhöhung der zulässigen Spannungen dazu führen dürfte, das Bewehrungsverhältnis unter das übliche Maß herabzusetzen.

Unter lang dauernder Belastung kann die Rißbildung im Balken erheblich fortschreiten, wenn auch einige Wochen nach Belastungsbeginn ein Gleichgewichtszustand eintritt.

Versuche, bei denen die Zugeisen von Balken eine anfängliche Vorspannung von 2800 kg/cm^2 erhielten, haben gezeigt, daß die Wirkung der elastischen und unelastischen Verkürzungen des Betons die Wirksamkeit der Vorspannung merklich beeinträchtigen kann. Bei den näher besprochenen Prüfungen wurden die Vorspanner nach 14 Tagen ausgeschaltet und die Balken nach 28 Tagen belastet. Während dieser Zwischenzeit war die wirksame Vorspannung infolge der Betonverformung auf nur zwei Drittel des anfänglichen Wertes gesunken.

Eine Reihe von Prüfungen wurde durchgeführt, die zeigten, daß feine Risse in Betonkörpern mit der Zeit oft völlig ausheilen. Der Heilungsvorgang vollzieht sich bis zu einem gewissen Grade auch an der Luft, verläuft aber vollständiger, wenn die Körper feucht gelagert werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide