

G. 17<sup>10a</sup>  
436

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300779

MONOGRAFIJA

BEZONBAUTEN

N. A. SHITKOWITSON

xxx

688.



# MONOLITÄT DER BETONBAUTEN

VON

**N. A. SHITKEWITSCH**

INGENIEUR-OBERST

PROFESSOR DER KAISERLICHEN INGENIEUR-AKADEMIE  
ZU ST. PETERSBURG

Mit 60 Textabbildungen

Autorisierte Ausgabe

BERLIN 1906

Verlag von WILHELM ERNST & SOHN.

*Nov. 9/50*



xxx  
688

*499943b*



III 18028

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung  
in fremde Sprachen vorbehalten.

Akc. Nr. 352/52

# INHALTS-ÜBERSICHT.

	Seite
Einleitung . . . . .	I
<b>I. Allgemeine, die Monolität der Betonbauten bestimmende Bedingungen .</b>	<b>4</b>
<b>II. Einfluß der Feuchtigkeit auf die Volumenänderung der Bestandteile des Betons .</b>	<b>11</b>
<b>III. Einfluß der äußeren Temperatur auf Mörtel und Beton .</b>	<b>27</b>
<b>IV. Einfluß der den Erhartungspro begleitenden inneren Erscheinungen auf die Volumenbeständigkeit des Betons .</b>	<b>33</b>
1. Temperaturerhöhung während der Erhärtungsperiode des Betons .	33
2. Einfluß der Mahlung und der Zusätze zum Zement .	37
<b>V. Mechanische Eigenschaften des Betons .</b>	<b>40</b>
1. Elastizitätskoeffizient des Betons gegen Druck .	40
2. Elastizitätskoeffizient des Betons gegen Zug .	44
3. Festigkeit des Mörtels und Betons .	48
<b>VI. Einfluß der angewendeten Ausführungsarten des Betonlegens auf die Monolität der Betonbauten .</b>	<b>50</b>
Einfluß des Stampfens auf die Gleichartigkeit der einzelnen Schichten beim Betonlegen .	53
Einfluß des Stampfens auf das Gelände zweier Arbeitsschichten .	66
<b>VII. Einfluß der Konstruktionsbedingungen auf die Monolität der Betonbauten</b>	<b>74</b>
1. Vertikalrisse .	75
2. Ursachen des Erscheinens von Horizontalrisse .	85
<b>VIII. Ausführungsarten, welche die Bewahrung einer Monolität der Betonbauten sichern .</b>	<b>88</b>
<b>IX. Gesamteinfluß der Feuchtigkeit und des Frostes auf die Monolität der Betonbauten .</b>	<b>107</b>



## Einleitung.

Mit der Entwicklung der Zementindustrie hat die Bautechnik die Möglichkeit erhalten, in dauerhafte Betonmassive — Monolithe — jene feine Steinmaterialien zu verwandeln, welche in Form von Sand, Kies, Kieselsteinen und Bruchstücken von Felssteinen in der Natur im Überfluß zu finden sind, oder welche Abfälle der Industrie bilden, z. B. Schlacke, Schamotte, Ziegelschutt usw. In den Händen eines gegenwärtigen Baumeisters bildet der Portlandzement eine Quelle jener verborgenen, inneren Naturkräfte, durch welche die Dauerhaftigkeit und Festigkeit der natürlichen Steinmaterialien bestimmt wird. Deswegen gibt eine gewandte Benutzung der hydraulischen Bindemittel die Möglichkeit, ein künstliches Steinmaterial — Beton — erforderlicher Qualitäten und Dimensionen, mit kleinsten Ausgaben versehen, herzustellen. Außerdem hat der Beton einen wesentlichen Vorzug vor anderen Steinmaterialien durch seine ungewöhnliche Formungsfähigkeit bei seiner Verwendung. Alle festen Bestandteile des Betons werden in Form von trockenen Stoffen gebraucht, und die Arbeit bei Aufführungen von Betonbauten erstreckt sich auf die Formung, anstatt auf die kompliziertere Arbeit bei der Mauerung. Diese Möglichkeit des Erhaltens von Beton-Monolithen erforderlicher Dimensionen und Qualitäten bei billigsten Ausgaben hat eine weiteste Verwendung des Betons zu Festungs-, Hafen- und sonstigen Bauten hervorgerufen. So wurden z. B. in Deutschland im Laufe nur des einen Jahres 1887 zu Festungsbauten 4 800 000 cbm Beton verbraucht.<sup>1)</sup>

Anderseits aber ist die rasche und weite Verwendung des Betons zu Hafen- und Festungsbauten bedeutend zuvorgekommen der theoretischen Ausarbeitung der Frage über Beton als Baumaterial. Fast alle bis jetzt vorgenommenen Prüfungen tragen einen laboratorischen Charakter, und wenn auch auf diesem streng wissenschaftlichen Wege die Fragen über die Bestandteile und die Bereitungsarten des Zementbetons erläutert sind, so

<sup>1)</sup> Ingen.-Journal 1889, Nr. 4, S. 605: „Versuche mit Betons“.

bleiben anderseits die Fragen über die mechanischen Eigenschaften des Betons und über die Verwendung dieses Materials zur Aufführung von Monolithbauten noch bedeutend unaufgeklärt. Bis heute zahlreich vorgenommene mechanische Prüfungen waren für die Aufklärung dieser Fragen in den meisten Fällen wenig günstig, weil die Herstellungsbedingungen der Proben von den Bedingungen der Praxis verschieden waren, die Prüfungen nicht nach einem allgemeinen Programm vorgenommen wurden und sich hauptsächlich auf Druckproben verhältnismäßig kleiner Betonkörper erstreckten. Die Frage über die gleichartigen Anfertigungs- und Prüfungsbedingungen von Beton wurde zuerst von Prof. Gary auf dem Kongreß deutscher Betontechniker im Jahre 1900<sup>1)</sup> angeregt, und bald darauf, auf dem Kongreß im Jahre 1901,<sup>2)</sup> gelangten zur Annahme von einem besonderen Ausschuß ausgearbeitete Normen für die einheitliche Anfertigung und Druckprobe von Betonprobekörpern. Auf diese Weise wurde zur Erlernung der mechanischen Eigenschaften des Betons sozusagen erst unlängst der erste Schritt getan. Im allgemeinen wird die Frage über die Eigenschaften des Betons noch dadurch bedeutend komplizierter, daß während der ganzen längeren Dauer des Erhärtungsprozesses die mechanischen Eigenschaften des Betons sich ununterbrochen ändern. Im ersten Augenblick nach der Herstellung wird die Bindung der verschiedenartigen Bestandteile des Betons hauptsächlich mittels der Reibungskraft, welche durch die Dichtung der trockenen Masse hervorgerufen wird, bestimmt. In solchem Zustande stellt der Beton kein selbständiges Baumaterial dar, sondern bildet nur eine Mischung verschiedener Baumaterialien. Das Erscheinen seiner individuellen Eigenschaften beginnt erst mit dem Moment, in welchem die gegenseitige Wirkung des Zements und des Wassers eintritt, und nur der weitere Verlauf dieses chemischen Prozesses, die Bindung der trägen Bestandteile vergrößernd, gibt dem Beton nach und nach die Eigenschaften eines festen Körpers. Diese schaffende Erhärtungsperiode wird nach Jahren gemessen. So z. B. zeigten nach Prüfungsergebnissen von Dyckerhoff,<sup>3)</sup> siehe Tabelle 1, an der Luft erhärtete Zementmörtelproben zum Schluß des 5. Jahres eine Zunahme in der Zugfestigkeit:

$$\begin{array}{l} 1. \text{ Mörtel } 1 : 1 \dots \frac{69,1 - 63,3}{63,3} \times 100 = 9,2 \text{ vH.} \\ 2. \text{ „ } 1 : 2 \dots \frac{64,3 - 59,3}{59,3} \times 100 = 8,4 \text{ „} \\ 3. \text{ „ } 1 : 3 \dots \frac{57,9 - 56,3}{56,3} \times 100 = 2,8 \text{ „} \end{array}$$

<sup>1)</sup> Bericht über die III. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins, 1900, S. 36.

<sup>2)</sup> Desgl. 1901, S. 71.

<sup>3)</sup> Protokoll der Verhandl. des Vereins deutscher Portland-Zement-Fabrikanten 1893, S. 90.

Tabelle 1.

Bestandteile des Mörtels	Zugfestigkeit kg/qcm									
	1 Woche	4 Wochen	13 Wochen	26 Wochen	1 Jahr	2 Jahre	3 Jahre	4 Jahre	5 Jahre	
1 Zement, 1 Sand	25,5	27,4	41,4	41,9	45,5	63,3	61,5	63,3	69,1	
1 „ 2 „	22,2	26,5	38,3	39,1	42,4	55,2	58,1	59,3	64,3	
1 „; 3 „	18,6	23,4	34,5	35,4	36,6	50,9	46,2	56,3	57,9	

Andererseits ist der Beton mit dem ersten Moment seines Bestehens dem Einfluß vieler äußeren und inneren Kräfte, welche den normalen Verlauf des Erhärtungsprozesses verändern, unterworfen. In dieser Beziehung haben den größten Einfluß: Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel der umgebenden Atmosphäre, das Beisein nachteiliger Bestandteile, z. B. freier Kalk, Gips und Magnesiaverbindungen, endlich die Erhärtung begleitende Nebenerscheinungen, z. B. Wärmeausscheidung, Volumenänderung des Zements usw. Natürlich kann man bei der Mannigfaltigkeit in der Vereinigung jener Bedingungen, welche in der Praxis bei der Anfertigung und der Verwendung des Betons eintreten, letzteren nicht als gänzlich bestimmtes Baumaterial, wie z. B. das Eisen, anerkennen. Darin besteht der wesentliche Unterschied des Betons von anderen Baumaterialien, angefangen mit den Natursteinen, welche als träge Körper in Arbeit kommen und welche somit in jedem einzelnen Falle über gänzlich bestimmte Eigenschaften verfügen. Bei der Verwendung von künstlichen Steinen, z. B. Ziegelsteinen zeigt sich gleichfalls die totale Unabhängigkeit der beiden Hauptfragen: 1. die Herstellung und 2. die Anwendung als Baumaterial. Deswegen wird der Ziegelstein als vollständig bestimmtes Material in Arbeit genommen, dessen Eigenschaften vorher bestimmt und dann erst, mit dem ersten Moment der Verwendung angefangen, vollständig ausgenutzt werden können.

Die Aufgabe des Baumeisters wird aber komplizierter bei der Ausführung von Betonbauten: der Beton kommt in den Bau in rohem Zustande, und nur mit dem Moment des Auftragens tritt ein ziemlich andauernder Erhärtungsprozeß, die Betonbildung, ein; von diesem Augenblick an ist der Beton dem Einfluß der umgebenden Atmosphäre ausgesetzt und später, nach vergleichsweise kurzer Zeit, auch der Belastung. Also ergibt sich in gegebenem Falle eine Vereinigung der Maetrialbildung mit der Periode seiner Exploitation.

Unter solchen Umständen ist es natürlich möglich, Bauten, welche ihrer Bestimmung vollständig entsprechen, nur zu erhalten bei einer Aufklärung aller den Erhärtungsprozeß begleitenden Nebenerscheinungen und bei einer Möglichkeit der Beseitigung jener Umstände, welche das ordnungsmäßige Fortschreiten des Erhärtungsprozesses ändern oder innere Spannungen

hervorrufen könnten, welche letztere die mechanischen Eigenschaften verringern und im äußersten Falle die Monolitität des Baues brechen können.

Der Zweck dieses Artikels ist, die Haupteigenschaften des Betons, welche den größten Einfluß auf seine Monolitität haben, zu erläutern und zugleich einige Sonderheiten in der Anwendung des Betons zur Aufführung massiver Bauten oberhalb der Wasserfläche anzuführen.

## **I. Allgemeine, die Monolitität der Betonbauten bestimmende Bedingungen.**

Wenn man die Monolitität als eine Eigenschaft der festen Körper, in großen, dem Einfluß äußerer Bedingungen ausgesetzten Massen ihr Ganzes und ihre Unzertrennlichkeit zu bewahren, betrachtet, so besteht die Frage über die Monolitität der Betonbauten darin, daß man die gegenseitige Wirkung der äußeren Kräfte und der Eigenschaften des Betons als Baumaterial erläutert.

Als äußere Kräfte erscheinen die Belastung und der Einfluß der umgebenden Atmosphäre, hauptsächlich Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel. In dieser Hinsicht ist der Beton, welcher sozusagen eine künstliche Wiederherstellung zerstörter Steinmaterialien bildet, vom ersten Augenblick seines Bestehens dem Einfluß gleicher atmosphärischer Kräfte ausgesetzt, die eine allmähliche Zerstörung der ursprünglichen monolithen Steinarten hervorrufen, deren Resultat die festen, trockenen Materialien (Sand, Kies) sind, welche das Gerippe, den Grund des Betons bilden. Deswegen stellt sich natürlich die Frage: wie muß sich der Einfluß derselben Kräfte auf die Monolitität der Betonbauten gestalten, in welchen das Gebinde der trockenen Steinmaterialien durch die Bindungskraft des Zements bestimmt wird; letztere ersetzt das natürliche Gebinde, welches die Monolitität der zerstörten, ursprünglichen Steinarten feststellte.

Sämtliche die Hauptmasse, das Gerippe des Betons bildenden Steinmaterialien erscheinen ganz untätig, träge, und, alle Eigenschaften der zerstörten, ursprünglichen Steinart bewahrend, bleibt dadurch in denselben die Beständigkeit einer Gegenwirkung auf die atmosphärischen Kräfte bestehen.

Im Beton ist der einzige wirkende Bestandteil der Zement, weswegen, im allgemeinen gesagt, auch die Eigenschaften des Betons hauptsächlich bestimmt werden:

1. nach den Eigenschaften und der Beschaffenheit des Zements,
2. nach dem Quantitätsverhältnis des Zements zu den anderen trägen Bestandteilen,

3. nach den Herstellungs- und Anwendungsarten des Zements,
4. nach dem Einfluß der äußeren Atmosphäre auf den Verlauf des chemischen Erhärtungsprozesses des Zements.

In der nachfolgenden Auslegung werden alle aufgezählten Hauptbedingungen nur in dem Maße betrachtet werden, inwiefern dieselben auf die Monolitität des Betons einen Einfluß haben; alle Fragen, welche einen allgemeinen Charakter tragen und welche sich auf die Aufklärung der übrigen Eigenschaften des Betons beziehen, werden beiseite gelassen.

In gegebenem Falle erhalten einen besonderen Wert die mechanischen Eigenschaften des Betons, welche seine Widerstandsfähigkeit nicht nur gegen die äußeren Kräfte bestimmen, sondern auch gegen solche inneren Anstrengungen, die durch den Einfluß der umgebenden Atmosphäre und durch die Erhärtung des Betons begleitende Nebenerscheinungen hervorgerufen werden. Das Eintreten innerer, von der Wirkung der äußeren Kräfte unabhängiger Anstrengungen im Betonmassiv wird durch eine jegliche Erscheinung, welche von der Volumenänderung der Betonbestandteile begleitet wird, hervorgerufen.

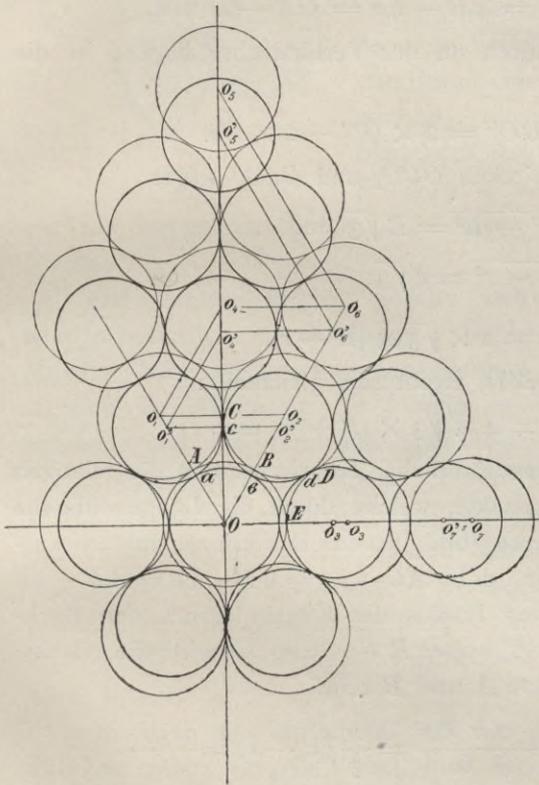


Abb. 1.

Zur Erklärung dieser Frage denken wir uns, siehe Abb. 1, einen aus gleichem kugelförmigen Steinschlag bestehenden Teil eines Betonmassivs und nehmen an, daß die ganze Masse des bindenden Zementmörtels an den Berührungspunkten der Kugeln *A, B, C, D . . .* konzentriert ist.

Falls wir sodann zulassen, daß das Volumen sämtlicher Kugeln sich aus irgend einem Grunde verändert, z. B. verringert, so müssen sich bei der Bedingung einer Unzertrennbarkeit des Massivs die Zentren der Kugeln so verschieben, daß sie sich in derselben verhältnismäßigen Reihenfolge um das Zentrum *O* einer mittleren Kugel gruppieren werden; in entsprechender Weise verschieben sich auch die Berührungspunkte *A, B, C, D . . .* nach *a, b, c, d . . .* Bei gleicher Volumenänderung drücken sich die Ver-

schiebungen der Kugelzentren, welche an den durch das Zentrum  $O$  der mittleren Kugel laufenden Horizontal- und Vertikalachsen liegen, folgendermaßen aus:

Für die Kugel  $O_3$  ist die relative Verschiebung des Zentrums an der Horizontalachse:

$$O_3 O_3' = OO_3 - OO_3' = 2R - 2r = 2(R - r),$$

worin  $R$  und  $r$  der ursprüngliche und der veränderte Radius sind; ebenso für die nächste Kugel:

$$O_7 O_7' = OO_7 - OO_7' = 4R - 4r = 4(R - r) \text{ usw.}$$

Für die Kugeln, deren Zentren an der Vertikalachse liegen, ist die relative Verschiebung:

$$O_4 O_4' = OO_4 - OO_4' = 2 \times OC - 2 \times Oc.$$

Aus den rechtwinkligen Dreiecken  $OCO_1$  und  $OcO_1'$  folgt:

$$OC = \sqrt{4R^2 - R^2} = R\sqrt{3} \text{ und}$$

$$Oc = \sqrt{4r^2 - r^2} = r\sqrt{3};$$

also:

$$OO_4 - OO_4' = 2 \times \sqrt{3} \times (R - r).$$

Für die nächstfolgende Kugel  $O_5$  ergibt sich gleichfalls:

$$OO_5 - OO_5' = 4 \times \sqrt{3} \times (R - r) \text{ usw.}$$

Bei gleicher Volumenänderung sämtlicher Kugeln werden die relativen Verschiebungen ihrer Berührungspunkte, welche durch die Längendifferenz der Bogen zwischen den früheren und neuen Berührungspunkten ausgedrückt sind, einander gleich sein, d. h.  $AC - ac = CB - cb = AB - ab$  usw. Bezeichnen wir den früheren Radius der Kugeln durch den Buchstaben  $R$ , den neuen aber durch  $r$ , wobei  $R - r = a$ , so wird die relative Verschiebung der Berührungspunkte  $A$  und  $B$  sein:

$$AB - ab = \frac{2\pi \times R}{6} - \frac{2\pi \times r}{6} \Rightarrow \frac{\pi}{3} (R - r) = \frac{\pi \cdot a}{3}.$$

Die Bindungskraft des Zementmörtels, bedingungsweise an den Berührungspunkten der Kugeln konzentriert, wirkt gegen eine jegliche Verschiebung derselben; deswegen werden mögliche Verschiebungen der Berührungspunkte, ohne Trennen des Gebindes der Kugeln, als elastische Eigenschaften des Zementmörtels und des Kugelmateriale erklärt.

In Wirklichkeit werden sich die Form, die Größen und die Stellung der steinförmigen Bestandteile des Betons von betrachtetem Falle unterscheiden.

In Abhängigkeit von der Auswahl, dem quantitativen Verhältnisse der Bestandteile und von der Dichtung des Betons durch Stampfen werden sich außerdem seine Eigenschaften und der Einflußgrad eines jeden Bestandteiles auf die Volumenänderung des ganzen Massivs verändern.

In dieser Hinsicht steht dem betrachteten theoretischen Falle am nächsten der dünne Beton, bestehend aus Zement und Kies von gleichartiger Korngröße. In der verdichteten Masse werden die Körner des Kieses, welcher das Gerippe, den Grund des Betons bildet, dicht aneinandergedreht sein; deswegen wird der Zementmörtel von den Berührungspunkten der Steinstückchen  $a, a, a \dots$  (Abb. 2) weggedrückt werden und

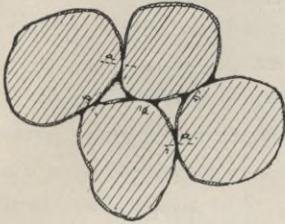


Abb. 2.

sich in einer dünnen Schicht an der Oberfläche der Körner verteilen; um die Berührungspunkte der Steinstückchen werden sich dank der Klebkraft verhältnismäßig größere Ansammlungen des Zementmörtels bilden. Deswegen wird die Widerstandskraft eines solchen Betons gegen die mechanischen Anstrengungen bestimmt: 1. durch die Bindekraft des Mörtels, 2. durch die Größen der Flächen, welche an den bei den Berührungspunkten

konzentrierten Mörtel grenzen, und 3. durch den Zustand dieser Flächen.

Die Steinstückchen, welche sich unmittelbar aufeinanderstemmen, werden natürlich einen stärkeren Einfluß auf die Volumenänderung des Massivs haben; die Volumenänderung des Zements wird aber hauptsächlich für Rechnung der Hohlräume zwischen den Steinstückchen geschehen, und bei vergleichsweise kleiner relativer Quantität des bei den Berührungspunkten der Steinstückchen konzentrierten Zements kann deswegen die Volumenänderung des Zements einen unbedeutenden Einfluß auf die Volumenänderung des ganzen Massivs haben. Ebenso wird auch im mageren (porösen) Zementmörtel der verdichtete Sand, welcher das Gerippe bildet, einen vorherrschenden Einfluß auf die Volumenänderung des Massivs im Vergleich zum Zement, welcher sich wie im vorigen Falle verteilen wird, haben.

In fetten und dichten Mörteln, wo die Zwischenräume der Sandkörner mit Zementbrei ausgefüllt sind, muß der Einfluß der Volumenänderung des Zements auf die Volumenänderung des ganzen Massivs größer sein als in mageren Mörteln, denn 1. bei gleicher Volumenporosität des Sandes und bei gleichen Verdichtungsarten des Mörtels ist in einem fetten Mörtel die relative Zementquantität größer als in einem mageren Mörtel, und 2. sind in einem dichten Mörtel weniger Hohlräume, welche die Volumenänderungen der Bestandteile verschlingen, vorhanden.

Im allgemeinen gesagt, kann der Unterschied zwischen mageren und fetten Mörteln nicht allein durch die relative Quantität (nach Gewicht) von Zement und Sand bestimmt werden; in Abhängigkeit von der Verdichtungsart des Mörtels kann sich die relative Quantität von Zement, welche zum Ausfüllen aller Zwischenräume im Sande nötig ist, in großen Grenzen verändern.

Die Verdichtung des Mörtels aber kann auf folgende Arten erfolgen

1. durch Feststampfen, 2. durch Vergrößerung der Sandkörner und 3. durch Anwendung einer Sandmischung.

In beifolgender Tabelle 2<sup>1)</sup> sind die Verhältnisse der Zementmörtel geringster Porosität bei erwähnten Verdichtungsarten angeführt.

Tabelle 2.

Verdichtungsart des Mörtels	Sand, durchgeseibt durch ein Sieb von Maschen in 1 qcm	Stampfarbeit kg/m auf 343 ccm des Mörtels	Mörtel- mischung nach Gewicht
Stampfen	(320—900)	30	1 : 1,5
	(320—900)	150	1 : 2,5
	(4—16)	30	1 : 2,5
	(4—16)	150	1 : 3,5
Vergrößerung der Sandkörner	(320—900)	30	1 : 1,5
	(4—16)	30	1 : 2,5
	(320—900)	150	1 : 2,5
	(4—16)	150	1 : 3,5
Anwendung von Sand- mischungen	(320—900)	30	1 : 1,5
	(320—900)	30	1 : 3,5
	(4—16)		
	(4—16)	150	1 : 5
(60—120)			

Die letzte Kolonne der Tabelle zeigt, daß 1. in Abhängigkeit von der Verdichtungsart als Grenzen zwischen fetten und mageren Mörteln die Proportionen von 1 : 1,5 bis 1 : 5 und 2. die vorteilhafteste Verdichtungsart die Anwendung von Sandmischungen ist.

Jedenfalls muß in einem fetten, ganz dichten Mörtel die geringste Volumenänderung des Zements im Massiv bestimmt das Erscheinen von inneren Kräften hervorrufen, und in dieser Hinsicht gleicht sich der Einfluß des Zements mit dem des Sandes aus.

In Betons, welche in der Praxis verwendet werden, besteht das Gerippe aus steinartigen Körpern (Kies und Steinschlag), in welchen die Zwischenräume der Körper in gewissem Grade mit Zementmörtel ausgefüllt werden. Deswegen bezieht sich alles, was über den Einfluß der Volumenänderung der Bestandteile auf die Volumenänderung der Mörtel gesagt wurde, gleichfalls auf die Betons. Nur in gegebenem Falle ist die relative Zementquantität in der Volumeneinheit der fetten und dichten Betons, dank der

<sup>1)</sup> J. Maljuga, „Die Bestandteile und die Herstellungsart des Zementmörtels“, Ingenieur-Journal 1895, Seite 650.

großen Verschiedenheit in den Dimensionen und der Form der trägen Bestandteile, geringer als in Mörteln gleicher Eigenschaften, was eine Verringerung des verhältnismäßigen Einflusses des Zements auf die Volumenänderung des Betonmassivs zur Folge hat. So z. B. macht der Zement in den meistens in der Praxis verwendeten Betons von  $\frac{1}{6}$  bis  $\frac{1}{2}$  Gewichtsteil der trägen Bestandteile aus, in Mörtel aber  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{3}$ .

Ueberhaupt gesagt, wird das gegenseitige Verhältnis der Bestandteile in jedem einzelnen Falle nach den erforderlichen Eigenschaften des Betons bestimmt.

Bei der Herstellung von fetten und dichten (undurchdringlichen) Betons, wobei einige Unvollkommenheit beim Mischen in Betracht kommt, nimmt man den Zementmörtel um 10 bis 15 vH. mehr, als der Inhalt der Hohlräume im Steinschlag ausmacht; ebenso wird auch der Ueberfluß an Zementbrei bei der Herstellung des Zementmörtels für die Sicherstellung eines nötigen Ausfüllens aller Hohlräume im Sande in Betracht genommen.

Deswegen drängt in der verdichteten Betonmasse einiger Ueberfluß an Sand und Zement sozusagen die Kies- und Steinschlagkörner auseinander und beseitigt die Möglichkeit einer unmittelbaren dichten Berührung zwischen den größeren steinartigen Körpern, welche das Gerippe des Betons bilden. Unter solchen Umständen kann man die Volumenänderung des ganzen noch nicht erhärteten Massivs als gleich mit der Summe der Volumenänderungen aller seiner Bestandteile annehmen.

Die Grenze des Ueberganges von fetten (dichten) Betons zu mageren (porösen) bildet der ideal dichte Beton, in welchem die Quantität des Mörtels dem Inhalt der Hohlräume im Steinschlag genau entspricht und die verwendete Zementquantität im Mörtel ohne Ueberfluß alle Hohlräume im Sande ausfüllt.

In diesem Falle wird im ersten Moment der Abbindung des Zements, d. h. bei der Beweglichkeitsbedingung der Betonbestandteile die Volumenvergrößerung des Massivs gleichfalls gleich sein der Summe der Volumenvergrößerungen aller Betonbestandteile; aber eine Volumenverringering des Zements oder des Sandes wird das Eintreten einiger Porosität hervorrufen und ist gleich stark einer entsprechenden Magerung des Betons.

Bei der Herstellung von mageren (porösen Betons) kann das Sortieren der Bestandteile auf zweierlei Art erfolgen: 1. die Quantität des Mörtels wird ebenso wie für fetten Beton nach dem Inhalt der Hohlräume im Steinschlag und Kies bestimmt, aber die Zementquantität im Mörtel ist geringer als der Inhalt der Hohlräume im Sande, d. h. es werden magere Mischungen angewendet, und 2. die Quantität des Mörtels ist geringer als der Inhalt der Hohlräume im Steinschlag und Kies, aber der Mörtel selbst wird fett hergestellt.

Im ersteren Falle erhält man den Beton schwach porös, im zweiten stark porös, wobei der stark poröse Beton sich mehr dem oben betrachteten

theoretischen Beton (s. Abb. 1 und 2), welcher aus Kieskörnern gleicher Form und Größe besteht, annähert.

Bei unendlicher Verschiedenheit in der Form und Größe der Körner der festen Bestandteile, ihrer gegenseitigen Lage und der Verteilung des Zements im Betonmassiv ist es in Wirklichkeit nicht möglich, den Einfluß der Volumenänderung eines jeden Bestandteiles auf die Volumenänderung des ganzen Massivs theoretisch zu bestimmen. Das Wesentliche in der Frage bleibt aber in allen Fällen gleich, und die verhältnismäßige Bedeutung der Volumenänderung der Bestandteile kann in allgemeinen Zügen dargestellt werden, wenn man den Beton am Anfangsmoment der Erhärtung, d. h. in rohem Zustande und eine totale Beweglichkeit der einzelnen Teilchen zulassend, betrachtet. Unter solchen Umständen werden die steinähnlichen Körper (Kies und Steinschlag), welche die Hauptmasse des Betons bilden und die Rolle seines Gerippes spielen, bei mageren wie auch bei fetten Betons den vorherrschenden Einfluß auf die Volumenänderung des Massivs haben; der Einfluß der Volumenänderung des Sandes und des Zements muß in beiden Fällen eine verhältnismäßig kleinere Bedeutung haben, wobei bei mageren Betons der Einfluß der Volumenänderung des Zements auf die Volumenänderung des Massivs am geringsten sein muß.

In trockenem Zustande, d. h. bei der Bedingung einer dichten Berührung der Teilchen und ihrer Beweglichkeit, wird die Volumenänderung der steinähnlichen Körper immer eine Volumenänderung der ganzen Masse zur Folge haben und wird so lange von einiger Verschiebung der Teilchen begleitet werden, bis eine dichte Berührung nach der Volumenänderung eintritt. Ebenso wird eine Volumenvergrößerung des Massivs und eine mit dieser Erscheinung verbundene Verschiebung der Teilchen bei einer Volumenvergrößerung der Sand- und Zementteilchen in dichten (fetten), nicht erhärteten Betons erhalten; in dünnen rohen Betons kann aber einige Volumenvergrößerung der Sand- und Zementteilchen von den Hohlräumen verschlungen werden, ohne eine merkliche Auseinanderschiebung der Steinschlag- und Kieskörner hervorzubringen und ohne eine sichtbare Volumenänderung des Massivs hervorzurufen. Die Volumenverringerung der Sand- und Zementteilchen hat unter gleichen Umständen einen noch minderen Einfluß auf die Volumenänderung der ganzen Masse, vergrößert aber nur die Porosität des Mörtels. Aber in erhärtetem Beton widersteht die Bindungskraft des Zementmörtels einer jeden Verschiebung der Teilchen, infolgedessen im Bindemittel und in den mit ihm verbundenen trägen Teilen innere Kräfte entstehen; alle möglichen Verschiebungen der Teilchen ohne Sprengen ihres Gebindes werden erklärt als elastische Eigenschaften des Bindemittels und der trägen Teilchen.

Deswegen stehen bei der Frage über die Monolitität des Betons an erster Stelle dessen mechanische Eigenschaften, welche die Widerstands-

fähigkeit gegen die Brechung der Verbindung zwischen den Bestandteilen bestimmen.

Also zur Erklärung der Frage über die Monolitität der Betonbauten ist es einerseits erforderlich, zu betrachten: 1. den Einfluß der Feuchtigkeit und der Temperatur, der äußerlichen Hauptkräfte, auf die Volumenänderung der Bestandteile des Betons, 2. den Einfluß der inneren Erscheinungen, welche den Erhärtungsprozeß des Zements begleiten, auf die Volumenbeständigkeit des Betons.

Andererseits ist es notwendig, aufzuklären: 1. die mechanischen Eigenschaften des Betons als Baumaterial und 2. den Einfluß der angewendeten Ausführungsarten von Betonbauten und der Konstruktionen auf ihre Monolitität. Eine Vergleichung aller dieser Bedingungen gibt die Möglichkeit, folgende Fragen zu beantworten:

1. die Bestimmung der größten Dimensionen, welche eine Monolitität der Betonbauten erzielen lassen,
2. die Aufklärung der Arten der Arbeitsverrichtung, welche am meisten dem Erzielen einer Monolitität entsprechen, und
3. Konstruktionen auszuarbeiten, welche die Bewahrung einer Monolitität der Betonbauten auf der Oberfläche des Wassers sichern.

## II. Einfluß der Feuchtigkeit auf die Volumenänderung der Bestandteile des Betons.

Die trägen Bestandteile des Betons zeigen in feuchter Mitte eine Volumenvergrößerung und bei Trockenheit eine Volumenverringering. Die von Schumann<sup>1)</sup> angestellten Versuche mit Prismen von 10 cm Länge und 5 qcm Querschnitt lieferten nach 2wöchentlicher Lagerung im Wasser und an der Luft folgende Längenänderungszahlen (siehe Tabelle 3).

Aus den angeführten Zahlen läßt sich schließen, daß den größten Schwankungen in der Volumenänderung Sandsteine ausgesetzt sind, wobei Schumann zum Beschluß kam, daß eine Volumenänderung bei Sandsteinen hauptsächlich von der Natur des zementierenden Stoffes, aber nicht von der Beschaffenheit ihrer Körner abhängt.

Wenn man die angeführten Durchschnittszahlen der linearen Aenderungen mit dem Ausdehnungskoeffizienten des Eisens, welcher 0,0000123 um 1° C. ist, vergleicht, so sieht man, daß beim Schwinden der Proben die durchschnittlichen relativen Längenänderungen bei Ziegel- und Kalksteinen fast 10mal größer sind als der Ausdehnungskoeffizient des Eisens,

<sup>1)</sup> Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen, Büsing u. Schumann, S. 79.

Tabelle 3.

Materialien	Relative Ausdehnung im Wasser	Relative Schwindung an der Luft
1. Ziegelstein.		
Roter Ziegelstein, leicht gebrannt . . . . .	0,00016	0,00015
Weißer „ „ , scharf „ . . . . .	0,00010	0,00009
„ „ „ „ „ . . . . .	0,00019	0,00010
Oldenburger Klinker . . . . .	0,00006	0,00008
Durchschnitt	0,00013	0,00011
2. Sandstein.		
Roter Pfälzer Sandstein, feinkörnig . . . . .	0,00006	0,00018
„ „ „ „ , grobkörnig . . . . .	0,00016	0,00023
„ „ „ „ , feinkörnig . . . . .	0,00046	0,00055
Grauer Miltenberger Sandstein, feinkörnig . . . . .	0,00050	0,00050
„ „ „ „ , sehr feinkörnig . . . . .	0,00206	0,00178
Durchschnitt	0,00065	0,00065
3. Kalkstein.		
Lothringer weißer, poröser . . . . .	0,00004	0,00008
Liaskalk „ „ „ . . . . .	0,00007	0,00008
Litorinellenkalk von Biebrich . . . . .	0,00011	0,00009
Dichter, tonhaltiger . . . . .	0,00026	0,00026
Durchschnitt	0,00012	0,00013
4. Basalte.		
Basalt von Kirn . . . . .	0,00041	0,00050
„ „ Obenbrechen bei Limburg . . . . .	0,00025	0,00027
„ „ Steinheim bei Hanau . . . . .	0,00048	0,00050
„ „ Neurod bei Wiesbaden . . . . .	0,00023	0,00027
Durchschnitt	0,00034	0,00038
5. Granit . . . . .	0,00006	0,00015

bei Basalt 30mal größer, bei Sandstein 54mal größer und bei Granit 5mal größer als der Ausdehnungskoeffizient des Eisens.

Die Zahlen der Tabelle 3 drücken verhältnismäßige Längenveränderungen nach 2wöchentlicher Lagerung im Wasser und an der Luft aus. In Wirklichkeit können die trägen Bestandteile des Betons im Laufe eines weit größeren Zeitraums der Wirkung des sich im Beton befindlichen oder von außen eindringenden freien Wassers ausgesetzt sein; deswegen können

auch die entsprechenden Volumenänderungen die in der Tabelle 3 angeführten Zahlen übersteigen.

Jedenfalls hat die Form- und Größenverschiedenheit des Steinschlags und der Kies- und Sandkörner eine Verschiedenheit in der Dauer und dem Grade ihrer Sättigung zur Folge, was ihrerseits eine ungleichmäßige Volumenänderung der steinernen, trägen Bestandteile des Betons, sogar bei gleichen äußeren Bedingungen hervorrufen muß.

Der Einfluß der Feuchtigkeit auf die Volumenänderung der Zementmörtel stellt eine kompliziertere Erscheinung dar, als die betrachteten Fälle mit trägen Steinmaterialien. Die unmittelbaren Ausmessungen der Längenveränderungen der im Wasser oder an der Luft sich erhärtenden Zementmörtelproben stellen vor eine algebraische Summe jener Aenderungen, welche hervorgerufen werden: 1. durch den Erhärtungsprozeß des Zements und 2. durch das allgemeine physische Gesetz, welches nach Maßgabe des Erhärtens des Mörtels in Kraft tritt.

Die Hauptumstände, welche auf die Volumenänderung des Zements bei seiner Erhärtung Einfluß haben, sind folgende: 1. Beisein von freiem Kalk, Gips und Magnesia, 2. Grad des Brandes, 3. Feinheit der Mahlung und 4. Lagerungsdauer des Zements. Zahlreiche Versuche von Dyckerhoff, Schumann, Meier, Grant, Durand-Clay, Considère ergaben, daß den angenommenen Normen entsprechende Zementmörtel bei Erhärtung im Wasser sich ausdehnen; aber bei Erhärtung an der Luft wird vorher eine Ausdehnung beobachtet, und nachher tritt das Schwinden ein.

Die allgemeinen Resultate der von Grant und Dyckerhoff angestellten Proben über Volumenänderungen von Zement und Mörtel sind folgende:<sup>1)</sup>

1. Alle Zemente zeigen bei Erhärtung im Wasser mehr oder weniger eine Volumenvergrößerung;
2. die Volumenvergrößerung der guten Zemente ist so gering, daß sie keine besondere praktische Bedeutung hat;
3. die Volumenänderung nimmt ab, nach Maßgabe der Vergrößerung des Sandgehalts im Mörtel;
4. bei Zementen mit Kalküberfluß und bei schwach gebrannten Zementen ist die Volumenvergrößerung am höchsten;
5. bei frischen Zementen ist die Volumenvergrößerung am höchsten und bei abgelagerten am geringsten, und
6. die Volumenvergrößerung nimmt zu nach Maßgabe eines Zusatzes von Gips.

Schumann stellte im Laufe eines Jahres Proben mit Prismen von 10 cm Länge mit einem Querdurchschnitt von 5 qcm an; die Probekörper waren aus 10 verschiedenen Zementen hergestellt und lagerten im Wasser. Relative

<sup>1)</sup> Sutcliffe, Concrete, its nature and uses, S. 83.

Längenvermehrungen der Probekörper aus reinem Zement und Mörtel, 1 Teil Zement und 3 Teile Sand, sind in den Tabellen 4 und 5 angeführt.<sup>1)</sup>

Tabelle 4.  
Relative Verlängerungen für Mörtel aus reinem Zement.

Nr. der Proben	Binde- zeit in Minuten	Erhärtungsfrist im Wasser.					
		Wochen.					
		1.	4.	13.	26.	39.	52.
1.	30	0,00047	0,00067	0,00081	0,00094	0,00113	0,00123
2.	660	0,00014	0,00029	0,00037	0,00055	0,00065	0,00070
3.	35	0,00047	0,00092	0,00113	0,00148	0,00174	0,00187
4.	540	0,00122	0,00154	0,00171	0,00191	0,00199	0,00202
5.	35	0,00044	0,00085	0,00110	0,00133	0,00154	0,00165
6.	600	0,00014	0,00026	0,00030	0,00041	0,00050	0,00059
7.	20	0,00069	0,00113	0,00152	0,00180	0,00198	0,00213
8.	210	0,00032	0,00062	0,00088	0,00111	0,00122	0,00127
9.	120	0,00043	0,00088	0,00119	0,00140	0,00148	0,00151
10.	420	0,00054	0,00104	0,00136	0,00156	0,00164	0,00167
durchschnittlich		0,00048	0,00082	0,00104	0,00125	0,00139	0,00146

Tabelle 5.  
Relative Verlängerungen für Mörtel 1 : 3.

Nr. der Proben	Binde- zeit in Minuten	Erhärtungsfrist im Wasser.					
		Wochen.					
		1.	4.	13.	26.	39.	52.
1.	30	0,00013	0,00017	0,00018	0,00023	0,00026	0,00032
2.	660	0,00007	0,00009	0,00009	0,00009	0,00010	0,00010
3.	35	0,00017	0,00020	0,00020	0,00024	0,00027	0,00032
4.	540	0,00039	0,00044	0,00048	0,00051	0,00053	0,00057
5.	35	0,00009	0,00012	0,00012	0,00013	0,00014	0,00022
6.	600	0,00004	0,00008	0,00008	0,00008	0,00008	0,00012
7.	20	0,00016	0,00026	0,00032	0,00037	0,00039	0,00043
8.	210	0,00012	0,00019	0,00023	0,00031	0,00034	0,00035
9.	120	0,00018	0,00030	0,00040	0,00045	0,00045	0,00046
10.	420	0,00017	0,00029	0,00032	0,00036	0,00039	0,00039
durchschnittlich		0,00015	0,00021	0,00024	0,00028	0,00030	0,00033

<sup>1)</sup> Büsing u. Schumann, der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen, S. 78.

Nach den Durchschnittsergebnissen der Tabellen 4 und 5 sind für 10 Zemente beigelegte Diagramme konstruiert, Abb. 3, welche die relativen Längenvermehrungen der Proben aus reinem Zement und Mörtel 1 : 3,

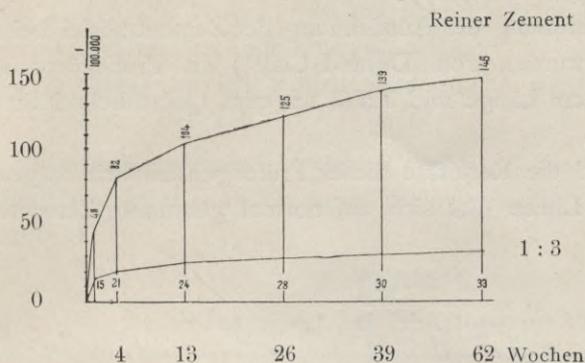


Abb. 3.

bei Lagerung im Wasser in der Zeit eines Jahres, bildlich darstellen.

Aus den Zahlen der Tabellen 4 und 5 ersieht sich, daß: 1. bei Erhärtung im Wasser die Durchschnittsgrößen der rela-

tiven Verlängerungen in Mörtel aus 1 Teil Zement und 3 Teilen Sand fast viermal geringer sind als die relativen Verlängerungen in Mörtel ohne Sandzusatz, 2. die größten Ausdehnungen in den Anfangsmomenten des Abbindens und der Erhärtung stattfinden und 3. die langsam abbindenden Zemente Nr. 2 und 6 die geringsten Volumenänderungen zeigten.

Bei Vergleich der Zahlen der Tabellen 5 und 3 findet man:

1. daß bei Lagerung im Wasser die relativen Längenvermehrungen der Ziegel- und Kalksteine am Schluß der 2. Woche sich der relativen Längenvermehrung der Zementmörtel 1 : 3, welche eine Woche im Wasser lagen, nähern; zum Schluß der 4. Woche ist die Verlängerung derselben Mörtel fast zweimal größer als die angeführten Verlängerungen der Ziegelsteine und Kalksteine;
2. die Verlängerung der Basalte nähert sich am Schluß einer 2 wöchentlichen Lagerung im Wasser der Verlängerung der Zementmörtel 1 : 3, welche unter gleichen Bedingungen im Laufe eines Jahres aufbewahrt wurden, und
3. die Verlängerung des Granits ist zum Schluß der 2. Woche fast zweimal geringer als die Verlängerung des Mörtels 1 : 3, 1 Woche im Wasser gelagert, und fast fünfmal geringer als die Längenvermehrung derselben Mörtel zum Schluß einer einjährigen Erhärtung im Wasser.

Von einer staatlichen Kommission der Vereinigten Staaten Nordamerikas<sup>1)</sup> an amerikanischen Zementen vorgenommene Versuche ergaben, daß an Probekörpern aus reinem Zement bei Erhärtung im Wasser zum Schluß einer Zeit von 3 Monaten eine relative Verlängerung von 0,0004 bis

<sup>1)</sup> Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1887.

0,0025 beobachtet wurde, aber an Probekörpern aus Mörtel 1 : 3 — bis 0,008. In gleichem Zeitraum zeigten gleiche Probekörper bei Erhärtung an der Luft eine relative Schwindung für reinen Zement von 0,0014 bis 0,0032 und für Mörtel 1 : 3 von 0,0008 bis 0,0017.

Versuche zur Bestimmung der Ausdehnung der Zementmörtel bei ihrer Erhärtung im Wasser wurden von Durand-Clay<sup>1)</sup> an Probekörpern aus reinem Zement von 80 cm Länge und  $1,2 \times 1,2$  qcm Querschnitt vorgenommen.

In Abb. 4 u. 5 sind die Resultate dieser Prüfungen bildlich dargestellt, wobei die gebrochenen Linien *OA* sich auf normal gebrannte Zemente be-

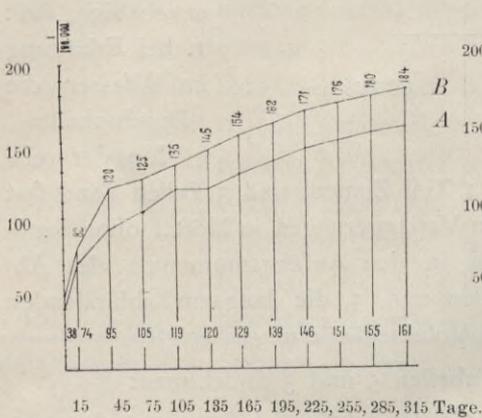


Abb. 4.

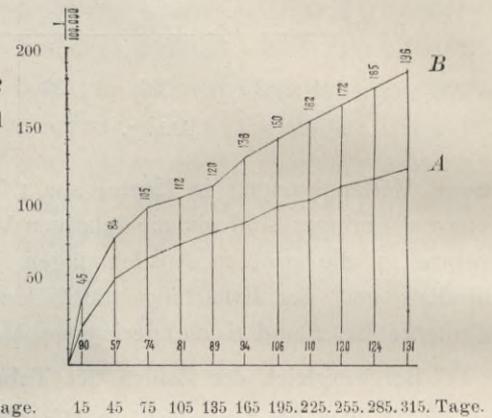


Abb. 5.

ziehen, und die gebrochenen Linien *OB* aber auf Zemente desselben Gehalts, aber bei weit niedrigerer Temperatur gebrannt; deswegen ist es, als ob die Differenz der Ordinate der gebrochenen Linien *OB* und *OA* jene Ergänzungsausdehnung, welche in Zementen infolge ihres Brandes bei nicht genügend hoher Temperatur erscheint, deutlich ausdrückt.

Die das Diagramm Abb. 4 betreffenden Proben wurden vor ihrer Versenkung ins Wasser einige Tage an gewöhnlicher Luft gehalten; aber die Proben zum Diagramm Abb. 5 wurden bis zu ihrer Versenkung ins Wasser unter feuchter Leinwand aufbewahrt. Der Einfluß dieser Umstände rief im zweiten Falle (gebrochene Linien *OA*) hervor: 1. eine geringere Volumenänderung der normal gebrannten Zemente, insbesondere bei Beginn der Erhärtung, und 2. eine weit fließendere Volumenvermehrung.

Im Jahre 1898 stellte Considère im Laufe von 63 Tagen Versuche an über Volumenänderungen von Prismen von 60 cm Länge und  $6 \times 2,5$  qcm Durchschnitt, hergestellt aus reinem Zement und Mörtel von 600 kg Zement pro 1 cbm Sand; in jeder Gruppe von Probekörpern war längs der Achse

<sup>1)</sup> Annales des Ponts et Chaussées 1888, S. 810.

einer der Prismen eine Eisenstange (Kreisschnitt; Durchmesser 1,02 cm) eingestampft.

Genauere Messungen ergaben:

1. daß alle Probekörper bei Erhärtung im Wasser sich ausdehnten und an der Luft schwanden, und
2. Zunahmen der Volumenänderungen verringerten sich mit dem Laufe der Zeit.

Lineare Aenderungen, welche Considère<sup>1)</sup> fand, sind in der Tabelle 6 angeführt und in  $\frac{1}{100}$ -Teilen eines Millimeters pro 1 m Länge der Prismen ausgedrückt.

Tabelle 6.  
Verlängerung bei Erhärtung im Wasser.

Nr. der Probe	Bestand der Proben	Tage														
		1	2	3	4	5	6	7	14	21	28	35	42	49	56	63
1.	Zement ohne Eisen	7	15	21	27	32	37	41	59	69	73	75	77	78	78	79
2.	Zement mit Eisen .	2	3	4	5	6	8	9	13	16	18	20	21	22	22	22
3.	600 kg Zement pro 1 cbm Sand ohne Eisen . . . . .	3	10	13	15	17	18	19	20	22	24	26	27	27	27	28
4.	600 kg Zement pro 1 cbm Sand mit Eisen . . . . .	2	2	2	3	3	3	4	4	4	4	5	5	5	5	6

Schwindung bei Erhärtung an der Luft.

5.	Zement ohne Eisen	60	58	57	58	60	64	70	95	110	118	123	128	130	131	132
6.	Zement mit Eisen .	6	9	12	14	16	17	20	22	23	24	25	25	25	25	25
7.	600 kg Zement pro 1 cbm Sand ohne Eisen . . . . .	22	21	20	21	22	26	29	38	42	44	45	47	47	49	50
8.	600 kg Zement pro 1 cbm Sand mit Eisen . . . . .	4	6	7	8	9	9	9	9	10	10	10	10	10	10	10

Zwecks einer anschaulicheren Vorstellung der Volumenänderungen der Mörtel bei Erhärtung ist im Diagramm Abb. 6 (S. 18) bildlich dargestellt die Abhängigkeit der Erhärtungsdauer im Wasser und an der Luft von den entsprechenden relativen Ausdehnungen und Schwinden bei Mörteln aus reinem Zement ( $OA$  und  $OA_1$ ) und Mörtel aus 600 kg Zement pro 1 cbm Sand (Kurven  $OB$  und  $OB_1$ ).

<sup>1)</sup> Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences 1899, S. 468.

In 12 Stunden abbindender Zement zeigte in der Zwischenzeit von 6 bis 10 Stunden nach dem Anmachen an der Luft die größte relative Schwindung 0,00060, wonach (Kurve  $O A_1$ ) im Laufe von 3 Tagen eine unbedeutende Ausdehnung gesehen wurde; nachdem trat wieder eine Schwindung ein, welche aber in geringerem Grade als in der Anfangsperiode anwuchs. Der bezeichnete Uebergang vom Schwinden zur Ausdehnung traf zusammen mit jener Periode, während welcher in den Proben die größte Temperaturerhöhung bemerkt wurde. Deswegen kann man annehmen, daß eine gewisse Wärmequantität, welche sich bei der Abbindung und der Erhärtung abteilte, für die Verdunstung des Wassers im Mörtel verbraucht wurde, was das größte Schwinden der Probekörper nach sich zog; aber der Ueberfluß der sich abteilenden Wärme, welche im Probekörper blieb, offenbarte sich durch die Temperaturerhöhung des Probekörpers, was auch eine entsprechende Ausdehnung hervorrief. So lange, bis die innere Temperatur des Probekörpers sich mit der Temperatur der umgebenden Luft nicht ausglich, wurde durch die Ausdehnung, als eine chemische Reaktion erscheinend, die ununterbrochene Schwindung, in den meisten festen Körpern durch das physische Gesetz hervorgerufen, maskiert.

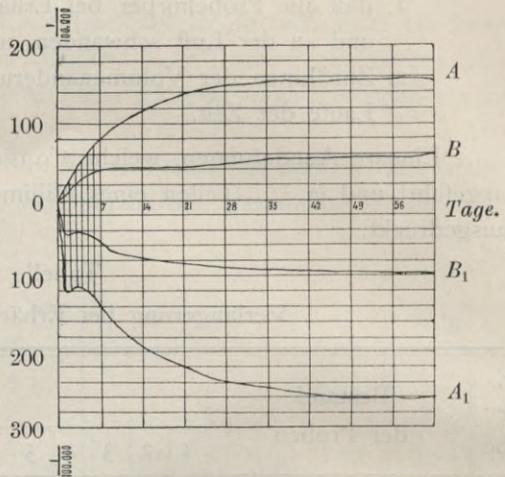


Abb. 6.

Auf Grundlage anhaltenderer Versuche, welche in „l'École des Ponts et Chaussées“ und in Deutschland (Meier und Schumann) angestellt wurden, gibt Considère folgende möglichen Größen relativer Ausdehnungen und Schwindungen an:<sup>1)</sup>

1. Bei Erhärtung im Wasser zeigen Probekörper aus reinem Zement relative Ausdehnungen: zum Schluß des ersten Monats 0,0005 (d. h. 0,5 mm pro 1 m), zum Schluß des ersten Jahres nicht weniger als 0,001 und zum Schluß des zweiten oder dritten Jahres von 0,0015 bis 0,002 (d. h. 1,5 bis 2,0 mm pro 1 m).
2. Bei gleichen Bedingungen zeigen Mörtel aus 600 kg Zement pro 1 cbm Sand (oder nach Gewicht 1 : 3) fast dreimal kleinere relative Ausdehnungen als Proben aus reinem Zement.
3. Beim Erhärten an der Luft zeigen Proben aus reinem Zement einige Stunden nach der Herstellung eine relative Schwindung

<sup>1)</sup> Considères Bericht auf dem Kongreß der Internationalen Gesellschaft für Materialprüfungen in Budapest, 1901.

bis 0,0005 (d. h. 0,5 mm pro 1 m), zum Schluß einer 2wöchentlichen oder 1monatlichen Frist bis 0,001 und zum Schluß einer 2- oder 3jährigen Frist die größten relativen Schwindungen von 0,0015 bis 0,002 (d. h. 1,5 bis 2 mm pro 1 m).

4. In mageren Mörteln und Betons verändert sich aber die relative größte Schwundung von 0,0003 bis 0,0005, d. h. sie ist 4- bis 5 mal geringer, als in Probekörpern aus reinem Zement.
5. In erhärteten Mörteln tritt keine Erhöhung des Einflusses der Feuchtigkeit auf ihre Volumenänderung bei Vergrößerung der Zementquantität ein.

Länger dauernde Beobachtungen von Volumenänderungen der Mörtel beim Erhärten wurden in Deutschland angestellt. Der Prüfung unterlagen Probekörper aus 30 verschiedenen Zementen,<sup>1)</sup> von denen 26 den Normen vollständig entsprachen, aber 4 hatten von 3,5 bis 4,08 vH. Magnesiumgehalt, d. h. mehr als in den deutschen Normen festgesetzt ist. Im allgemeinen waren die Volumenänderungen beim Erhärten im Wasser und an der Luft übereinstimmend mit den vorherigen Versuchsergebnissen; aber nur alle Proben, die aus 1 Teil Zement und 3 Teilen Sand bestanden, zeigten bei Erhärtung im Wasser nach Verlauf von 2 bis 3 Jahren einen Uebergang von der Ausdehnung zur Schwundung.

In dieser Hinsicht erscheinen die in Abb. 7 dargestellten Diagramme typisch; in denselben drücken die gebrochenen Linien I und IV die Ab-

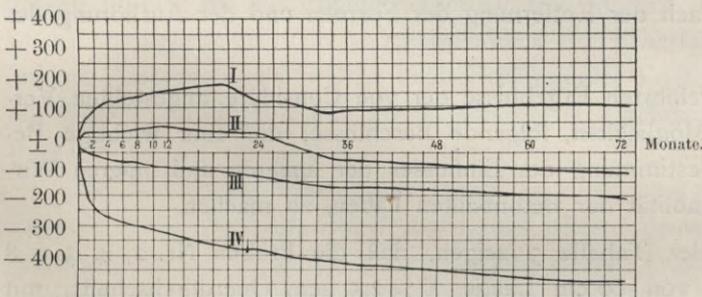


Abb. 7.

hängigkeit zwischen der Zeit und den relativen Ausdehnungen und Schwundungen bei Proben aus reinem Zement beim Erhärten im Wasser und an der Luft aus, die Ge-

brochenen II und III aber eine gleiche Abhängigkeit bei Proben aus 1 Teil Zement und 3 Teilen Sand. In gegebenem Falle hatte der Zement 2,90 vH. Magnesiumgehalt und entsprach allen Normen. Der angeführte Uebergang von einer Ausdehnung zum Schwinden zeigte sich bei Proben, welche im Wasser lagerten: aus reinem Zement zum Schluß des 20. Monats und aus Mörtel 1 : 3 zum Schluß des 12. Monats, nachdem die gebrochenen Linien II und III, welche auf den Mörtel 1 : 3 Bezug haben, einander allmählich näherten.

<sup>1)</sup> Protokoll der Verhandlungen des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten 1902, S. 120.

Für an der Luft erhärtete Probekörper, wie aus reinem Zement, so auch aus Mörtel 1 : 3, zeigen die Kurven III und IV eine ununterbrochene Schwindungsvergrößerung im Laufe von 6 Jahren. Die Differenzen der Ordinate der Gebrochenen I und IV, so auch II und III drücken die Grenzen möglicher größter Veränderungen in gegebenen Zeiten beim Erhärten unter den beiden äußersten Umständen — im Wasser und an der Luft — bildlich aus. Die in Abb. 6 u. 7 dargestellten Diagramme zeigen, daß diese äußersten Veränderungen bei Mörtel mit Sand bedeutend geringer als bei Mörtel aus reinem Zement sind und sich in der Anfangszeit vergrößern; aber nach Verlauf von 2 Jahren verringern sich diese Grenzen bei Mörteln mit Sand, Abb. 7 (gebrochene Linien II und III), während bei Proben aus reinem Zement dieselben Grenzen sich ausdehnen (gebrochene Linien I und IV).

In Wirklichkeit stellen die Verhältnisse, in welchen sich die Betonbauten in der ersten Zeit ihrer Aufführung (bis zur Entfernung der Formen) befinden, etwas Mittleres zwischen den Bedingungen des Erhärtens im Wasser und an der Luft vor; deswegen muß ein Uebergang von diesen Bedingungen zu den Bedingungen der weiteren Erhärtung sich weniger schroff zeigen als bei Proben, welche abwechselnd im Wasser und an der Luft gehalten wurden. Auf Grundlage dieser Auffassungen kann man die Folgerung stellen, daß je länger in Betonbauten die anfänglichen Feuchtigkeitsverhältnisse bewahrt werden, desto günstiger wird sich das weitere Erhärten des Betons, d. h. nach der Entfernung der Formen und der Aufhörng des Annässens, zeigen.

Die oben angeführten Ergebnisse der von Considère angestellten Versuche geben die Möglichkeit, folgende Beschlüsse, die eine wichtige Bedeutung für die Bestimmung des Einflusses der äußeren und inneren Wirkungen auf die Monolitität der Betonbauten haben, zu machen.

Die Zahlen der Tabelle 5 zeigen, daß die Proben Nr. 2, 4, 5 u. 8 aus Zementmörtel von 60 cm Länge,  $6 \times 2,5$  qcm Querschnitt, mit einer an ihrer Achse gelegenen Eisenstange von 1,02 cm Dicke, 4- bis 5mal geringere Volumenänderungen als gleiche Proben ohne Eisen ergaben.

Diese Erscheinung wird dadurch erklärt, daß, dank einer bedeutenden Adhäsionskraft des Eisens an Zement, die geringste

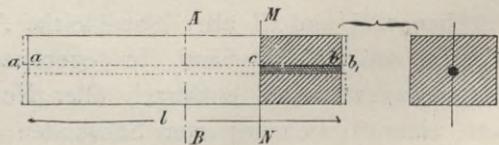


Abb. 8.

Volumenänderung des Mörtels eine entsprechende Gegenwirkung des Eisens hervorruft. So z. B. (Abb. 8) zulassend, daß bei Erhärtung des durch eine Eisenstange  $ab$  verstärkten Prismas Nr. 2 der Mörtel bestrebt ist, einige relative Ausdehnung  $\alpha$  zu erhalten, so hätte bei Abwesenheit der Haft-

festigkeit von Mörtel an Eisen das ganze Prisma, bei einer gewissen Länge  $l$ , eine allgemeine Ausdehnung

$$a = \alpha \cdot l$$

erhalten, wodurch ein Gleiten des Mörtels auf der äußeren Oberfläche der Stange eingetreten wäre und an den Querschnitten sich Hängsel von Zement  $aa_1$  und  $bb_1$  gebildet hätten, wobei

$$aa_1 = bb_1 = \frac{\alpha \cdot l}{2}.$$

Bei Schwindung des Mörtels müßte sich bei gleichen Bedingungen eine Entblößung des Eisens an den Querschnitten ergeben, und die Länge der vorspringenden Teile des Eisens an jedem Querschnitt wäre gleichfalls:

$$\frac{\alpha \cdot l}{2}.$$

Bei Bestehen einer starken Haft zwischen Eisen und dem es umgebenden Mörtel kann eine gleiche Unabhängigkeit der Deformationen nicht existieren, und so lange, bis diese Haftfähigkeit nicht gebrochen ist, wird eine sichtbare Deformation des Eisenzement-Probekörpers abhängig sein von den elastischen Eigenschaften des Zementmörtels.

Die elastischen Eigenschaften des Eisens bleiben unveränderlich und sind unabhängig von den Feuchtigkeitsbedingungen, aber die elastischen Eigenschaften der Mörtel ändern sich ununterbrochen während der ziemlich langen Erhärtungszeit des Zements, und außerdem hat die Feuchtigkeit einen großen Einfluß auf die Volumenänderung der Mörtel. Deswegen natürlich ist es unmöglich, in den Anfangsperioden der Erhärtung der Mörtel jene inneren Anstrengungen, welche beim Erhärten der Proben an der Luft und im Wasser im Eisen und im Zementmörtel erscheinen, genau zu bestimmen.

Zur Aufklärung dieser Frage genügt es, die Zahlen der Tabelle 6 durchzusehen. So z. B. zeigte die Probe 5, aus reinem Zement ohne Eisen, bei Erhärtung an der Luft am Abschluß des ersten Tages eine Schwindung 0,60 mm pro 1 m Länge, unterdessen eine gleiche Probe mit einer durch ihre Achse gehenden Eisenstange 0,06 mm pro 1 m Länge schwand; folglich drückte sich der Einfluß des Eisens im zweiten Falle durch eine Schwindungsverringerung  $0,60 - 0,06 = 0,54$  mm pro 1 m Länge aus. Unterdessen stellt zu dieser Zeit der Zementmörtel noch keinen festen Körper dar und verfügt über eine geringe Elastizität und Festigkeit. Jedenfalls vergrößern sich die Elastizität und die Festigkeit des Zementmörtels in der Anfangszeit des Erhärtens langsamer als seine Schwindung. Deswegen muß eine so bedeutende Verringerung der natürlichen Schwindung (0,54 mm pro 1 m Länge) unbedingt eine Verschiebung der Teilchen, d. h. eine unelastische, mit einer bedeutenden Hohlräumevermehrung in den Teilchen verbundene Deformation, im Mörtel hervorrufen.

Es ist also natürlich, daß jene zur Bestimmung der inneren Anstrengungen in erhärteten Mörteln und Betons gebräuchlichen Berechnungen in gegebenem Falle nicht anwendbar sein können. Prüfungen beweisen, daß die angegebene, in den Anfangsmomenten des Abbindens und Erhärtens des Zements erscheinende Hohlräumevermehrung in den trägen oder teils erhärteten Teilchen im Mörtel keine Risse nach sich ziehen kann, da die Hohlräume sich sogleich mit aus dem Mörtel, nach Maßgabe der Zement-erhärtung, ausscheidenden Kristallen bis zu einem gewissen Grade ausfüllen können. Aber jedenfalls muß die angeführte Hohlräumevermehrung in den Teilchen veranlassen: 1. eine Verringerung der Dichtigkeit und 2. eine Reduzierung der mechanischen Eigenschaften, d. h. eine Verminderung der Elastizität und der Festigkeit des Mörtels.

Nach Maßgabe der Erhärtung des Zements und der Verstärkung des Gebindes mit dem Eisen müssen die inneren Anstrengungen im Mörtel und im Eisen, welches einer Volumenänderung des es umgebenden Mörtels entgegenwirkt, zunehmen.

In Erwägung der oben angezeigten, eine Anwendung genauer Berechnungsarten nicht zulassenden Bedingungen kann die Größe dieser inneren Anstrengungen auf Grundlage folgender Kombinationen annähernd bestimmt werden.

In einem beliebigen Querschnitt  $MN$ , Abb. 8, wird die Resultante aller Zugkräfte, welche bei der Dichtung des Mörtels erscheinen, gleich sein:

1. der Resultante aller Druckkräfte im Eisen und
2. der Resultante der Haftkraft des Zements am Eisen, welche sich auf der zylindrischen Oberfläche  $cb$  zeigt.

Die Größe der letzten Resultante bestimmt die Größe der Gegenwirkung einem Gleiten des Mörtels an der äußeren Fläche der Stange  $cb$ , und, allgemein gesagt, ist sie proportional der Länge  $cb$ , d. h. dem Abstand zwischen dem betrachteten Querschnitt und dem nächsten Querschnitt.

Die Zahlen der Tabelle 6 zeigen, daß das aus reinem Zement hergestellte und durch eine Eisenstange von 10,22 mm Durchmesser verstärkte Prisma Nr. 6 bei Erhärtung an der Luft im Laufe von 63 Tagen eine Schwindung von 0,25 mm pro 1 m Länge ergab, was einer relativen Schwindung  $\alpha = 0,00025$  entspricht. Zulassend, daß diese relative Schwindung in der ganzen Länge des Stabes unveränderlich sein wird, und den Elastizitätskoeffizienten des Eisens gegen Druck  $E = 20\,000$  kg pro 1 qmm annehmend, so muß sich in der längs der Prismenachse gelegenen Eisenstange eine Druckkraft,  $p = 20\,000 \times 0,00025 = 5$  kg pro 1 qmm, ergeben. Bei einer Querschnittsfläche des Stabes  $q = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \times 10,2 \times 10,2}{4}$   
 $= 81,71$  qmm wird die auf die Stange drückende Kraft sich ausdrücken:

$$P = p \cdot q = 5 \cdot 81,71 = 408,55 \text{ kg.}$$

Entgegenwirkend der Dichtung des mit dem Eisen gebundenen Zementmörtels, wird die Stange im sie umgebenden Mörtel Ausdehnungswirkungen, deren Resultante  $T = P = 408,55$  kg ist, hervorrufen. Also bei einer Querdurchschnittsfläche des Mörtels  $q_1 = 6 \times 2,5 = 0,82 = 14,18$  qcm wird sich die Ausdehnung des Zements ausdrücken:  $t = \frac{408,55}{14,18} = 28,81$  kg pro 1 qcm.

Von den Zahlen der Tabelle 6 Gebrauch machend, sind in den Tabellen 7 und 8 (S. 24) bei gleichen Zulassungen die mittleren Größen der Anstrengungen im Mörtel und im Eisen der Eisenzement-Probekörper Nr. 2, 4, 6 und 8 bei ihrer Erhärtung im Wasser und an der Luft im Laufe von 7 und 28 Tagen angeführt.

Die Zahlen der 5. Kolonne der Tabellen 7 und 8 zeigen, daß bei Erhärtung der Probekörper an der Luft in den Eisenzement-Proben aus reinem Zement und aus Mörtel 1 : 3, zum Schluß der 1wöchentlichen und 1monatlichen Frist im Mörtel innere Anstrengungen, welche der Grenze einer zeitweiligen Widerstandsfähigkeit gegen Druck ziemlich nahestehen, erhalten werden; in gleichen Proben, nur im Wasser erhärtet, besteht ein Festigkeitsvorrat von 11,2 bis 25,7. Die Zahlen der Tabelle 6 zeigen, daß mit dem weiteren Verlauf der Zeit die Volumenänderungen verhältnismäßig sehr geringe Vermehrungen erhalten; deswegen kann man den Beschluß fassen, daß die Trocknung, welche in den Anfangsfristen bei Erhärtung an der Luft erhalten wird, weit schädlicher ist als die Verlängerungen, welche beim Erhärten im Wasser beobachtet werden. In dieser Hinsicht ist folgender Versuch Considères<sup>1)</sup> von Interesse. Ein Eisenbeton-Prisma, Durchschnitt  $6 \times 2,5$  qcm, mit einer Eisenstange, Diameter 10,2 mm, wurde im Laufe von 10 Monaten unter Wasser aufbewahrt; die Länge der Stange wurde zweimal gemessen: 1. nach Herausnehmen der Probe aus dem Wasser und 2. im Moment des Abschlagens des ganzen Mörtels, welcher die Stange umgab und das Eisen seine ursprüngliche Länge anzunehmen verhinderte. Den Elastizitätskoeffizienten des Eisens mit der erhaltenen Verkürzung der Stange multiplizierend, bestimmte Considère, daß im Eisen eine Ausdehnung von 12 kg pro 1 qmm sich ergeben mußte, im Mörtel aber — eine Schwindung von 69,1 kg pro 1 qcm, was etwa  $\frac{1}{5}$  der Widerstandsfähigkeit des Mörtels gegen Druck ausmacht. Jedenfalls, wenn die inneren, durch die Dichtung hervorgerufenen Anstrengungen auch keine Risse hervorrufen, so verändern sie unvermeidlich die Qualitäten der Mörtel und der Betons. Versuche Considères zeigten, daß mit Eisen verstärkte Prismen aus reinem Zement, an reiner Luft aufbewahrt, bei Prüfungen auf Biegung bei der Verlängerung Risse von 0,10 bis 0,25 mm pro 1 m Länge gaben; aber gleiche Prismen, aus dünnem Beton (300 bis 600 kg Zement pro 1 cbm Sand und Kies) hergestellt, konnten Verlängerungen von 0,8 bis 2 mm pro 1 m Länge, ohne

<sup>1)</sup> Considère, Prüfung der Eigenschaften des Eisenbetons; Bericht auf dem Kongreß zu Budapest 1901.

Tabelle 7.  
Erhärten im Wasser.

Nr. der Probe	Mörtelbestand der Eisenzement- Probekörper.	7 Tage				
		1.	2.	3.	4.	5.
		Relative Ver- längerung der Probe.	Ausdehnung des Eisens kg pro 1 qmm.	Schwindung des Mörtels kg pro 1 qmm.	Zeitweilige Widerstands- fähigkeit gegen Druck kg pro 1 qem.	Ueberfluß an Festigkeit im Mörtel.
2	Reiner Zement	0,00009	1,8	10,4	210	20,2
4	Mörtel 1 : 3 . .	0,00004	0,8	4,6	105	22,8
28 Tage.						
2	Reiner Zement	0,00018	3,6	20,8	235	11,3
4	Mörtel 1 : 3 . .	0,00004	0,8	4,6	123	26,7

Tabelle 8.  
Erhärten an der Luft.

Nr. der Probe	Mörtelbestand der Eisenzement- Probekörper.	7 Tage.				
		1.	2.	3.	4.	5.
		Relative Schwindung der Probe.	Schwindung des Eisens kg pro 1 qmm.	Ausdehnung des Mörtels kg pro 1 qem.	Zeitweilige Widerstands- fähigkeit gegen Zug kg pro 1 qem.	Ueberfluß an Festigkeit im Mörtel.
6	Reiner Zement	0,00020	4,0	23,0	23,5	1,02
	Mörtel 1 : 3 . .	0,00009	1,8	11,4	11,0	1,05
28 Tage.						
6	Reiner Zement	0,00024	4,8	27,6	32,0	1,15
8	Mörtel 1 : 3 . .	0,00010	2,0	11,5	12,5	1,08

Risse zu geben, aushalten. Unterdessen verlängert sich ein Mörtel aus reinem Zement unter gewöhnlichen Bedingungen beim Bruche weit mehr als dünne Mörtel. Eine merkliche Verschlechterung der Eigenschaften des reinen Zements in Eisenzement-Proben kann bestimmt werden als sein

Streben, eine 4- bis 5 mal größere Dichtung zu geben, als die bei dünnen Betons zu beobachtende Dichtung.

Die Gegenwirkung der Eisenstange einer jeglichen Volumenveränderung des mit demselben verbundenen Zementmörtels ruft im trocknenden Mörtel bedeutende ausdehnende Anstrengungen hervor und beschränkt jene Fähigkeit des Zements, bei gewöhnlichen Bedingungen eine weitere Verlängerung zuzulassen.

Ein gleicher verborgener anstrengender Zustand erniedrigt in analoger Weise jenen sichtlichen Widerstand gegen die äußeren Kräfte, über welchen ein Probekörper, der keinen Widerstand beim Trocknen erfährt, verfügt.

Also drückte sich bei allen betrachteten, mit Eisen verstärkten Proben der Einfluß des letzteren durch einen gewissen Widerstand gegen die Volumenänderung des es umgebenden Betons oder Mörtels aus. In Wirklichkeit muß ein jegliches inneres oder äußeres Hindernis zur Volumenänderung des Mörtels das Erscheinen betreffender innerer Kräfte in der Mörtel- und Betonmasse hervorrufen.

Falls z. B. auf die erhärtete Schicht *M* des Betons oder Mörtels (Abb. 9) eine neue Schicht *N* gelegt wird, so wird die Volumenänderung der neuen Schicht durch die Haftkraft, welche in der Berührungsfläche *AB* der Schichten ein treten wird, beschränkt werden.

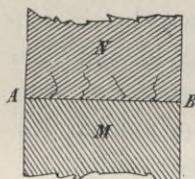


Abb. 9.

Dadurch müssen, bei Trocknung der neuen Schicht, in derselben Ausdehnungswirkungen, welche parallel der Fläche *AB* gehen, erscheinen, aber in der unteren Schicht — analoge Dichtungswirkungen. Versuche von Considère ergaben, daß in Prismen von 30 cm Breite, aus reinem Zement in zwei Schichten *M* und *N* (Abb. 9) mit einer dreitägigen Unterbrechung an der Fläche *AB* bereitet, sich in der oberen Schicht vielzählige Risse, welche sehr deutlich zum Schluß des Jahres zu sehen waren, zeigten.

Aehnliche Risse wurden überhaupt nicht bemerkt in gleichen Prismen, welche aus einem Mörtel mit 600 kg Zement pro 1 cbm Sand hergestellt waren.

Aus den Ergebnissen der Tabellen 3 und 6 ist zu ersehen, daß die Dichtung der Zementmörtel weit größer ist als das Trocknen der steinähnlichen, welche das Gerippe der Betonmassive bilden.

So z. B. (Tabelle 3) kann die relative Trocknung an der Luft in 2 wöchentlicher Frist für Steinschlag bestimmt werden:

ziegelsteinartiger . . .	0,00011
kalksteinartiger . . .	0,00013
granitartiger . . .	0,00015

und für Mörtel (Tabelle 6):

- a) aus reinem Zement 0,00095, d. h. 6,3 mal mehr als für granitartigen Steinschlag;

b) aus 1 T. Zement und 3 T. Sand 0,00036, d. h. 2,5 mal mehr als für granitartigen Steinschlag.

Deswegen werden in der verdichteten Betonmasse die steinartigen (Kies und Steinschlag), welche sich dicht aneinander legen und welche einer geringeren Trocknung als die Mörtel ausgesetzt sind, eine ganze Volumenänderung des Mörtels bei seiner Erhärtung verhindern, und also wird in dieser Hinsicht der Einfluß der steinähnlichen derselbe sein, wie derjenige der Eisenstange in Eisenzement-Proben.

Nach den Zahlen der Tabelle 3 kann die relative Trocknung des basaltartigen Steinschlags angenommen werden  $= 0,00038$ , d. h. erscheint gleich einem Schwinden des Zements 1:3 in 2wöchentlicher Frist. Also bei gleichen Feuchtigkeitsbedingungen kann man die Volumenänderungen der steinähnlichen aus Basalt und Zementmörtel 1:3 als gleich mit denjenigen während der Anfangszeit der Betonhärtung an der Luft annehmen. Deswegen wird die Dichtung eines solchen Betons sich annähern einer gleichmäßigen Dichtung eines gleichartigen Körpers, wodurch die inneren, durch die Dichtung hervorgerufenen Anstrengungen geringer sein werden als bei Verwendung von granitartigem Steinschlag.

Andererseits wird das Gebinde der steinartigen ohne Ausnahme durch die Bindekraft des Mörtels bestimmt, und deswegen können bei Betonhärtung im Wasser die steinähnlichen von sich aus keinen Widerstand der vollen Volumenänderung des Mörtels leisten. Also in gegebenem Falle gibt es keine Ursache für das Erscheinen jener bedeutenden inneren Anstrengungen, welche in betrachteten Proben mit Eisen erhalten werden.

Ein jeglicher äußerer Widerstand auf die Volumenvergrößerung des Mörtels oder Betons, welche im Wasser erhärteten, erhöht ihre Qualitäten, weil derselbe in den ersten Momenten des Abbindens und Erhärtens des Zements eine Dichtung der ganzen Masse befördert und also die Festigkeit verstärkt. Die dadurch erhaltenden inneren Druckwirkungen sind bedeutend geringer als ein zeitweiliger Widerstand gegen Bruch, was aus der Tabelle 7 zu ersehen ist.

Im vorhergehenden Artikel ist erläutert, daß bei jeder Volumenänderung der steinartigen im erhärteten Betonmassiv innere Anstrengungen, welche einer relativen Verschiebung der Teilchen entgegenwirken, erscheinen. Diese nachträglichen Anstrengungen werden sich summieren mit jenen Anstrengungen, welche im Betonmassiv infolge der angeführten Differenz der relativen Trocknung des Steinschlags (Kies) und des Mörtels erscheinen werden. Deswegen kann man auf Grund alles Erläuterten folgende Beschlüsse fassen:

1. Die größten inneren Anstrengungen werden in Betons beim Erhärten an der Luft erhalten.
2. Die größten Volumenänderungen der Mörtel werden in der Anfangszeit des Erhärtens beobachtet.

3. Bei Erhärten an der Luft können in fetten Betons höchst gefährliche Anstrengungen eintreten. Eine Verringerung dieser Anstrengungen kann erzielt werden durch Verwendung von einer geringsten Zementmenge mit einem Zusatz von am wenigsten Hohlräume enthaltenden steinähnlichen Materialien und Sand, was durch eine betreffende Auswahl und Mischung der trägen Bestandteile erzielt werden kann.
4. Bei Erhärtung an der Luft werden die inneren Anstrengungen im Beton nach Maßgabe der Differenz zwischen der Schwindung der steinartigen und derjenigen des Mörtels zunehmen.
5. Mit Erhöhung dieser Differenz verringern sich die Dichtung, die Elastizität und die Festigkeit des Betons.
6. Eine jegliche äußere Beschränkung der Schwindung erniedrigt gleichfalls die Qualitäten des Betons, seine Dichte, Elastizität und Festigkeit verringern.
7. Beim Erhärten an der Luft können die kleinsten inneren Anstrengungen erhalten werden durch Bewahrung der Feuchtigkeitsbeständigkeit des Betons während einer möglichst längeren Zeit.
8. Der Einfluß der Feuchtigkeit auf völlig erhärtete Mörtel und Betons unterscheidet sich stark vom Einfluß, welcher durch den Erhärtungsprozeß in seiner Anfangszeit bedingt wird; man kann annehmen, daß der Einfluß der Feuchtigkeit auf erhärtete Mörtel und Betons von der Zementmenge im Beton, oder Mörtel nicht abhängig ist.
9. In im Wasser erhärteten Betons vermehrt eine jegliche Einschränkung der Volumenvergrößerung ihre Dichte und Festigkeit.

### **III. Einfluß der äußeren Temperatur auf Mörtel und Betons.**

Alle festen Bestandteile der Betons sind dem allgemeinen physischen Gesetz unterordnet, laut welchem eine Temperaturerhöhung bei allen festen Körpern eine Volumenvergrößerung hervorruft und eine Temperaturerniedrigung eine Volumenverringern. Folglich wird der Einfluß der äußeren Temperatur auf die verschiedenartigen Bestandteile des Betons, ebenso wie beim Einfluß der Feuchtigkeit, auf ihr Streben, entsprechend ihrer Natureigenschaften, eine Volumenänderung hervorzurufen, herabgeführt. Deswegen sind alle allgemeinen, in den Kapiteln I. und II. angeführten Bestimmungen vollständig annehmbar für den zu betrachtenden Einfluß der äußeren Temperatur auf Mörtel und Betons.

Der deutliche Einfluß der Temperatur wird durch eine sichtbare Volumenänderung des Betonmassivs bestimmt. In Betonbauten rufen

Temperaturwechsel verschiedene, von den Konstruktionsbedingungen der Ausführungen abhängige Erscheinungen hervor.

Aber ein verborgener Einfluß der Temperaturwechsel, von ungleichen Volumenänderungen der Bestandteile des Betons begleitet, ruft innere Anstrengungen hervor, welche eine Gegenwirkung auf eine jede relative Verschiebung der Teilchen der erhärteten Betonmasse ausüben. Diese inneren Anstrengungen verändern die mechanischen Eigenschaften des Betons ebenso wie der im vorhergehenden Kapitel betrachtete Einfluß der Feuchtigkeit.

Zur Erläuterung dieser Frage ist es notwendig, zuerst den Einfluß der äußeren Temperatur auf die einzelnen Bestandteile des Betons zu betrachten.

### Einfluß der Temperatur auf die Bestandteile des Betons.

Bis zu dieser Zeit sind verhältnismäßig wenig Prüfungsergebnisse, den linearen Ausdehnungskoeffizienten der Zemente, Mörtel und Betons betreffend, vorhanden.

In beistehender Tabelle 9 sind Größen der linearen Ausdehnungskoeffizienten von Zementmörteln und diversen Steinmaterialien, welche zu Betons verwendet werden, bei Erhitzung auf 100° C. angeführt.

Tabelle 9.

1.	2.	3.	4.
Materialien.	Linearer Ausdehnungskoeffizient bei 100° C.	Relative Größe.	Autoren.
I. a) Reiner Zementmörtel .	0,00122	—	Meier } Büssing und Schumann, Der Portland-Zement, S. 77.
	0,00145	—	
	0,00143	—	Adie } Bouniceau, Ann. des Ponts et Chaussées 1867, S. 178.
	0,00107	—	
	0,00137	—	Hyatt, Experiments with Portland-Cement, S. 19.
	0,00140	—	
	Durchschnitt	0,00132	1,00
b) Mörtel aus 1 T. Zement und 2 T. Sand . . . . .	0,00118	0,89	Bouniceau, Ann. des Ponts et Chaussées 1867, S. 178.
II. Steinmaterialien.			
I. Granit:			
Granit aus Dielette . . . . .	0,00079	—	Bouniceau, Ann. des Ponts et Chaussées 1867, S. 178.
Granit . . . . .	0,00085	—	
Granit . . . . .	0,00078	—	Adie, Rankine, Appl. Mechanics, S. 349.
Granit aus Aberdeen . . . . .	0,00079	—	
Feinkörniger Granit . . . . .	0,00086	—	Hurst, Potter, Concrete its use in building, S. 45.
Durchschnitt	0,00081	0,61	

1.	2.	3.	4.
Materialien.	Linearer Ausdehnungskoeffizient bei 100° C.	Relative Größe.	Autoren.
<b>2. Kalksteine:</b>			
Kalkstein aus Sing . . . . .	0,00102	—	Dana, Engineering News 1892, S. 341.
„ „ Kankakee . .	0,00100	—	Pence, Engineering News 1892, S. 341.
„ „ Ranville . . .	0,00075	—	} Bouniceau, Ann. des Ponts et Chaussées 1867, S. 178.
„ „ Maladrerie . .	0,00089	—	
Durchschnitt	0,00091	0,69	
<b>3. Marmor:</b>			
	0,00088	—	Adie, Rankine, Appl. Mech., S. 349.
	0,00086	—	Ganot, Eng. News 1902, S. 341.
	0,00054	—	Bouniceau.
Durchschnitt	0,00076	0,58	
<b>4. Sandsteine:</b>			
	0,00122	—	Haswell
	0,00194	—	„
	0,00117	—	Ganot
	0,00173	—	Dana
	0,00059	—	Thuston
	0,00099	—	„
	0,00105	—	Adie, Rankine, Appl. Mech., S. 348.
Durchschnitt	0,00124	0,94	
<b>5. Schiefer:</b>			
	0,00099	—	Engineering News 1902, S. 341.
	0,00104	—	Adie, Rankine, Appl. Mech., S. 341.
Durchschnitt	0,00101	0,76	
<b>6. Ziegelstein gewöhnl. . . . .</b>			
„ „ . . . . .	0,00055	—	Hurst, Potter, Concrete, S. 45.
„ „ . . . . .	0,00023	—	Haswell, Eng. News 1902, S. 341.
„ feuerfester . .	0,00051	—	do.
„ „ . . . . .	0,00050	—	Adie, Rankine, Appl. Mech., S. 349.
Durchschnitt	0,00045	0,34	
<b>7. Quarz:</b>			
a) Perpendikulär der Kristallachse . . . . .	0,00079	0,60	} Brit, Engineering News 1902, S. 341.
b) Parallel der Kristallachse	0,00050	0,38	

Die Zahlen der dritten Kolonne dieser Tabelle zeigen, daß unter den festen Bestandteilen des Betons über den größten Ausdehnungskoeffizienten Zement verfügt, und über den mindesten Ziegelsteine.

In den vorhergehenden Kapiteln wurde darauf hingewiesen, daß die steinartigen Bestandteile (Kies und Steinschlag), welche die Hauptmasse — Gerippe des Betons bilden, einen vorherrschenden Einfluß auf die sichtbare Ausdehnung der Betonmassive, hauptsächlich bei dünnen (porösen) Betons, haben müssen.

Als Beweis dieser theoretischen Auffassungen können teilweise folgende Versuchsergebnisse Pences<sup>1)</sup>, der den Ausdehnungskoeffizienten zylindrischer Betonprobekörper von 0,915 m Länge, 10,2 cm Diameter bestimmte, dienen. Das Mischungsverhältnis war 1 : 2 : 4; in den einen Probekörpern bestanden die steinartigen aus kalkhaltigem Steinschlag bei einer Größe der einzelnen Steinstücke von 0,6 cm bis 3 cm, in anderen aus kalkhaltigem Kies derselben Größen. Alle übrigen Bedingungen der Bereitung, Lagerung und Prüfung waren gleich für beide Gruppen der Probekörper. Zugleich wurde der Ausdehnungskoeffizient der Probekörper, welche aus gleichem Kalkstein, wie zu den steinartigen Bestandteilen gebraucht, hergestellt waren, bestimmt. Die Resultate der Versuche sind in der Tabelle 10 angeführt.

Tabelle 10.

Gruppe 1.				Gruppe 2.		
Mischung: 1 T. Zement, 2 T. Sand, 4 T. kalkartiger Steinschlag.				Mischung: 1 T. Zem., 2 T. Sand, 4 T. kalkartiger Kies.		
Nr. der Probe.	Kalksteinbruch.	Zement-Marke.	Ausdehnungskoeffizient auf 100° C.	Nr. der Probe.	Zement-Marke.	Ausdehnungskoeffizient auf 100° C.
1.	Bedford	A	0,00094	8.	A	0,00097
2.	„	„	0,00095	9.	B	0,00099
3.	„	„	0,00095	10.	„	0,00095
4.	„	„	0,00103	11.	„	0,00094
Durchschnitt			0,00098	Durchschnitt		0,00096
5.	Kankakee	B	0,00101			
6.	„	„	0,00097			
7.	„	„	0,00108			
Durchschnitt			0,00100			

Der Ausdehnungskoeffizient der Probe, hergestellt aus Kalkstein aus Kankakee, wurde bestimmt:  $\alpha = 0,00100$ , d. h. erwies sich gleich der

<sup>1)</sup> Journal of the Western Society of Engineers 1901, S. 549.

mittleren Größe des Ausdehnungskoeffizienten der Betonproben Nr. 5, 6 und 7, aus Steinschlag desselben Kalksteins hergestellt.

Zur Vergleichung des Einflusses der Feuchtigkeit und der äußeren Temperatur auf die Volumenänderungen der steinartigen Bestandteile sind in der Tabelle II angeführt: 1. durchschnittliche lineare Aenderungen der Steinmaterialien und Mörtel bei Temperaturwechsel bis 50° C. und 2. Zahlen aus den Tabellen 3 und 6, welche eine mögliche relative Schwindung derselben Materialien bei Erhärtung der Betons an der Luft in einem Zeitraum von 2 Wochen ausdrücken.

Tabelle II.

Nr.	Materialien.	1.	2.	3.	4.	5.
		Relative Längenänderungen bei Temperaturwechsel bis:			Relative Trocknung $\beta$ .	$t_1 - t_0 = t$ .
		10°	25°	50°		
1.	Reiner Zementmörtel	0,00013	0,00033	0,00066	0,00095	73
2.	Ziegelsteine . . .	0,00004	0,00011	0,00022	0,00011	28
3.	Sandstein . . . .	0,00012	0,00031	0,00062	0,00065	54
4.	Kalkstein . . . .	0,00009	0,00022	0,00045	0,00013	14
5.	Granit . . . . .	0,00008	0,00020	0,00040	0,00015	19

Die Zahlen der 5. Kolonne dieser Tabelle bezeichnen jene Temperaturverschiedenheiten, welche in diversen Materialien Volumenänderungen gleich der Trocknung, nach zweiwöchentlicher Frist, hervorrufen.

Also bei Ueberschreiten der in der 5. Kolonne angegebenen Grenzen sind die Temperaturwechsel auf die Volumenänderung der Bestandteile des Betons am vorherrschendsten einflußreich. Die Zahlen der 1., 2., 3. und 4. Kolonne in der Tabelle II bestimmen relative lineare Aenderungen der Bestandteile des Betons im Falle eines gemeinschaftlichen Einflusses der Trocknung und der Temperaturänderungen bis 10°, 25° und 50°.

So z. B. würden sich bei Temperaturniedrigung bis 50° (Kolonne 3) und bei zweiwöchentlicher Trocknung (Kolonne 4) die höchsten relativen Schwindungen ausdrücken:

	Relat. Größe.
1. Zementmörtel . . . . .	$0,00066 + 0,00095 = 0,00161 \dots 4,88$
2. Sandstein . . . . .	$0,00062 + 0,00065 = 0,00127 \dots 3,85$
3. Kalkstein . . . . .	$0,00045 + 0,00013 = 0,00058 \dots 1,70$
4. Granit . . . . .	$0,00040 + 0,00015 = 0,00055 \dots 1,66$
5. Ziegelsteine . . . . .	$0,00022 + 0,00011 = 0,00033 \dots 1$

Hieraus folgt, daß für das Gerippe des Betons als vorteilhafteste Steinmaterialien erscheinen: Ziegelsteine, Granit und Kalksteine, vergleichsweise geringen Volumenänderungen ausgesetzte Materialien.

Eine weitere Vergleichung der Einflüsse der Feuchtigkeit und der äußeren Temperatur bringt zu folgenden Resultaten.

Die größte Trocknung der Mörtel wird während der Abbindungsperiode und den anfänglichen Fristen des Erhärtens beobachtet und hängt dem Anschein nach von den Erhärtungsprozeß an der Luft begleitenden chemischen Erscheinungen ab. Aber das Trocknen der Steinmaterialien, der völlig trägen Bestandteile des Betons, ist ausschließlich von der Schnelligkeit der Verdunstung des in ihnen enthaltenen freien Wassers abhängig. Zufolge dieser Dualität der Veranlassungen einer Volumenänderung der Bestandteile des Betons unterscheidet sich das Erscheinen des Trocknens des Betons beim Erhärten an der Luft durch eine größere Kompliziertheit als eine Volumenänderung des Betons, nur unter Einfluß des Wechsels der äußeren Temperatur.

In der Praxis ist es möglich, bis zu einem gewissen Grade eine Beständigkeit der Feuchtigkeit und der Temperatur der umgebenden Atmosphäre so lange zu bewahren, bis der Beton jene Festigkeit, welche für eine Gegenwirkung auf die weiteren Veränderungen der Feuchtigkeits- und Temperaturbedingungen notwendig ist, erlangt.

Nach Maßgabe der Verdunstung des freien Wassers zeigen die inneren Massen des erhärteten Betons ein Streben nach Erlangen einiger dauernder Feuchtigkeit. Aber die äußere Temperatur, sich in großen Grenzen periodisch verändernd, ruft in Betonbauten, welche einer unmittelbaren Wirkung der Atmosphäre ausgesetzt sind, entsprechende Volumenänderungen hervor.

Die Beständigkeit der Feuchtigkeits- und Temperaturbedingungen wird als zwei physische Eigenschaften bestimmt: die Undurchdringlichkeit und die Wärmeleitfähigkeit des Betons. In dieser Hinsicht ist die Herstellung der Betons von erforderlichen Qualitäten gänzlich abhängig von der betreffenden Auswahl der Bestandteile, des Verhältnisses derselben zueinander und von der Verwendungsweise des Betons.

Die Undurchdringlichkeit des Betons nimmt zu nach Maßgabe der Erhöhung seiner Dichtung; die Wärmeleitfähigkeit aber ist abhängig von der Porosität des Betons selbst, wie auch der Bestandteile. Andererseits kann die erwünschte Beständigkeit der Feuchtigkeitsbedingungen bei Betonbauten, unabhängig von der Undurchdringlichkeit des Betons selbst, durch Treffen von Maßregeln beim Trocknen, welche die Bauten von einer unmittelbaren Wirkung der äußeren Atmosphäre sichern, erzielt werden.

Aber der Einfluß der Veränderungen in der äußeren Temperatur auf die Betonbauten erscheint unanwendbar und deswegen sind, unabhängig von allen übrigen Umständen, Betons mit geringer Wärmeleitung, d. h. stark poröse, zu verwenden.

Infolge ununterbrochenen Temperaturwechsels geht in der erhärteten Masse des Betons, sozusagen, ein fortdauernder Kampf zwischen zwei verbundenen Materialien, den trägen Bestandteilen und dem Bindemittel, vor. Die Elastizitätskoeffizienten der trägen Bestandteile und des erhärteten Betons erreichen ihre endlichen Größen; deswegen ruft die geringste Volumenänderung der Bestandteile ein Streben zu relativer Versetzung der verbundenen Teilchen hervor, was ein Erscheinen von inneren Anstrengungen nach sich zieht. Mögliche relative Versetzungen der Teilchen, ohne Bruch der ganzen Masse des Betons, werden als mechanische Eigenschaften des Zementmörtels und der steinigen Bestandteile des Betons erklärt.

Von den zwei Sorten poröser Betons sind Betons aus fetten Mörteln, welche ein mehr dauerhaftes und elastisches Gebinde den steinartigen Bestandteilen geben, vorzuziehen. In den Betonmassiven kann eine Wärmeverteilung sehr verschiedenartig sein, in Abhängigkeit von den äußeren Bedingungen, z. B. der Lage der Bauten in bezug auf die Weltgegenden, von der Art und Weise der Erdbeschüttung, von dem Temperaturzustand im Inneren und Aeußeren der Bauten (Wohngebäude) u. a. m.

Ueberhaupt alle Folgerungen des vorhergehenden Kapitels, welche sich auf den Einfluß der Feuchtigkeit beziehen, betreffen ganz und gar die betrachtete Frage über den Einfluß der äußeren Temperatur.

#### **IV. Einfluß der den Erhärtungsprozeß begleitenden inneren Erscheinungen auf die Volumenbeständigkeit des Betons.**

##### **1. Temperaturerhöhung während der Erhärtungsperiode des Betons.**

Der chemische Erhärtungsprozeß des Zements wird von einer Wärmeabteilung begleitet; deswegen besteht in den Betonmassiven eine selbständige Wärmequelle. Die Wirkung dieser inneren Wärmequelle, sich mit dem Einfluß der äußeren Temperatur summierend, erscheint in einigen Fällen für Betonbauten günstig, z. B. bei Ausführung des Aufmauerns während des Frostes oder herber Temperaturveränderungen, wenn der Zufluß der inneren Wärme das Anhalten einer beständigen Temperatur im Betonmassiv befördert.

Aber bei normalen Bedingungen hat die beim Erhärten des Zements sich abteilende Wärme eine Temperaturerhöhung der Bestandteile zur Folge und bricht jene Bedingungsbeständigkeit, welche zum Erhalten von Betons bester Qualitäten während der Abbindungs- und Erhärtungsperiode des Betons notwendig ist.

Laboratorische Versuche, angestellt bei Anmachen von 1 kg Zement, ergaben,<sup>1)</sup> daß: 1. die Temperaturerhöhung des Mörtels nach Maßgabe der Schnelligkeitsvergrößerung des Abbindens des Zements zunimmt; 2. eine Temperaturerhöhung im Brei früher bemerkt wird, als durch eine Wycknadel der Beginn des Abbindens des Zements festgestellt wird; 3. die größte Temperaturerhöhung, welche bei Anmachen von 1 kg Zement beobachtet wurde, 9° C. war; dabei war für verschiedene Zementsorten, vom Beginn des Abbindens bis zur größten Temperaturerhöhung, die kleinste Frist 43 Minuten und die größte Frist 2 Stunden 57 Minuten.

Die Anstellungsbedingungen für laboratorische Versuche an geringen Zementquantitäten sind von jenen Bedingungen, in welchen die Betonbauten sich in der Wirklichkeit befinden, wesentlich verschieden. Nach Maßgabe der Volumenvergrößerung verringert sich der Einfluß der äußeren Wirkungen, wie z. B. der Einfluß der Abkühlung durch die äußeren Flächen. Versuche von Herzog<sup>2)</sup> ergaben, daß bei Anmachen von 9 kg langsam bindendem Zement die Temperatur des Mörtels nach 7 Stunden auf 16° C. stieg, aber bei Anmachen von 32 kg auf 30,5°.

Nach den Ergebnissen von Ribaucour<sup>3)</sup> wurde bei Aufführung von Festungsbauten in der Betoneinlegung eine Temperaturerhöhung bis 46° C. beobachtet.

Im Jahre 1903 wurden in Kronstadt beim Bau eines Forts in der Betonwand einer Kasematte von 5 Fuß Dicke unmittelbare Temperatur-

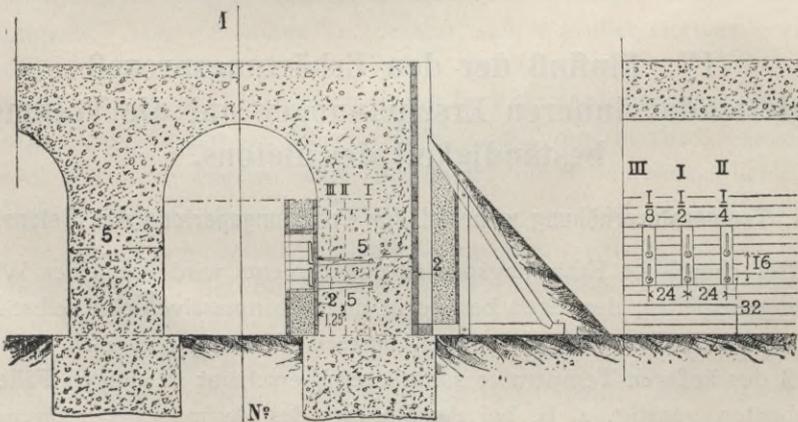


Abb. 10.

Abb. 11.

messungen mit 6 knieförmigen Thermometern gemacht, deren Quecksilberkugeln sich befanden: die zwei mittleren, Abb. 10 und 11, in einer Ent-

1) Commission des méthodes d'essai des matériaux de construction, B. IV, S. 134.

2) J. Maljuga. Eigenschaften des Portlandzements „Ing.-Journ.“ 1891, Nr. 9, S. 1222.

3) Durand-Clay et Fèret. Chimie appliquée, S. 352.

fernung von 2,5 Fuß von der Wandfläche, die zwei äußeren in einer Entfernung von  $\frac{1}{4}$  der Dicke und die zwei linken in einer Entfernung von  $\frac{1}{8}$  der Dicke. Die horizontale Entfernung zwischen den Thermometern war 24 Zoll und die vertikale 16 Zoll.

Entsprechende Oeffnungen für die Thermometer wurden während des Betonlegens mittels eingestellter konischer Holzpfropfen erhalten; nach zwei Tagen wurden die Holzpfropfen herausgenommen und an ihre Stellen kamen gleiche Holzpfropfen, längs deren Achsen durchgehende Löcher zum Einstellen der horizontalen Thermometerteile ausgebohrt waren. Nach Einstellen der Pfropfen mit den Thermometern wurden alle Zwischenräume mit Hede verstopft. Zur Verhinderung einer raschen Abkühlung wurde an der Wandaußenseite bis dicht an die Holzstützen, Abb. 10, eine Verstopfung aus Sägespänen in einer Höhe von 8 Fuß und einer Dicke von 2 Fuß, mit einer Erdaufschüttung von außen, gemacht; eine gleiche Verstopfung von 1 Fuß Dicke war an der inneren Wandfläche.

Das Betongemenge in der Wand war: 1 Teil Portlandzement, 3 Teile Sand und 7 Teile Granitschotter (Maschinenschlag).

Der Beginn des Abbindens 1 Stunde 15 Minuten und Schluß der Bindezeit 9 Stunden 15 Minuten. Der Wasserzusatz wurde durch die Bedingung, daß der Mörtel bei einer Durchschnittsarbeit des Stampfens (3 bis 3,5 Mann pro 1 cb-Faden) sich an der Oberfläche (Dicke der Arbeitsschichten 5 Zoll) zeigte.

Die Betoneinbringung wurde bei einer Temperatur von  $+13^{\circ}$  C. gemacht.

Zwei Tage nach Beendigung der Einbringung wurden in die Oeffnungen die Thermometer eingestellt und die Kasematte verschlossen.

Eine höchste Temperatur zeigte sich im Wandinnern zum Schluß des 4. Tages, und bei einer äußeren Temperatur von  $+12^{\circ}$  C. war dieselbe:

- a) Thermometer Nr. 1 . . . .  $+21,3^{\circ}$
- b) „ Nr. 2 . . . .  $+20,6^{\circ}$
- c) „ Nr. 3 . . . .  $+20,6^{\circ}$

d. h. das größte Temperatursteigen:  $21,3 - 12 = 9,3^{\circ}$  ergab sich in der Mitte der Wand.

Die angeführten höchsten Temperaturen waren in allen Thermometern anhaltend im Laufe von 2 Tagen, aber nachdem begann im Innern der Wand ein allmähliches Sinken der Temperatur.

Nach Verlauf eines Monats zeigten die Thermometer: Nr. 1  $+14,9^{\circ}$ , Nr. 2  $+14,6^{\circ}$  und Nr. 3  $+14,3^{\circ}$  bei einer Temperatur von  $+12^{\circ}$  im Innern der Kasematte und  $+12,5^{\circ}$  von außen. Die mittleren Ergebnisse einer jeden Thermometergruppe, im Laufe von 2 Monaten beobachtet, sind im Diagramm (Abb. 12) durch ununterbrochene Linien und die Temperatur in- und außerhalb der Kasematte durch gebrochene Linien bezeichnet.

Die Wärmeabteilung erscheint als Folge einer chemischen gegenseitigen Einwirkung des Zements und Wassers und muß daher während der ganzen Erhärtungsperiode des Betons fortdauern. Je schneller eine gegenseitige Einwirkung des Zements und Wassers vonstatten geht, eine desto größere

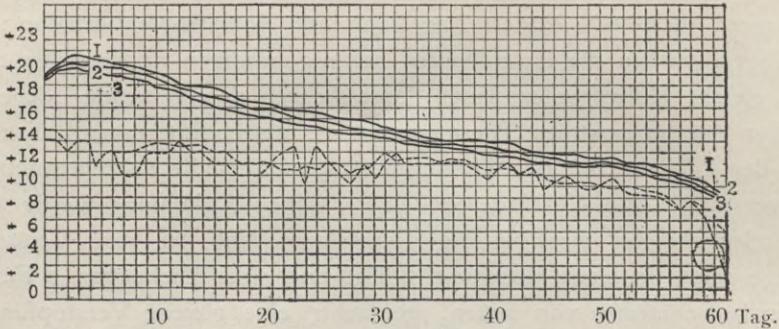


Abb. 12.

Wärmequantität muß sich in der Einheit der Zeit abteilen. Wenn die Temperatur der Betonmasse die Temperatur der umgebenden Atmosphäre übersteigt, so muß eine Abkühlung der Außenflächen des Massivs beginnen, weswegen ein Wärmezufuß aus dem Innern des Massivs zu den abgekühlten Flächen entsteht.

Nach Maßgabe eines Eintretens des Wassers in eine gegenseitige Einwirkung mit dem Zement werden im Mörtel des Betonmassivs mit Luft gefüllte Poren erscheinen, weswegen die Wärmeleitungsfähigkeit des Betons mit dem Laufe der Zeit sich verringert. Andererseits, dank einer bedeutenden Wärmekapazität des Wassers, wird einige Quantität der abgeteilten Wärme für die Temperaturerhöhung des vorhandenen freien Wassers gehen, wodurch die Möglichkeit eines raschen Temperatursteigens im Innern des Betonmassivs bis zu einem gewissen Grade verhindert wird. Auf eine gleiche Weise reguliert das vorhandene freie Wasser das Temperaturfallen während der Abkühlungsperiode des Massivs.

Außerdem erscheint in der Praxis als unvermeidlich eine Verdunstung des Wassers erst an den Außenflächen und nachdem auch aus dem Kern des Massivs, wodurch eintritt: 1. ein Verschlingen der Wärme aus dem Massiv und 2. eine Vergrößerung seiner Porosität, was eine Verringerung der Wärmeleitungsfähigkeit nach sich zieht. Aus Erklärtem geht hervor, daß die Frage über das Temperatursteigen im Innern des Betonmassivs sehr kompliziert erscheint.

Unter gewöhnlichen Umständen wird eine größte Temperaturerhöhung einige Tage nach der Betonlegung, d. h. bedeutend später als bei Anmachen der reinen Zementmörtel, beobachtet. Diese Erscheinung wird erklärt, 1. dadurch, daß das Zementgewicht einen verhältnismäßig geringen Teil der Gewichtssumme aller übrigen Bestandteile ausmacht und 2. daß der Sandzusatz

zum Zementmörtel das Abbinden und das Erhärten verlangsamt und also die Wärmequantität verringert, welche vom erhärteten Zement in der Einheit der Zeit abgeteilt wird.

Feiner Sand verlangsamt das Abbinden und die Erhärtung mehr als grober Sand. Ein Wasserüberfluß im Beton verlangsamt gleichfalls das Abbinden des Zements. Um ein möglichst geringes Temperatursteigen im Innern der Betonmassive zu erzielen, ist notwendig: 1. die Anwendung von Betons mit möglichst geringem Zementgehalt, 2. die Anwendung von langsam bindenden Zementen, 3. die Anwendung von abgelagerten Zementen, d. h., welche einer „Luftlöschung“ unterworfen waren, was eine Verlangsamung des Abbindens und des Erhärtens, sowie eine Hydratation des freien Kalks, welcher bei Verbindung mit Wasser eine bedeutende Wärmemenge abteilt, befördert, und 4. eine richtige Auswahl der trägen Bestandteile.

## 2. Einfluß der Mahlung und der Zusätze zum Zement.

Im ersten Kapitel wurde in allgemeinen Zügen der relative Einfluß der Volumenänderungen des Zements und des Mörtels auf die Volumenbeständigkeit des Betons erklärt.

Der Einfluß innerer Bedingungen auf die Erhärtung der Zementmörtel ist im Artikel von J. G. Maljuga „Eigenschaften des Portlandzements bei seiner Verwendung und Prüfung“<sup>1)</sup> genau betrachtet; deswegen kann man sich in gegebenem Falle auf eine Angabe jener allgemeinen Beschlüsse, welche auf den Einfluß der Bestandteile der Mörtel auf ihre Volumenbeständigkeit Bezug haben, beschränken.

In dieser Hinsicht hat von den physischen Eigenschaften des Zements die größte Bedeutung die Feinheit der Mahlung und von seinen Bestandteilen freier Kalk, Gips und Magnesia.

Die Feinheit der Mahlung hat einen sehr bedeutenden Einfluß auf die gute Qualität der Zementmörtel. Die feinsten Zementteilchen nehmen an der Erhärtung des Zements meistens wirkungsvoll teil, aber die groben Teile des Zements treten langsamer in eine gegenseitige Wirkung mit dem Wasser und stören dadurch den monotonen Verlauf des Erhärtungsprozesses der ganzen Mörtelmasse. Feingemahlener Zement besitzt eine größere Bindekraft und gestattet deswegen eine Verwendung von dünnen Mörteln, d. h. mit einem geringsten Einfluß des Zements auf die Volumenbeständigkeit der Mörtel.

Freier Kalk, welcher sich im bis zur Sinterung gebrannten Zement befindet, verbindet sich mit dem Wasser langsam, wobei diese Löschung des Kalks mit einer Volumenvergrößerung desselben verbunden ist und eine Zerstörung in der schon erhärteten Zementmasse hervorruft. Außerdem

<sup>1)</sup> „Ing.-Journal“, 1891, Nr. 9 u. Nr. 10.

wird die Kalklöschung von einer Wärmeabteilung in großer Quantität begleitet.

Der Einfluß von Gips und Magnesia auf die Eigenschaften des Zements verändert sich in Abhängigkeit davon, ob diese Stoffe sich in rohen Materialien, welche einem Brennen bis zur Sinterung unterworfen waren, befanden, oder dem fertigen Zement zugesetzt worden sind. Versuche von Michaelis zeigten, daß ein Gipszusatz von 3 vH. zu gebrannten Kalksteinen im Zementmörtel eine Zerstörung hervorrufen kann, was durch die Volumenänderung des Gipses, bei seinem Uebergang in einen Hydratzustand, erklärt wird. In der Praxis wird Gips in geringen Quantitäten dem fertigen Zement zugesetzt und befördert ein langsames Abbinden des Zements und eine Verringerung der gefährlichen Eigenschaft der Zemente, bei ihrer Erhärtung die Volumen zu verändern, was bei einem großen Kalkgehalt und einem Brennen bei nicht genügend hoher Temperatur bemerkt wird. Solch ein nutzenbringender Einfluß des Gips auf den Zement wird bei einem Gipszusatz von nicht mehr als 1 bis 2 vH. beobachtet; ein größerer Zusatz von Gips zieht aber eine Zerstörung des erhärteten Zements infolge seiner Volumenvergrößerung nach sich.

Versuche von Dyckerhoff<sup>1)</sup> ergaben, daß ein Gipszusatz von 2 vH. die Ausdehnung, welche an Probekörpern (1 Teil Zement und 3 Teile Sand) bei einjähriger Erhärtung unter Wasser beobachtet wurde, verdoppelte; ein Gipszusatz von 5 vH. vergrößerte die Ausdehnung um 12mal.

Magnesia erhält bei einer hohen Brenntemperatur des Portlandzements die Eigenschaft, sich sehr langsam mit Wasser, eine Volumenvergrößerung zeigend, zu verbinden.

Der schädliche Einfluß des Ueberflusses an Kalk und Gips wird in erhärteten Zementen nach Verlauf einiger Tage, seltener Wochen, bemerkt und wird deswegen durch die angenommenen Normalprüfungen auf die Volumenbeständigkeit ermittelt; währenddem das Beisein von Magnesia, welches einem hohen Brande unterlag, eine deutliche Volumenänderung des Zements erst nach 1jähriger Erhärtung im Wasser hervorruft, aber beim Erhärten an der Luft ersieht man die Erscheinung einer Volumenvergrößerung erst nach noch längeren Fristen. Versuche Dyckerhoffs ergaben, daß Zemente ohne Magnesiagehalt beim Erhärten eine unbedeutende und allmähliche Volumenänderung hatten, aber Zemente mit Magnesiagehalt zeigen vor Beginn der Erhärtung eine große Ausdehnung. Außerdem besteht für Zemente mit Magnesiagehalt eine Grenze (von 6 bis 18 Monaten), nach welcher die Ausdehnung der magnesiahaltigen Zemente nach Maßgabe einer Vergrößerung des Magnesiazusatzes sehr rasch steigt.

Ein Magnesiazusatz zu fertigen Zementen ruft gleichfalls eine im Laufe von großen Zeiträumen zu beobachtende Ausdehnung der Mörtel hervor.

<sup>1)</sup> Sutcliffe. Concrete, its nature and uses, S. 83.

Im Diagramm (Abb. 13) sind dargestellt die Resultate der Versuche Dyckerhoffs,<sup>1)</sup> der die Ausdehnung an Probekörpern von 10 cm aus Mörtel (1 Tl. Zement und 3 Tl. Normalsand) bestimmte. Der Kalkteil wurde durch Magnesia (3,5 bis 11,36 vH.) ersetzt.

Zum Schluß des dritten Jahres war die durchschnittliche Verlängerung der Proben aus 7 Markt-Zementen mit 3,5 vH. Magnesia (gebrochene Linie OA) 0,00032, aber aus Zement mit 4,2 vH. Magnesia 0,00072.

Die Frage über die Bedeutung und die Höhe des Magnesiagehalts in Markt-Zementen ist bis heute noch nicht ganz aufgeklärt, und die zugelassene Magnesiaquantität schwankt lt. den Normen der verschiedenen Gegenden von 5 bis 3 vH.

Jedenfalls veranlassen die zweifellos zerstörende Wirkung von Magnesia in Zementen mit Magnesiagehalt wie auch die angeführte Unbestimmtheit der Frage über die Bedeutung von Magnesia, daß den Zementen mit möglichst geringem Magnesiagehalt der Vorzug zu geben ist.

Das Streben der Zemente zu einer Volumenvergrößerung infolge von Ueberfluß an Kalk, nicht genügend hohem Brande oder Grobheit der Mahlung kann in bedeutendem Maße geschwächt werden, im Falle die Zemente bis zu ihrer Verwendung einer Lagerung unterliegen werden.

Außerdem verlangsamt die Lagerung das Abbinden des frischgebrannten Zements und verbessert also überhaupt seine Qualität.

Die Lagerungstermine ändern sich für die verschiedenen Zemente in großen Grenzen.

Zement von guter Qualität und einer sehr feinen Mahlung erfordert überhaupt keine Lagerung. Nach Benders Meinung muß die Lagerung im Laufe von 1 bis 2 Monaten dauern, nachdem die Volumenvergrößerung der Zemente aufhört.

Nach Erdmengers Meinung erhält die höchsten Eigenschaften solcher Zement, dessen spezifisches Gewicht von 3,2 bis 3,12, durch Aufnahme von 0,8 vH. Kohlensäure aus der Luft, fällt.

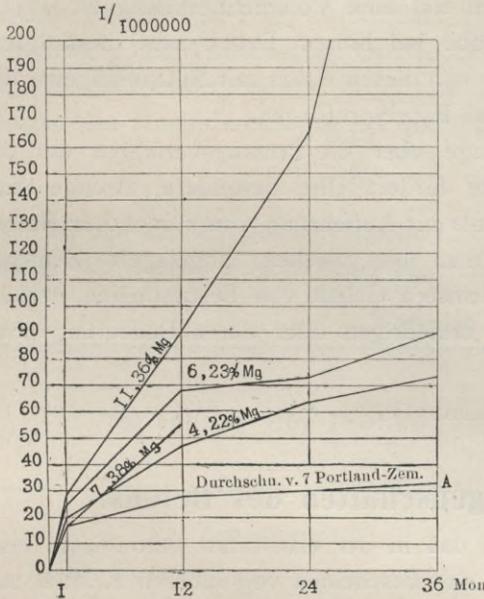


Abb. 13.

<sup>1)</sup> Protokoll der Verhandlung des Vereins deutscher Portland-Zement-Fabrikanten, 1892, S. 67.

Im allgemeinen gesagt, befriedigen die angewendeten Normalprüfungen zur Bestimmung der Volumenbeständigkeit der Zemente bei ihrer Erhärtung nicht die Forderungen der Praxis, da dieselben sich auf die Anfangszeit der Erhärtung beziehen. In dieser Hinsicht verdient eine besondere Aufmerksamkeit die Meinung Prof. Garys, welche er in seinem Berichte auf dem Internationalen Kongresse für Materialienprüfungen in Budapest äußerte:<sup>1)</sup> „Infolge einer Zweifelhaftigkeit aller bis jetzt vorgelegten Arten zur Bestimmung der Volumenbeständigkeit ist es notwendig, ein neues Verfahren zu finden.“ Der Berichterstatter deutete darauf hin, daß 4jährige Versuche, im Berliner Laboratorium an 10 Zementen vorgenommen, die Unvollkommenheit der bestehenden Prüfungsarten auf eine Volumenbeständigkeit (Probe durch Erhitzen, Kochen, Dampfprobe bei hohem Druck usw.) bestätigten, obgleich in einigen Fällen eine jede von diesen Arten mit Nutzen angewendet werden kann zu laboratorischen und Fabrikprüfungen.

Eine solche Sachlage der Frage über die Prüfungsverfahren auf die Volumenbeständigkeit der Zemente fordert eine besondere, strenge Aufmerksamkeit bei Auswahl des Zements zur Aufführung von monolithen Betonbauten. Als die besten Zemente muß man ansehen: abgelagerte Zemente einer feinen Mahlung mit einem kleinsten Gehalt von Bestandteilen, welche sichtbar die Qualität des Zements erniedrigen oder deren Bedeutung noch nicht gänzlich aufgeklärt ist.

## V. Mechanische Eigenschaften des Betons.

Im I. Artikel wurde erläutert, daß in der erhärteten Betonmasse eine Volumenänderung der Bestandteile das Erscheinen von inneren Kräften zur Folge hat. Diese inneren Kräfte summieren sich mit den inneren Kräften, welche durch die Belastung oder überhaupt durch die Einwirkung äußerer Kräfte hervorgerufen wird. Deswegen wird eine nutzvolle Gegenwirkung der Betonmassive sich vergrößern: 1. bei einer Verringerung der Anstrengungen von inneren Kräften, welche durch den Einfluß das Volumen der Bestandteile des Betons ändernder Wirkungen hervorgerufen werden, und 2. bei Vergrößerung der Elastizität und Festigkeit des Betons.

### 1. Elastizitätskoeffizient der Betons gegen Druck.

Von allen Versuchen, welche an Betons und Mörteln zur Bestimmung ihres Elastizitätskoeffizienten vorgenommen wurden, haben diejenigen von Bach und Schüle<sup>2)</sup> eine größte Bedeutung.

Bachs Prüfungen unterscheiden sich von allen anderen durch die Größe der Probekörper (Diameter 0,25 m, Höhe 1 m), die Zahl (102), die Ver-

<sup>1)</sup> Zement 1902, S. 3.

<sup>2)</sup> Zeitschrift des Ver. deutsch. Ingenieure 1895, Nr. 17; 1896, Nr. 48; 1897, Nr. 9.



Bei  $m = 1$  wird die Gleichung (1) folgendermaßen aussehen:

$$\varepsilon = \alpha \cdot \delta, \quad \text{oder}$$

$$\frac{d\varepsilon}{d\delta} = \alpha = \text{Konst.},$$

d. h. die Kurve wird zu einer geraden Linie, welche das Verhältnis der Deformationen und der entsprechenden Anstrengungen ausdrückt. Solch eine Abhängigkeit besteht bis zu einem gewissen Grade für Eisen und Stahl.

Wenn in der Gleichung (1) der Exponent  $m$  größer als 1 ist, so besteht für das zu betrachtende Material kein Verhältnis der Deformationen und der Anstrengungen der wirkenden Kräfte; in solchem Falle bestimmt die Differenz ( $m - 1$ ) den Abschweifungsgrad von einem ideal-elastischen Körper.

Aus der Gleichung (2) ist zu ersehen, daß je größer die Differenz ( $m - 1$ ), desto rascher nimmt zu der relative Druck im Vergleich zu den Anstrengungen.

In der folgenden Tabelle 13 sind Probekörper aus diversen Materialien in der Reihenfolge der zunehmenden Stufen des von Bach und Schüle bei Prüfungen ermittelten  $m$  geordnet.

Tabelle 13.

Bestandteile der Probekörper		
1.	Gußeisen . . . . .	1,0663
2.	Reiner Zementmörtel . . . . .	1,0900
3.	Kupfer . . . . .	1,0930
4.	Mörtel: 1 T. Zem., 1,5 T. Sand . . . . .	1,1098
5.	Granit . . . . .	1,1204
6.	Beton: 1 T. Zem., 2,5 T. Sand, 5 T. Kies . . . . .	1,1448
7.	Mörtel: 1 T. Zem., 3 T. Sand . . . . .	1,1473
8.	Beton: 1 T. Zem., 5 T. Sand, 10 T. Kies . . . . .	1,1566
9.	Beton: 1 T. Zem., 2,5 T. Sand, 5 T. kalkart. Steinschlag	1,1575
10.	Beton: 1 T. Zem., 3 T. Sand, 6 T. kalkart. Steinschlag	1,1607
11.	Mörtel: 1 T. Zem., 4,5 T. Sand . . . . .	1,1687
12.	Beton: 1 T. Zem., 5 T. Sand, 10 T. kalkart. Steinschlag	1,2068

Aus angeführten Zahlen der Tabellen 12 und 13 läßt sich folgendes schließen:

1. Der Elastizitätskoeffizient der Zementmörtel ist in bedeutendem Grade von der Sandmenge abhängig. Auf Grund der Tabelle 12 ist die Kurve  $ABC$ , Abb. 14, konstruiert, deren Abszisse eine relative Sandmenge und deren Ordinate den entsprechenden Elastizitätskoeffizienten beim Druck ausdrücken. Das Diagramm zeigt, daß der Zusatz von Sand den Elastizitätskoeffizienten vergrößert; beim Mörtel, Mischung etwa 1 : 1,5, erhält

der Elastizitätskoeffizient eine größte Bedeutung, und dessen Größe ist höher, als die des Elastizitätskoeffizienten eines reinen Zementmörtels, und zwar um

$$\frac{356\,000 - 250\,000}{250\,000} \times 100 = 42,4 \text{ vH.}$$

Mit einer weiteren Vermehrung des Sandgehalts verringert sich der Elastizitätskoeffizient des Mörtels und erhält eine gleiche Bedeutung, wie bei Mörtel aus reinem Zement mit einem relativen Sandgehalt von 1 : 4,20; und

2. die Elastizität der Betons hängt in bedeutendem Maßstabe nicht nur vom gegenseitigen Verhältnis der Bestandteile ab, sondern auch von ihrer Art. In dieser Hinsicht ist das vorteilhafteste Material Kies; so z. B. zeigen die Zahlen der Tabelle 13, daß Beton aus 1 Teile Zement, 5 Teilen Sand und 10 Teilen Kies, d. h. mit einem relativen Zementgehalt 1 : 15, über einen gleichen Elastizitätskoeffizienten, wie Beton aus 1 Teile Zement, 2,5 Teilen Sand und 5 Teilen kalkartigem Steinschlag, d. h. bei relativem Zementgehalt 1 : 7,5, verfügt.

Außerdem ergeben die Versuche Bachs, daß der Elastizitätskoeffizient der Mörtel und Betons von der Zementqualität abhängig ist. Bei Prüfungen mit Probekörpern aus abgelagertem Zement waren der volle und nachbleibende Druck bedeutend geringer, als mit Probekörpern aus gleichem, nur nicht abgelagertem Zement, und außerdem war die Zahl der aufeinanderfolgenden Belastungen und Entlastungen zum Erhalten eines beständigen Druckes zweimal größer als im zweiten Falle.

Also: über eine größte Elastizität beim Druck müssen Betons, aus völlig guten, gelagerten Zementen und aus Kies bestehend, verfügen.

Tabelle 14.

		Elastizitätskoeffizient gegen Druck	
		kg pro 1 qcm.	
Dauer in Tagen.	Mischungsverhältnis	Reiner Zement.	Mörtel 1 : 3
		50	313 500
100	353 100	394 700	
200	389 900	430 200	
300	407 200	450 800	
400	417 300	464 800	

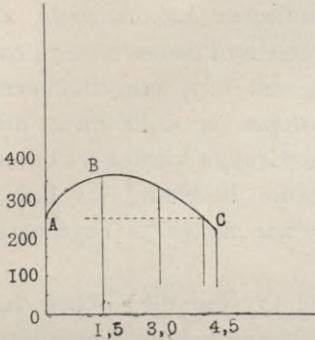


Abb. 14.

Nach Maßgabe der Erhärtung der Zementmörtel und der Betons vergrößert sich beim Druck der Elastizitätskoeffizient.

In der Tabelle 14 sind die Ergebnisse der von Hartig<sup>1)</sup> an Mörteln angestellten Versuche angeführt.

## 2. Elastizitätskoeffizient der Betons gegen Zug.

Zur Zeit ist eine sehr beschränkte Zahl von Versuchsergebnissen betreffs des Elastizitätskoeffizienten gegen Zug vorhanden.

Am wertvollsten erscheinen die im Mechanischen Laboratorium zu Stuttgart<sup>2)</sup> angestellten Versuche. Dieselben wurden an Prismen von 74 cm Länge aus Zement, Sand und Kies (1:3; 1:4 und 1:7) vorgenommen. Die Proben einer jeden Mischung waren in 2 Gruppen zu 6 Prismen, mit 8 vH. und 14 vH. Wassergehalt, geteilt. Aus jeder Gruppe wurden 3 Proben auf Druck und 3 Proben auf Zug geprüft, wobei die Belastung im Laufe von 3 Minuten wirkte; der Termin der Prüfung war 80 bis 90 Tage nach Herstellung der Probekörper.

In den nächstfolgenden Tabellen 15, 16 und 17 sind die Größen der Belastungen, Verlängerungen, des Druckes und der entsprechenden Elastizitätskoeffizienten  $E$  angeführt.

Tabelle 15.

Mischungsverhältnis des Mörtels: 1:3					
Belastung	Wassergehalt 8 vH.		Wassergehalt 14 vH.		
	Deformation	$E$	Deformation	$E$	
	$\frac{I}{1\ 000\ 000}$	kg pro 1 qcm.	$\frac{I}{1\ 000\ 000}$	kg pro 1 qcm.	
Druck	61,3	255	240 000	293	209 000
	49,0	198	247 000	227	216 000
	36,8	143	257 000	165	222 000
	30,6	117	261 000	135	227 000
	24,5	92	266 000	104	235 000
	18,3	67	273 000	76	241 000
	16,3	55	278 000	62	246 000
	12,2	43	284 000	48	254 000
	9,2	32	287 000	36	260 000
	6,1	21	290 000	23	265 000
	3,0	10	300 000	11	272 000
	0	—	—	—	—
Zug	1,6	6	267 000	7	230 000
	3,1	13	238 000	15	207 000
	4,6	20	230 000	23	200 000
	6,2	28	221 000	32	194 000
	7,7	38	203 000	44	175 000
	9,2	47	196 000	—	—
Zeitweiliger Widerstand gegen Zug 1 kg pro 1 qcm		12,6	—	10,5	

<sup>1)</sup> Le Cément 1896, S. 11.

<sup>2)</sup> Wayss und Freytag, Der Betoneisenbau, S. 54.

*Wd = 1,5*

Tabelle 16.

Mischungsverhältnis des Mörtels: 1 : 4.

Belastung kg pro 1 qcm.	Wassergehalt 8 vH.		Wassergehalt 14 vH.		
	Deformation	$E$	Deformation	$E$	
	$\frac{1}{1\ 000\ 000}$	kg pro 1 qcm.	$\frac{1}{1\ 000\ 000}$	kg pro 1 qcm.	
Druck	61,3	290	211 000	360	170 000
	49,0	225	218 000	276	177 000
	36,7	163	225 000	198	185 000
	30,6	133	230 000	160	191 000
	24,5	104	235 000	124	198 000
	18,3	76	241 000	90	203 000
	15,3	62	247 000	73	210 000
	12,2	49	250 000	58	215 000
	9,2	36	257 000	42	219 000
	6,1	23	265 000	27	226 000
Zug	3,0	11	273 000	12	250 000
	0	—	—	—	—
	1,6	6	266 000	6	250 000
	3,1	13	240 000	14	221 000
	4,6	21	224 000	22	200 000
	6,2	31	200 000	32	194 000
	7,8	41	190 000	—	—
	Zeitweiliger Widerstand gegen Zug 1 kg pro 1 qcm		9,2	—	8,8

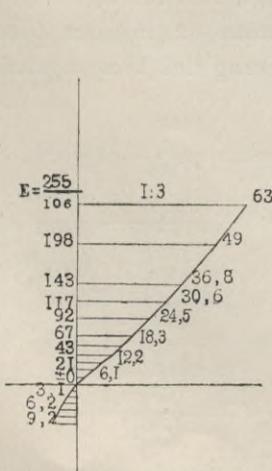


Abb. 15.

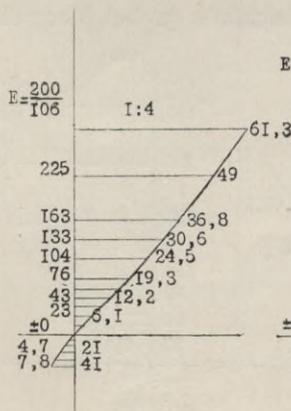


Abb. 16.

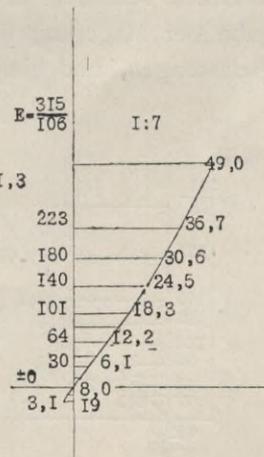


Abb. 17.

Tabelle 17.

Mischungsverhältnis des Mörtels: 1 : 7.

Belastung kg pro 1 qcm.	Wassergehalt 8 vH.		Wassergehalt 14 vH.	
	Deformation	<i>E</i>	Deformation	<i>E</i>
	$\frac{1}{1\ 000\ 000}$	kg pro 1 qcm.	$\frac{1}{1\ 000\ 000}$	kg pro 1 qcm.
Druck	61,3	415	148 000	—
	49,0	315	156 000	—
	36,7	223	165 000	—
	30,6	180	170 000	351
	24,5	140	175 000	262
	18,3	101	181 000	188
	15,3	83	185 000	153
	12,2	64	191 000	120
	9,1	46	199 000	88
	6,1	30	203 000	58
Zug	3,0	14	214 000	28
	0	—	—	—
	1,6	8	200 000	13
	3,1	19	163 000	31
	3,9	28	140 000	—
Zeitweiliger Widerstand gegen Zug 1 kg pro 1 qcm		4,4	—	8,8

Die angegebenen Zahlen zeigen, daß der Elastizitätskoeffizient gegen Zug in den Mörteln und Betons sich gleich dem Elastizitätskoeffizienten gegen Druck verändert und, im allgemeinen gesagt, sich verringert: 1. nach Maßgabe der Magerung der Mörtel und der Betons, 2. mit der Zunahme der Belastungen, und gleichfalls 3. bei Vergrößerung des Wassergehalts.

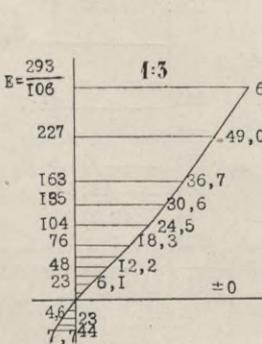


Abb. 18.

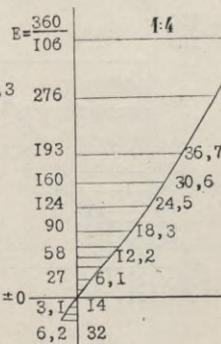


Abb. 19.

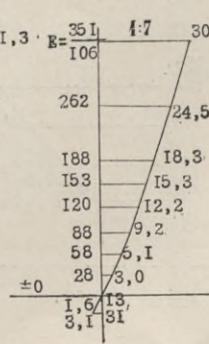


Abb. 20.

Die Resultate derselben Versuche sind in den Diagrammen, Abb. 15 bis 20, bildlich dargestellt. Prüfungen des Ingenieur Joly<sup>1)</sup> ergaben, daß bei Probekörpern aus reinem Zement der Elastizitätskoeffizient gegen Zug geringer ist, als bei fetten Mörteln und Betons. Der Prüfung unterlagen prismenförmige Proben von 1,04 m Länge bei einem Querschnitt von  $12 \times 16,7 = 200,4$  qcm; Frist 28 Tage. Die Resultate sind in der Tabelle 18 angeführt.

Tabelle 18.

Nr.	Mischungsverhältnis.	Elastizitätskoeffizient kg pro 1 qcm.	Zeitweiliger Widerstand gegen Zug kg pro 1 qcm.
1	Reiner Zement . . . . .	180 000	23,8
2	Mörtel: 600 kg Zement pro 1 cbm Sand	210 900	9,9
3	Beton: 500 kg Zement pro $\frac{1}{2}$ cbm Sand und $\frac{1}{2}$ cbm Kies . . . . .	213 400	9,5

Ergebnisse von der Oesterreichischen Kommission<sup>2)</sup> angestellter Prüfungen gegen Zug an Prismen von 25 cm Länge, bei einem Querschnitt  $9 \times 9$  cm, sind in der Tabelle 19 angegeben; Prüfungszeit 58 Wochen.

Tabelle 19.

Nr.	Mischungsverhältnis.	Elastizitätskoeffizient kg pro 1 qcm.	Zeitweiliger Widerstand gegen Zug kg pro 1 qcm.
1	Mörtel: 1 T. Zement, 3 T. Sand . . .	359 000	24,4
2	„ „ „ . . .	246 000	22,4
3	„ „ „ . . .	314 000	21,8
4	Beton: 1 T. Zem., 3 T. Sand, 5 T. Kies mit Steinschlag . . . . .	98 000	9,1
5	Beton: 1 T. Zem., 2 T. Sand, 3 T. Kies mit Steinschlag . . . . .	280 000	24,9
6	Beton: 1 T. Zem., 1 T. Sand, 1 T. Kies mit Steinschlag . . . . .	250 000	18,1

<sup>1)</sup> Le Cément 1899, S. 5.

<sup>2)</sup> Bericht des Gewölbe-Ausschusses, S. 41.

### 3. Festigkeit der Mörtel und Betons.

Die Festigkeit der Steinmaterialien wird mit ihrem Widerstand gegen Druck, Zug und Zerschneiden bestimmt. Die größte Zahl der vorhandenen Versuchsergebnisse bezieht sich auf Prüfungen von Zementmörtel auf Zug und von Betonproben auf Druck. Die Betonprüfungen auf Druck wurden bis jetzt an Probekörpern kleiner Dimensionen (von 7 bis 20 cm) vorgenommen; die Probekörper wurden unter verschiedenen Bedingungen bereitet. Infolgedessen erschienen die erhaltenen Resultate unvergleichlich und konnten keine praktische Bedeutung haben, denn zu kleinen Proben konnte man keinen groben Steinschlag, wie es in der Praxis der Fall ist, verwenden. Die Frage über die Normierung der Prüfungsbedingungen des Betons gegen Druck ist, wie oben angeführt, erst im Laufe der letzten drei Jahre in Deutschland gelöst. Als Größen der Probekörper von Würfelform sind angenommen: an der Seite 30 cm, die Dicke der gestampften Schichten 10 cm, Stampfarbeit für jede Schicht 324 kg/m bei Stampfgewicht von 12 kg und bei Fallen aus einer Höhe von 25 cm.

Die vorhandenen Ergebnisse der Betonprüfungen auf Druck und Zug geben die Möglichkeit, zu beschließen, daß die Druckfestigkeit der Betons 8- bis 12 mal größer ist als die Zugfestigkeit.

In der Frage über die Monolitität der Betons erscheint, wie oben erklärt, als die bedeutendste Bedingung, eine möglichst große Festigkeit der Betons bei geringstem Zementgehalt; deswegen muß man als vorteilhafteste annehmen die porösen Betons, bereitet aus fettem Mörtel. Als Beweis dieser theoretischen Auffassungen können folgende Versuchsergebnisse von Baker<sup>1)</sup> dienen.

Der Beton bestand aus Steinschlag, welcher in lockerem Zustande 43,3 vH. Hohlräume und durch Stampfung verdichtet 37,4 vH. aufwies; die Mörtelmenge betrug 33 vH. und 40 vH. vom Volumen des Steinschlags; das Mischungsverhältnis des Mörtels 1 : 2, 1 : 3 und 1 : 4.

In der Tabelle 20 sind die Größen der zeitweiligen Druckfestigkeit der Betonproben bei einjähriger Frist angeführt.

Tabelle 20.

Bestand des Betons.	Bestand des Mörtels.	Druckfestigkeit		
		kg pro 1 qcm.		
		1 : 2	1 : 3	1 : 4
1 T. Steinschlag, 33 vH. Mörtel		184	132	118
1 T. Steinschlag, 40 vH. Mörtel		197	133	118

<sup>1)</sup> American society of Civil Engineers, Bd. XLII, S. 133.

Diese Zahlen zeigen, daß die Festigkeit des Betons mit 33 vH. Mörtel  
 (1 : 2)  $\frac{184}{133} = 1,38$  mal größer ist, als die Festigkeit des Betons mit 40 vH.  
 Mörtel (1 : 3).

Im allgemeinen gesagt, können beste Betons, in bezug auf ihre Festigkeit und ihre Billigkeit, bereitet werden bei Einhalten folgender Bedingungen:

1. die Mischung der trägen Stoffe muß an und für sich eine möglichst dichte Masse, d. h. mit wenigsten Hohlräumen, vorstellen und
2. die gesamte Kornfläche der trägen Bestandteile muß eine geringste sein, was durch die betreffende Waschung des Steinschlags und des Kieses, wie auch durch eine Beseitigung des Ueberschusses der feinsten Sandteilchen befördert wird.

Bezüglich der Scherfestigkeit der Betons sind vergleichsweise wenig Versuchsergebnisse vorhanden. Die am meisten zu vergleichenden Ergebnisse hat Ingenieur Mörsch<sup>1)</sup> erhalten bei Prüfungen der Betonproben verschiedenen Gehalts bei Unterwerfung einer Biegung.

Die Ergebnisse dieser Versuche sind in der Tabelle 21 angeführt.

Tabelle 21.

Mischungsverhältnis . . .	1 : 3		1 : 4		1 : 7	
Wassergehalt . . . . .	8 vH.	14 vH.	8 vH.	14 vH.	8 vH.	14 vH.
Zeitweilige Widerstandsfähigkeit gegen Abblättern kg pro 1 qcm	36	30	31	28	26	19

Das Mischungsverhältnis der Proben, die Herstellungsbedingungen und Fristen (80—90 Tage) sind dieselben wie für Proben, bezüglich welcher in den Tabellen 15, 16 und 17 Ergebnisse angeführt sind.

Im allgemeinen gesagt, sind die Elastizität und die Festigkeit der Mörtel und Betons abhängig von den Eigenschaften und Verhältnissen der Bestandteile, von den Zeiträumen zwischen dem Herstellungs- und Prüfungsmoment. Deswegen kann in der Praxis die Frage betreffs der mechanischen Eigenschaften des Betons in jedem einzelnen Falle gelöst werden, nur vermittels mechanischer Prüfungen von Proben, welche unter Bedingungen, welche am nächsten zu denjenigen der Praxis stehen, hergestellt sind.

Die Bedingungen für die Massenherstellung und Verwendung des Betons zur Aufführung von Massivbauten sind bedeutend verschieden von den laboratorischen Herstellungsarten der Probekörper. Deswegen ist die Monolitität, welche so leicht in laboratorischen Probekörpern erhalten wird,

<sup>1)</sup> Beton u. Eisen 1902, V, S. 11.

in der Praxis in den meisten Fällen abwesend in jenen Betonbauten, bei Ausführung welcher, dem Anschein nach, alle Maßregeln zum Erzielen der erforderlichen Monolitität angewendet sind.

Als Ursachen dieser Erscheinung muß man annehmen: 1. die erfolglosen Arten der Betonaufschüttung, welche die erforderliche Monolitität der Betonbauten brechen, und 2. die den Grundeigenschaften des Betons nicht entsprechenden Konstruktionsbedingungen.

## VI. Einfluß der angewendeten Ausführungsarten des Betonlegens auf die Monolitität der Betonbauten.

Die Praxis zeigt, daß in vielen Fällen die ursprüngliche Monolitität der Betonbauten allmählich durch das Erscheinen von Vertikal- und Horizontalrissen gebrochen wird. Die Beseitigung der Vertikalrisse wird gewöhnlich



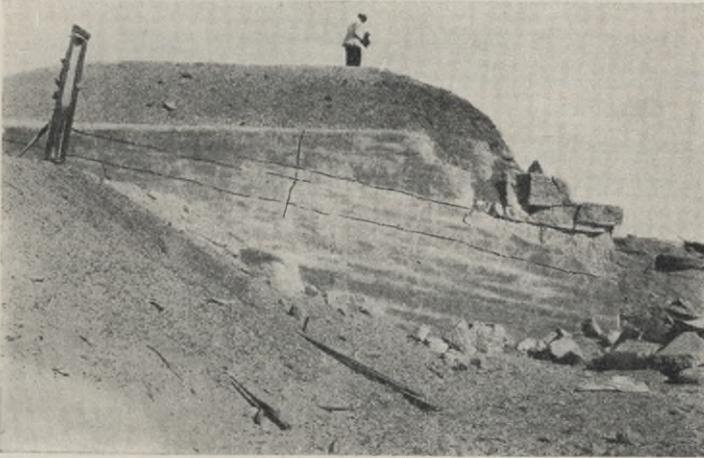
Zeichnung 1.

erzielt durch Einrichten von künstlichen Schnitten, welche die Grenzen der Monolitität der Betonbauten bezeichnen. Falls in Wirklichkeit auch nicht immer das Erscheinen von Horizontalrissen beobachtet wird, so zeigt sich bei der Monolitätsbrechung der Betonmasse jedenfalls ein Streben des Betons zum Abblättern.

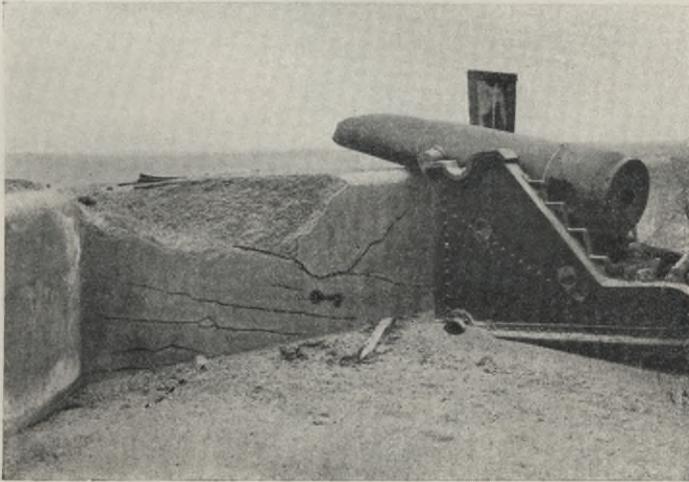
Die vorgenommenen Versuche einer Beschießung der Betonbauten zeigten, daß die, sogar bei einer Bedingung von ununterbrochener Arbeit, aufgeführten Betonmasse sich längs den Arbeitsschichten abblättern und abgespaltene und verschobene Stücke, oben und unten von parallelen, die

Arbeitsschichten betreffenden Flächen begrenzt, ergaben. Auf den beigelegten Zeichnungen 1, 2, 3 und 4 sind typische Fälle der Zerstörung von Betontraversen und Betonbrustwehrmauern, welche durch Beschießung einer der Batterien erhalten sind, dargestellt.

Die Zeichnung 1 stellt dar eine Zerstörung, welche in der Seitenwand



Zeichnung 2.



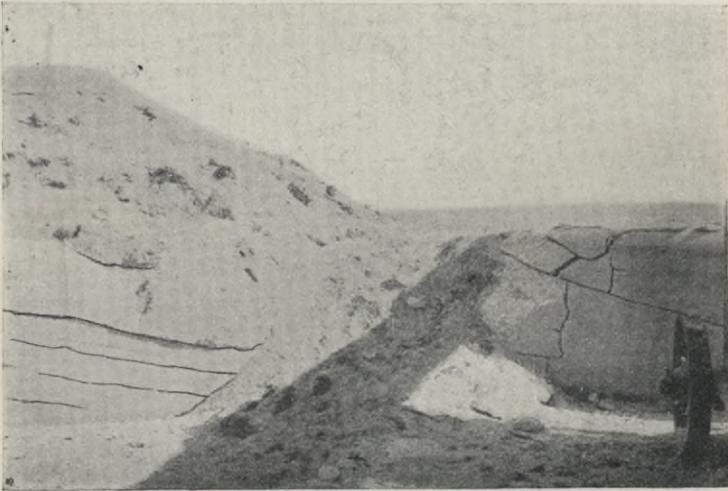
Zeichnung 3.

der von oben mit Erde umstreuten Betontraverse durch Treffen von zwei 6zölligen Geschossen hervorgerufen ist. Außer Spaltungen und Verschiebungen von Betonstücken wurden in der Richtung der gesenkten Arbeitsschichten Risse erhalten. Auf der Zeichnung 2 ist dargestellt die entgegengesetzte Seite derselben Traverse, welche den unmittelbaren

Schlägen nicht ausgesetzt war; die sichtbaren Senkrisse längs den Arbeitsschichten erschienen nur infolge einer Erschütterung durch die Schläge der Geschosse in die entgegengesetzte Wand der Traverse. Die Zeichnungen 3 und 4 stellen dar Zerstörungen, welche in Betonbrustwehrmauern erhalten wurden.

Der erste Beschießungsversuch im Jahre 1900 wurde nach Verlauf eines Monats nach der Aufführung der Batterie vorgenommen; die auf angeführten Zeichnungen dargestellten Zerstörungen zeigen aber Resultate der Beschießung derselben Batterie nach Verlauf von 1, 2 und 3 Jahren nach Aufführung derselben.

Die ersten Schläge und Erschütterungen der Geschosßwirkung auf den noch nicht erhärteten Beton konnten natürlich bis zu einem gewissen Grade



Zeichnung 4.

die nicht völlig erhärtete Aufmauerung beunruhigen, infolgedessen der Beton bei den nächsten Versuchen, welche nach 1, 2 und 3 Jahren vorgenommen wurden, nicht jenen Widerstand leisten konnte, welcher bei Normalbedingungen der Erhärtung in jährlichen Fristen sein konnte.

Jedenfalls drücken die angeführten Beschießungsergebnisse deutlich ein Streben des Betons zur Abblätterung längs den Arbeitsschichten aus.

Zu gleichem Beschluß führen die Ergebnisse des Beschießens der Betonbauten, bei anderen Bedingungen im Zeitraum von 1889 bis 1894 vorgenommen. Die Betonmassive wurden teilweise ununterbrochen aufgeführt, wobei alle Maßregeln getroffen wurden, um ein gleichartiges Monolith zu erhalten. Aber in allen Fällen wurde nach Treffen von einigen Geschossen (von 2—4) ein sichtbares Abblättern, Spaltungen von Betonstücken und Verschiebungen längs den horizontalen Arbeitsschichten beobachtet.

Dieses beweist, daß die angenommenen Arten der Aufführung von Betonbauten die Gleichartigkeit des Betons in mechanischer Hinsicht stören, das Eintreten eines geringsten Widerstandes längs den Berührungsflächen der Arbeitsschichten befördernd.

Die theoretische Erläuterung bringt zu folgenden Beschlüssen.

Alle jetzt angewendeten Ausführungsarten des Betonlegens werden zu einer Verdichtung vermittels Einstampfens der Betonschichten von bestimmter Dicke hingeführt. Versuche und die Praxis zeigen deutliche Beweise, daß die Qualitäten des Betons in bedeutendem Grade nicht nur von den Qualitäten und dem gegenseitigen Verhältnis der Bestandteile des Betons abhängen, sondern auch von: 1. der Stampfarbeit, eine Volumen- oder Gewichtseinheit des Betons betreffend, 2. der Dicke der Schichten, 3. dem Zeitraum zwischen zwei aufeinanderfolgenden Schichten und 4. dem Wassergehalt im Beton.

Der Einfluß der Stampfarbeit auf die Eigenschaften und Qualitäten der Mörtel und Betons ist auf laboratorischem Wege in den Artikeln von J. Maljuga: „Bestand und Herstellungsart des Zementmörtels und des Betons“<sup>30)</sup> erläutert, deswegen wird diese Frage in der weiteren Betrachtung nur von praktischer Seite und hauptsächlich in bezug auf den Einfluß des Stampfens auf die Monolitität der Betonbauten erklärt werden.

In der Praxis wird die Aufführung von Betonbauten in horizontalen Schichten oder in Schichten mit einer Neigung von  $\frac{1}{6}$  bis  $\frac{1}{10}$  gemacht, wobei zwischen den zwei aufeinanderfolgenden Schichten unbedingt eine gewisse Unterbrechung der Arbeit stattfindet.

Deswegen ist es natürlich, daß die Monolitität in ihrer Bedeutung einer Gleichartigkeit des Gemenges und Gleichheit der mechanischen Eigenschaften der ganzen Betonmasse nur bei folgenden Bedingungen zu erhalten ist: 1. bei einer gänzlichen Gleichartigkeit und Beständigkeit des Gemenges und der mechanischen Eigenschaften in der Masse einer jeden einzelnen Betonschicht und 2. bei Vorhandensein zwischen den Schichten eines Gebindes, völlig gleichartig mit jenem Gebinde der Bestandteile des Betons, welches die Monolitität einer jeden Schicht bestimmt.

### **Einfluß des Stampfens auf die Gleichartigkeit der einzelnen Schichten beim Betonlegen.**

Laboratorische Versuche von Gary<sup>31)</sup> zeigten, daß Proben von  $10 \times 10 \times 10$  ccm, durch einmalige Formenfüllung hergestellt, eine ungleiche Dichte in den oberen und unteren Teilen haben. So z. B. wurde bei

<sup>30)</sup> Ingen.-Journal 1895, Nr. 3, 4, 5 u. 9; 1897, Nr. 10.

<sup>31)</sup> Mitteilungen aus den Königl. Techn. Versuchsanstalten zu Berlin 1898, S. 54.

Proben aus reinem Zement und Mörtel mit Normalsand 1 : 3 folgende Dichte der oberen und unteren Hälften der Probe erhalten.

Tabelle 21. Dichte der Probekörper.

Nr. der Proben.	Reiner Zement.		Mörtel 1 : 3.	
	Oben.	Unten.	Oben.	Unten.
1.	2,077	1,815	2,094	2,063
2.	2,014	1,828	2,091	2,088
3.	2,004	1,943	2,078	2,066
4.	2,000	1,886	2,125	2,101
5.	2,002	1,841	2,125	2,069
6.	2,001	1,823	2,111	2,086
7.	2,046	1,834	2,141	2,109
8.	2,029	1,920	2,133	2,118
Durchschnittlich	2,022	1,861	2,112	2,087

Also bei vergleichweise geringen Dimensionen der Proben sind die oberen Hälften dichter als die unteren:

a) für Proben aus reinem Zement:

$$\frac{2,022 - 1,861}{1,861} \times 100 = 8,6 \text{ vH.};$$

b) für Proben aus Mörtel 1 : 3:

$$\frac{2,112 - 2,087}{2,087} \times 100 = 1,2 \text{ vH.}$$

In ersterem Falle wurde die Dichtung der Proben durch Schläge mit einem schweren Spatel, im zweiten mit einer Schlagmaschine hervorgebracht. Eine Verringerung der Dichtigkeit in der untern Hälfte zieht nach sich eine entsprechende Verringerung der mechanischen Eigenschaften; deswegen beginnt, auf Grund derselben Versuchsergebnisse von Gary, die Zerstörung bei der Prüfung auf Druck immer in jenem Teil, welcher bei der Probenfüllung nach unten gerichtet war, d. h. sich mit dem Boden der Form berührte. Ebenso zeigten auch Versuche von Considère,<sup>32)</sup> angestellt an Prismen von 60 cm Länge, 6 × 6 qcm Querdurchschnitt aus Mörtel (433 kg Zement pro 1 cbm guten Quarzsand), daß, bei aller Genauigkeit bei der Herstellung solcher Probekörper, der Elastizitätskoeffizient des oberen Teiles 60 vH. größer war, als der Elastizitätskoeffizient des unteren, den Boden der Form berührenden Teiles.

In der Praxis schwankt die Dicke der zu verdichtenden Betonschichten allgemein von 15 cm bis 25 cm; deswegen verteilt sich

<sup>32)</sup> W. Tjurin, „Die Bedeutung des Metalls bei Betonbauten“; Ing.-Journal 1900, Nr. 5, S. 805.

jeder Schlag der Stampfe (Abb. 21) auf einer gewissen Fläche  $cd$  des Schichtengrundes, wobei  $cd$  größer ist als die Fläche  $ab$ , welche unmittelbar den Stampfschlag empfängt. Infolgedessen wird der Druck auf die Einheit der Fläche  $cd$  kleiner sein, als der Druck, der auf die Flächeneinheit  $ab$  kommt.

Zulassend, daß die Grundfläche ein Quadrat bildet, dessen Seite  $= ab$ , so wird das Verhältnis zwischen der Fläche  $ab$ , welche dem unmittelbaren Druck der Stampfe ausgesetzt ist, und der Schichtgrundfläche  $cd$ , auf welche der Druck vom Schlage der Stampfe übertragen wird, sich durch  $\frac{ab^2}{cd^2}$  ausdrücken.

Annehmend, daß beim ersten Schlage der Stampfe der Winkel der

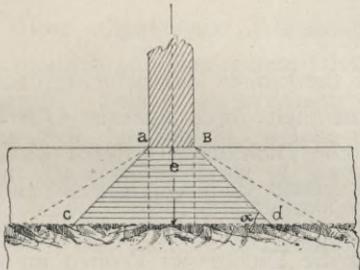


Abb. 21.

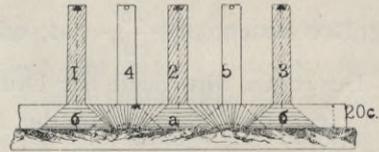


Abb. 22.  
Schnitt durch I.

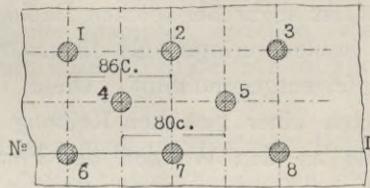


Abb. 23.

natürlichen schiefen Ebene in der trockenen Masse des Betons wird gleich sein  $\alpha$ , so ergibt sich bei einer Dicke der Schicht  $= e$ :

$$cd = ab + 2 \cdot e \cdot \cotg \alpha \quad \dots \quad (1)$$

Deshalb wird sich das vorhergehende Verhältnis ausdrücken:

$$\frac{ab^2}{cd^2} = \frac{ab^2}{(ab + 2 \cdot e \cdot \cotg \alpha)^2} \quad \dots \quad (2).$$

Wenn  $ab = 5$  Zoll, die Dicke der Schicht  $e = 5$  Zoll und der natürliche Winkel der schiefen Ebene  $\alpha = 45^\circ$ , so erhalten wir:

$$\frac{ab^2}{cd^2} = \frac{25}{(5 + 2 \cdot 5)^2} = \frac{1}{9}.$$

Folglich wird der Druck auf die Einheit der Fläche  $cd \frac{1}{9}$  des Druckes, welcher auf die Einheit der Fläche  $ab$  kommt, ausmachen. Nach Maßgabe der Verdichtung des Betons wird sich auch die Reibung seiner Teilchen vergrößern, deswegen wird sich die Sphäre der Verteilung des

Druckes der Stampfe erweitern, und folglich muß sich die Größe des Winkels  $\alpha$  verkleinern.

Aus der Gleichung (2) ist zu ersehen, daß mit Verkleinerung des Winkels  $\alpha$  sich auch der Druck, welcher auf die Flächeneinheit des Grundes der Schicht kommt, verringert. Die Dicke der Schicht  $e$  ist bestrebt nach einer gewissen endlichen Größe in Abhängigkeit von dem Grade der Betondichtung. Deswegen, allgemein gesagt, wird in der Gleichung (2) die Proportion  $\frac{ab^2}{cd^2}$  eine geringste Bedeutung erhalten bei  $\alpha = 0$ , was der Dichtungsbedingung der Schicht bis zu einem absoluten festen Körper, welcher die Fähigkeit besitzt, den Druck der Stampfe auf die ganze Grundfläche der Schicht von unendlicher Länge zu übertragen, entspricht.

Aus dieser Gleichung ist zu ersehen, daß bei  $\alpha = 90^\circ$  das Verhältnis die größte Bedeutung,  $\frac{ab^2}{cd^2} = 1$ , erhält.

Deswegen wird auch der Druck auf die Einheit der Schichtgrundfläche gleich sein dem Druck auf die Flächeneinheit ihrer äußeren Oberfläche. Einen gleichen Fall zeigt die laboratorische Dichtungsart der Probekörper durch Aufsatzbalken, dessen Grundfläche genau dem Querschnitt der Probe entspricht. Aber in Wirklichkeit, wie die Zahlen der Tabelle 21 zeigen, ist sogar bei solchen Bedingungen die Dichte der Proben im untern Teile immer geringer, als die Dichte an der Fläche, welche die Schläge der Stampfe entgegennimmt. Diese Erscheinung wird erklärt: 1. durch das Eintreten einer gewissen Reibung bei dem Gleiten des zu verdichtenden Mörtels an den Wänden der Form und 2. durch das Verschlingen einer gewissen lebendigen Kraft des Schlages der Stampfe durch den elastischen Widerstand der Probekörpermasse.

In der Praxis haben diese Bedingungen noch einen größeren Einfluß auf die Dichtigkeitsänderung der Arbeitsschichten. Nach Maßgabe der Dichtung der Schicht vergrößert sich die Reibung der Betonteilchen; deswegen wird bei Eintreiben der Betonmasse  $abcd$ , Abb. 21, welche durch Schläge der Stampfe verdichtet wird, die Reibungskraft an den Seitenflächen  $ac$  und  $bd$ , welche die Wirkungen der Stampfe begrenzen, sich vergrößern.

Infolgedessen zieht auch eine allmähliche Vergrößerung dieser Sphäre  $abcd$  nach sich eine Vergrößerung jener Betonmasse, welche einen elastischen Widerstand der Stampfkraft leisten wird.

Deswegen muß auch in jedem einzelnen Falle in Abhängigkeit von der Stampfarbeit, der Dicke der Schicht, des Betongewichts, der Art und des gegenseitigen Verhältnisses seiner Bestandteile eine Grenze für die nutzvollere Stampfarbeit bestehen, nachdem diese Arbeit teilweise von dem elastischen Widerstand der verdichteten Betonmasse verschlungen wird, teilweise für eine lokale Dichtung oder für das Zerschlagen des Steinschlags

an der Oberfläche der Schicht verausgabt wird, ohne aber eine weitere Dichtung des unteren Teiles der Schicht zu fördern.

Beim Stampfen der Schichten durch mehrere Arbeiter, die, wie in Abb. 22 und 23 gezeigt ist, aufgestellt sind, können die Stampfen 4 und 5 eine verhältnismäßig geringe nutzvolle Wirkung ausüben, da zwischen den zwei verdichteten Betonmassen (*a* und *b*) ein Verkeilen des Steinschlags entstehen wird, infolgedessen der Druck sich überhaupt nicht mehr auf die Grundfläche der Schicht zwischen den Massen (*a* und *b*), Abb. 22, übertragen kann.

Unter solchen Bedingungen werden die verkeilten Steinschlagstücke, welche in diesem Falle das Widerlager des Gewölbes bilden werden, die verdichteten Massen (*a* und *b*) auseinandertreiben, wodurch bei verstärktem Stampfen ein Ausbauchen der umgebenden Betonmasse entstehen kann.

Diese allgemeinen Auffassungen zeigen: 1. daß es in Wirklichkeit nicht möglich ist, eine ganze Gleichartigkeit der ganzen Betonmasse in der gestampften Schicht zu erzielen; 2. die größte Dichte des Betons muß am oberen Teil der Schicht, welche unmittelbar die Schläge der Stampfen aufnimmt, zu erhalten sein; 3. nach Maßgabe der Vertiefung in die Schicht muß sich die Dichte des Betons verringern; 4. je höher die Reibungskraft der festen Bestandteile des Betons ist, auf eine desto größere Grundfläche der Schicht wird sich die Schlagwirkung der Stampfen verteilen, was eine entsprechende Verringerung der Dichte im untern Teil der Schicht zur Folge haben wird.

Die Beweglichkeit der Bestandteile in rohem, unerhärtetem Beton wird bestimmt durch die Größen, Form und Zustand der Oberflächen der steinartigen Bestandteile des Betons und durch den Wassergehalt im Mörtel. In dieser Hinsicht verfügen Betons aus Kies mit bedeutendem Wassergehalt über eine größte Beweglichkeit der Teilchen; ebenso verdichten sich sogenannte „plastische“ Betons, d. h. solche, welche einen gewissen Ueberfluß an Wasser zeigen, bei einer geringeren Stampfarbeit und verfügen über eine mehr gleichartige Dichte als „trockene“ Betons, d. h. welche keinen Ueberfluß an Wasser haben.

So z. B. zeigten umfangreiche Prüfungen, die an normalen deutschen Probekörpern in den Jahren 1902 bis 1903<sup>33)</sup> angestellt wurden, daß Betons, welche 50 vH. mehr Wasser als „trockene“ Betons hatten, bei einer zweimal größeren Dicke der Schichten nur  $\frac{2}{3}$  jener Stampfarbeit, welche notwendig war, um für „trockene“ Betons dieselbe Dauerhaftigkeit zu erlangen, erforderten.

Andererseits befördert ein Ueberfluß an Wasser, außer der Vergrößerung der Porosität der Betons und der Verlangsamung des Abbindens und der

<sup>33)</sup> Bericht über die Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1903, S. 65.

Erhärtung, die Störung der Gleichartigkeit des Zementmörtels in der Dicke einer jeden zu stampfenden Schicht, wie in quantitativem, so auch in qualitativem Verhältnis.

Die lockere Betonmasse enthält eine bedeutende Luftmenge in den Hohlräumen der Bestandteile des Betons. Nach Maßgabe der Dichtung des Betons werden sich diese Zwischenräume in den festen Bestandteilen so weit verringern, daß ein Auspressen des Wassers beginnt, welches letzteres einen freien Ausgang durch die ganze Dicke der höher liegenden Betonmasse, welche somit die Bedeutung eines Filters hat, erhält. Das Wasser, welches an die Oberfläche der zu stampfenden Schicht tritt, wird enthalten: 1. in gewogenem Zustande die feinsten Zementteilchen und die feinsten Teilchen der fremden Körper des Sandes und Steinschlags (Schlamm und Ton), und 2. in der Lösung Bestandteile des Zements in Abhängigkeit von dem Grade ihrer Auflösbarkeit.

In dieser Hinsicht zeigten die Versuche Candlots,<sup>31)</sup> daß die Auflösbarkeit der Zementbestandteile im Wasser nicht gleich ist. Fünf Gramm verschiedener Zemente unterlagen einer Wirkung von 200 ccm Wasser im Laufe von 24 Stunden, nachdem 100 ccm Wasser durch frisches Wasser ersetzt wurden. Analysen der Zemente nach dem Wasserwechsel sind hier in der Tabelle 22 angeführt.

Tabelle 22.

Analysen. Zemente. Bestandteile.	Vor der Prüfung.			Nach der Prüfung.		
	A	B	Durchschnitt.	A	B	Durchschnitt.
Kieselerde . . . . .	22,25	22,10	22,17	22,10	22,60	22,35
Tonerde . . . . .	7,55	7,15	7,35	6,85	6,90	6,87
Eisenoxyd . . . . .	2,35	2,40	2,37	2,30	2,30	2,30
Kalk . . . . .	65,87	65,95	65,91	30,20	35,50	32,85
Magnesia . . . . .	0,78	0,85	0,81	0,80	0,80	0,80
Anhydrit von Schwefel- säure . . . . .	0,42	0,48	0,45	0,37	0,30	0,33
Verlust beim Durch- stechen und übrige Bestandteile . . . . .	0,78	0,93	0,93	37,38	31,60	34,49

Die Zahlen der 3. und 6. Kolonne der Tabelle zeigen, daß eine größte relative Auflösbarkeit im Wasser Kalk besitzt; nachdem folgen in fallenden Stufen: Tonerde, schwefelsaure Salze, Eisenoxyd, Magnesia und

<sup>31)</sup> Candlot, Ciments et Chaux Hydrauliques, S. 342.

endlich Kieselerde. Deswegen, im allgemeinen gesagt, muß der Mörtel, welcher auf die Oberfläche der zu stampfenden Betonschicht hervortritt, eine chemisch verschiedene Zusammensetzung haben, als der normale Zementmörtel.

Die weitere Betrachtung dieser Frage über den gemeinschaftlichen Einfluß des Stampfens und des Ueberflusses an Wasser führt zu folgenden Beschlüssen.

Der obere Teil der Betonschicht, welcher einem unmittelbaren Schlage der Stampfen ausgesetzt ist, verdichtet schneller, als die untenliegende Betonmasse; deswegen verstärkt sich auch in gleichem Maße die filtrierende Wirkung des oberen Teiles der Schicht. Infolgedessen verringert sich im herausgepreßten Ueberfluß des Wassers die Quantität der gewogenen festen Teilchen nach Maßgabe des Stampfens, und die Quantität der aufgelösten Bestandteile des Zements erscheint als überwiegend.

Im ersten Moment nach Beendigung des Stampfens der Schichten werden alle Zwischenräume in den festen Bestandteilen des Betons mit Wasser oder Luft gefüllt sein; deswegen erscheint ein großer Widerstand der Rückbewegung des ausgepreßten Wasserüberflusses ins Innere der Schicht. Aber anderseits verringert ein bedeutender Wassergehalt im Beton eine Reibung seiner festen Bestandteile; deswegen beginnt im verdichteten Beton, nach Beendigung des Stampfens, eine gewisse Versetzung der steinähnlichen Bestandteile, was eine Volumenvergrößerung (Aufreiben) des Betons hervorruft, welche letzteres ein Aufsaugen des ausgepreßten Wasserüberflusses in dem Beton zur Folge hat.

Die Praxis zeigt, daß alles Wasser, welches auf die Oberfläche der gestampften Schicht getreten ist, 5 bis 10 Minuten nach Beendigung des Stampfens verschwindet.

Bei so einer Rückbewegung des Wassers bildet die obere, mehr verdichtete Schicht zum zweiten Male einen Filter; deswegen setzen sich alle aufgelösten Teilchen, die mit dem Wasser ausgeführt worden sind, an der Oberfläche der Schicht in Form einer dünnen Haut, welche ein mehr vollkommenes Filtrieren des aufzusaugenden Wassers fördert.

In diesem Falle unterliegt der Zement, welcher eine äußere Haut bildet, einer neuen Waschung und einer Auslaugung.

Bei Rückbewegung des ausgedrückten Wassers werden die in demselben aufgelösten Bestandteile des Zements eine wirksame Beteiligung am begonnenen Erhärtungsprozeß haben. Deswegen wird sich die Menge der im Wasser aufgelösten Bestandteile des Zements, nach Maßgabe eines Eindringens des ausgepreßten Wasserüberflusses in das Innere der Betonschicht, verringern. In dieser Hinsicht sind folgende Versuche Fêrets<sup>35)</sup> interessant. Nach einem Durchschütteln des Zements mit vierfacher (nach Gewicht)

<sup>35)</sup> Durand-Clay et Fêret, *Chimie appliquée*, S. 329.

Wasserquantität in geschlossenen Flacons wurden Analysen des Wassers angestellt, welche ergaben, daß nach Verlauf von nicht mehr als einer halben Stunde die ganze Tonerde aus dem Mörtel verschwand, nachdem folgten die schwefelsauren Salze; aber Kalk und Alkalien blieben länger im Mörtel als alle übrigen Bestandteile des Zements.

Also beim Stampfen von Betons, in welchen Überfluß an Wasser vorhanden ist, sind alle Bedingungen zum Erhalten einer ungleichmäßigen Verteilung des Mörtels in jeder Arbeitsschicht und zur Störung der Gleichartigkeit des Zementmörtels vorhanden.

So z. B. wird (Abb. 24) die Oberfläche einer jeden gestampften Schicht mit einer Kruste bedeckt sein (a), welche aus den feinen, mit dem Ueberfluß herausgebrachten Teilchen, d. h. Tonerde, Schlamm (wenn solche im Sand oder Steinschlag vorhanden waren) und Zement, bei Rückbewegung des Wassers der Auslaugung unterlegen, besteht.

Der folgende obere, meist dichte Teil (I) der Betonschicht war der größten Wirkung des ganzen ausgepreßten Wassers ausgesetzt und nachdem,

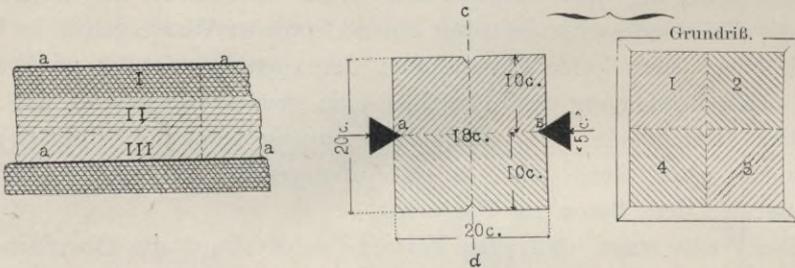


Abb. 24.

Abb. 25.

Abb. 26.

bei der Rückbewegung, einer zweiten Wirkung desselben Wassers, welches im Mörtel alle aufgelösten Bestandteile des Zements enthält.

Also nach Maßgabe des Aufsaugens des ausgedrückten Wassers erscheint eine Wiederherstellung des früheren Zementgemenges in dem oberen Teil der Schicht für möglich, aber bei weiterem Eindringen in das Innere der Schicht verändert sich das gegenseitige Verhältnis der aufgelösten Stoffe sehr stark: Tonerde und nachdem die schwefelsauren Salze schwinden aus dem Mörtel, und es bleiben in demselben nur Kalk und Alkalien.

Im unteren Teil der Schicht (III), welche einer auslaugenden Wirkung des Wasserüberflusses nicht unterlag, bleibt das Zementgemenge normal.

Hieraus folgt, daß bei aufeinanderfolgenden Schichtungen des Betons sich zwischen den angrenzenden Schichten Zwischenschichten, welche aus ausgelaugtem Zement, Tonerde und anderen feinen Teilchen bestehen, bilden werden. Alle Unebenheiten der steinähnlichen Bestandteile des Betons in den gestampften Oberflächen einer jeden Schicht ausfüllend, verringern

diese Zwischenschichten die Berührungsflächen der angrenzenden Schichten und verringern gleichfalls das Gebinde der Arbeitsschichten.

Zur Bestimmung der chemischen Bestandteile des Mörtels, welcher an die Oberfläche der Arbeitsschichten beim Betonstampfen heraustritt, wurden Proben von einem Bau in Kronstadt genommen. Das Sammeln von Proben wurde vermittels eines flachen Schwammes, welcher das ganze an die Oberfläche der gestampften Schichten hervorgetretene Wasser aufsaugte, veranstaltet. Die Zahlen einer jeden Kolonne der Tabelle 23 beziehen sich auf eine Mischung aus 10 Proben, welche von ein und derselben Arbeitsschicht genommen wurden.<sup>36)</sup>

Die Proben 1, 2 und 3 sind von Beton folgenden Gehalts:

1 T. Zement, 3 T. Sand und 7 T. granitartiger Steinschlag; in den Proben 4 und 5 bestand der Beton aus 1 T. Zement, 2 T. Sand und 4 T. gleichartigem Steinschlag.

Die chemische Zusammensetzung des Zements war folgende:

Flüchtige Stoffe . . . . .	3,92	
Kieselerde . . . . .	19,33	
Tonerde . . . . .	6,45	} 9,30
Eisenoxyd . . . . .	2,85	
Kalk . . . . .	62,07	
Magnesia . . . . .	3,—	
Anhydrit von Schwefelsäure . . . .	0,97	
Alkalien . . . . .	1,41.	

Sand wurde verwendet: feinkörnig, Meersand, Feldspatsand. Bei Klärung durch den Apparat von Schöne wurde der Tongehalt (bei einer Schnelligkeit 0,18 mm in der Sekunde) bestimmt mit 0,34 vH. bis 0,21 vH. Nach dem Aufkochen im Laufe von 1 Stunde mit 10prozentiger Salzsäurelösung und nachdem im Laufe von 15 Minuten mit einer 15prozentigen Sodalösung wurden die Sandproben ausgewaschen und gebrannt; dabei ergab sich ein Gewichtsverlust im Sande von 1,09 vH. bis 1,11 vH. Der granitartige Steinschlag war durch Maschinen in Stücke von 2,5 Zoll (höchste Dimension) verkleinert. Das Waschen wurde in besonderen Wagonetten sorgfältig vorgenommen. Die Dicke der Arbeitsschichten nach dem Stampfen war 5 Zoll; die Stampfarbeit, bei einem Durchschnittsgewicht der Stampfer von 25 Pfund, bestimmte sich mit etwa 20 Pud-Fuß pro 1 Pud Beton (27000 Pud-Fuß pro 1 q-Faden). Die Wassermenge wurde während der Arbeit in Abhängigkeit von der Feuchtigkeit des Sandes und dem Witterungszustand so viel verändert, damit bei angeführter Stampfarbeit die Oberfläche der Schicht sich mit der austretenden „Milch“ bedecke. Die Analysen der Proben sind in der Tabelle 23 angeführt.

<sup>36)</sup> Analysen der Proben sind von Prof. A. Baikow angestellt.

Tabelle 23.

Bestand des Betons . . . . .	1 : 3 : 7			1 : 2 : 4	
	1	2	3	4	5
Nr. der Proben . . . . .					
Gewicht der getrockn. Probe g	28	100	65	85	82
Bestand.					
Flüchtige Stoffe . . . . .	16,58	8,90	10,62	12,77	14,82
Kieselerde, lösbar . . . . .	2,96	2,45	2,38	4,01	4,20
Tonerde und Eisenoxyd . . . . .	7,67	6,58	8,61	12,09	11,94
Kalk . . . . .	24,30	24,42	28,54	38,10	38,08
Magnesia . . . . .	1,34	1,41	1,35	1,85	1,93
Anhydrit von Schwefelsäure . . . . .	1,47	0,70	0,75	0,76	1,34
Alkalien (nach Verschiedenen) . . . . .	0,83	0,72	1,07	1,03	0,92
Sand . . . . .	44,85	54,82	46,68	29,39	26,77

Wenn man den Sand, dessen Quantität in Abhängigkeit von der Saugkraft des Schwammes, der Korngröße des Sandes usw. in den Proben eine ganz zufällige war, ausschließt, so wird sich das gegenseitige Verhältnis der aktiven Teile in der „Milch“ wie in der folgenden Tabelle 24 ausdrücken.

Tabelle 24.

Bestand des Betons . . . . .	1 : 3 : 7			1 : 2 : 4		Durchschnitt d. 5 Proben	Bestand des Zements
	1	2	3	4	5		
Nr. der Proben . . . . .							
Gewicht der getrockn. Probe	15,44	45,18	34,66	60,2	60,6		
Flüchtige Stoffe . . . . .	30,06	19,70	19,90	18,08	20,23	21,59	3,92
Kieselerde, lösbar . . . . .	5,37	5,42	4,46	5,68	5,74	5,33	19,33
Tonerde und Eisenoxyd . . . . .	13,91	14,56	16,14	17,12	16,30	15,61	9,30
Kalk . . . . .	44,06	54,05	53,53	53,96	52,00	51,52	62,07
Magnesia . . . . .	2,43	3,12	2,53	2,62	2,64	2,67	3,00
Anhydrit von Schwefelsäure . . . . .	2,67	1,55	1,41	1,07	1,82	1,70	0,97
Alkalien . . . . .	1,50	1,60	2,03	1,47	1,26	1,57	1,41

Aus den zwei letzten Kolonnen der Tabelle 24 ersieht sich, daß der Bestand der „Milch“ bedeutend verschieden vom Bestand des verwendeten Zements ist. Eine größte Veränderung stellt das gegenseitige Verhältnis von dem Kieselerde- und Tonerdegehalt mit Eisen.

Im allgemeinen schwankt das Verhältnis der Quantitäten der Kieselerde und Tonerde in Portland-Zementen in sehr schmalen Grenzen. So z. B. nach den Ergebnissen von Michaelis<sup>37)</sup> verändern sich die zugelassenen

<sup>37)</sup> Sutcliffe, Concrete, its nature and uses, S. 50.

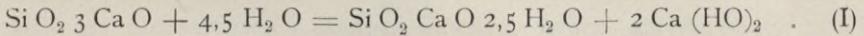
Schwankungen des Gehalts an Kieselerde von 19 vH. bis 25 vH. (durchschnittlich 22 vH.) und für Tonerde von 4 vH. bis 9 vH. (durchschnittlich 6,5 vH.). Laut den Ergebnissen der Analysen von Candlot<sup>38)</sup>, angestellt an 45 Zementen aus verschiedenen Gegenden, werden die äußersten Grenzen bestimmt:

		Durchschnitt
für Kieselerde . . . . .	von 20,30 vH. bis 26,10 vH.	23,20 vH.
„ Tonerde . . . . .	„ 5,20 „ „ 10,60 „	7,90 „
„ Eisenoxyd . . . . .	„ 2,10 „ „ 5,30 „	3,30 „
„ Kalk . . . . .	„ 58,10 „ „ 67,31 „	62,71 „
„ Magnesia . . . . .	„ 0,33 „ „ 2,30 „	1,33 „
„ Anhydrit von Schwefelsäure	„ 0,26 „ „ 1,78 „	1,02 „
„ Alkalien . . . . .	„ 0,00 „ „ 0,62 „	0,31 „

Abschweifungen vom Normalbestand verändern die Eigenschaften des Zements.

In dieser Hinsicht erscheinen nach Versuchen von Le Chatelier<sup>39)</sup> als Hauptbestandteile des Portland-Zements:

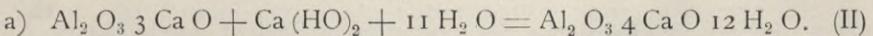
1. 3fach Calciumsilikat  $\text{SiO}_2 \ 3 \ \text{CaO}$ , welches bei gegenseitiger Wirkung mit dem Wasser nach der Formel:



das Erhärten des Zements bedingt, und

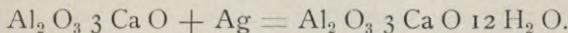
2. 3fach Calciumalluminat  $\text{Al}_2\text{O}_3 \ 3 \ \text{CaO}$ , welches die Schnelligkeit des Abbindens des Zements bestimmt.

Bei Anmachen des Zements mit Wasser kann 3fach Calciumalluminat in eine der folgenden Verbindungen treten:

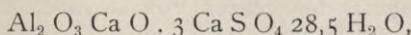


Diese Reaktion (II) beschleunigt die Reaktion (I), das Calciumhydroxyd verschlingend, welches bei einer Grundreaktion des Zerfallens des 3fach Calciumsilikats abgeteilt wird. Also je mehr im Zement Tonerde vorhanden, desto schneller geht das Abbinden und die Erhärtung vor.

b) Nach der Meinung Le Chateliers hydratisiert sich das 3fach Calciumsilikat unmittelbar bei einer Berührung mit Wasser, ebenso wie Gips:



c) Nach Versuchen von Candlot, Michaelis und Devalle<sup>40)</sup> ist eine Verbindung  $\text{Al}_2\text{O}_3$  mit  $\text{CaSO}_4$  möglich:



welches sich mit einer sehr bedeutenden Volumenvergrößerung kristallisiert,

<sup>38)</sup> Candlot, Ciments et chaux hydrauliques, S. 94 und 95.

<sup>39)</sup> Durand-Clay et Fèret, Chimie appliquée, S. 338.

<sup>40)</sup> A. R. Schuljatschenko: „Der Einfluß des Meerwassers auf Zemente“; Cement 1902, Seite 20.

wodurch in der erhärtenden Masse schädliche Anstrengungen und sogar Risse eintreten können. Auf Grund dieses schlägt Le Chatelier vor, bei Meeresbauten Zemente mit mehr als 4 vH. Tonerdegehalt nicht zu verwenden.

Bezüglich des Einflusses auf die Schnelligkeit des Abbindens und Erhärtens meint Candlot, daß Zemente mit einem Tonerdegehalt von 4 vH. bis 12 vH. als schnellbindende gelten, und das Abbinden ist desto schneller, je höher der Tonerdegehalt.

Nach Erforschungen Geyers<sup>41)</sup> wird die Schnelligkeit des Abbindens der Zemente durch die Proportion  $\frac{\text{Si O}_2}{\text{Al}_2 \text{ O}_3 + \text{Fe}_3 \text{ O}_3} = n$  bestimmt.

Falls  $n$  in den Grenzen von 3 bis 2,5 steht, so bindet der Zement langsam ab; bei  $n = 2,3$  dauert das Abbinden 20 Minuten, bei  $n = 2,15$  15 Minuten, und falls  $n = 1,7$  bis 1,5, so beginnt das Abbinden momentan.

Auf die Resultate der Analysen von „Milch“proben (Tabelle 24) und Zementen nach Erläutertem zurückkommend, ersehen wir, daß im Zement das Verhältnis zwischen dem Kieselerdegehalt und der Summe der Gewichtsquantitäten von Tonerde und Eisen

$$n = \frac{19,33}{9,30} = 2,08$$

ist; aber in „Milch“proben:

$$n_1 = \frac{5,33}{15,61} = 0,34.$$

Das Verhältnis

$$\frac{n}{n_1} = \frac{2,08}{0,34} = 6,12,$$

d. h., im an die Oberfläche der gestampften Schicht durchgetretenen Mörtel ist der Tonerde- und Eisengehalt 6,12mal größer als in normalen Zementen.

Deswegen kann man beschließen, daß auch die hydraulischen Eigenschaften des durchgetretenen Mörtels sich stark unterscheiden müssen von den Eigenschaften des ursprünglichen, sich unter normalen Bedingungen befundenen Mörtels. Ein bedeutender Ueberfluß von Tonerde muß das Abbinden und Erhärten der „Milch“ beschleunigen.

Außerdem zeigt die vorletzte Kolonne der Tabelle 24, daß im durchgetretenen Mörtel die Menge der Schwefelsäuresalze 1,75mal größer ist als in normalem Mörtel; deswegen sind günstigere Ergebnisse zu einer Bildung des oben angeführten Salzes von Devalle, welches sich mit einer bedeutenden Volumenvergrößerung kristallisiert, vorhanden.

Diese Auffassungen werden teils durch Versuche, von Ferêt<sup>42)</sup> zur Bestimmung der Auflösbarkeit im Wasser der Bestandteile des Zements an-

<sup>41)</sup> N. Ljamin; Zement 1901, S. 15.

<sup>42)</sup> Durand-Clay et Ferêt; Chimie appliquée, S. 329.

gestellt, bestätigt. Dazu wurde pulverförmiger Portland-Zement mit 4facher Gewichtsquantität Wasser in verschlossenen Gläschen durchgeschüttelt und der Inhalt der Gläschen in verschiedenen Zeiträumen filtriert. Analysen der filtrierten Flüssigkeiten ergaben, daß zuerst sich Alkalien und Kalk auflösten, nachdem Schwefelsäureverbindungen und Tonerde.

Nach nicht mehr als einer halben Stunde schwand die Tonerde aus dem Mörtel; in gleicher Zeit vermehrte sich die in auflösbaren Verbindungen existierende Quantität der Schwefelsäure nach Maßgabe der Verfügung des Zements über eine Abbindungsraschheit, aber nachdem verschwanden aus dem Mörtel die Schwefelsäureverbindungen, so daß zum Ende des Versuchs das Wasser nur Kalk und freie Alkalien enthielt.

Nach der Meinung Le Chateliers<sup>43)</sup> erscheint überhaupt der ganze Erhärtungsprozeß hydraulischer Bindestoffe als eine Folge einer Kristallisation ihrer Hydratbestandteile, welche einen Zustand der Auflösbarkeit rasch überschreiten. Aber die Festigkeit einer solchen kristallisierten Masse kann sich in Abhängigkeit von der Form, den Größen und der Verbindungsart der sich bildenden Kristalle in bedeutenden Grenzen verändern; je größer die Berührungsfläche der Kristalle, je fester ihre gegenseitige Haftkraft, desto bedeutender ist der Widerstand der erhärtenden Masse. Alle Kristalle, welche sich aus übersättigten Lösungen abteilen, haben ein Aussehen von verlängerten Platten oder von geflochtenen langen Fasern; diese Eigentümlichkeit zeigt sich desto stärker, je übersättigter die Lösung ist. Aber andererseits kann sich die die Festigkeit der erhärtenden Masse bestimmende Kristallverlängerung entsprechend dem Sättigungsgrade der Lösung, welcher von verschiedenen Bedingungen, der Feinheit einer Zerteilung des wasserfreien Salzes, der Anzahl der Kristallisationszentren usw., abhängig ist, in bedeutenden Grenzen verändern. Die Erscheinung, daß die hydraulischen, nach ihrer Beschaffenheit einander sehr nahen Bindestoffe bei ihrer Verwendung in der Praxis und bei mechanischen Prüfungen solch verschiedene Resultate ergeben, wird mit diesen Bedingungen erklärt.

Auf Grundlage alles in diesem Artikel Betrachteten kann man beschließen, daß die Abbindungs- und Erhärtungsprozesse der gestampften Betonschicht, welche einen Ueberfluß an Wasser enthält, sogar in ein und derselben Schicht in verschiedenen Punkten nicht egal sein können.

Wie oben erklärt ist, werden sich beim Stampfen des Betons mit einem Wasserüberfluß folgende Abweichungen von den Normalbedingungen erhalten:

1. Der geringsten, durch das ausgepreßte Wasser hervorgebrachten Auslaugung ist der Zement im untersten Teil der Stampfschicht ausgesetzt, Abb. 24 (III), und der größten im oberen Teil (I) der Schicht. Deswegen wird sich auch die Veränderung des normalen Zementgehalts nach

<sup>43)</sup> Annales des Mines, Oct. 1893.

Maßgabe einer Annäherung zur Oberfläche der Schicht erhöhen. Diese Veränderung wird sich hauptsächlich durch eine Vermehrung der relativen Quantität von Tonerde und durch eine Verringerung des Kieselerdegehalts ausdrücken.

2. An der Oberfläche der Arbeitsschicht erscheint eine größte Ablagerung aller feinen Bestandteile des Zements, des Tones, des Schlammes, welche mit dem Wasser in aufgewogenem Zustande an die Oberfläche getragen wurden.

3. Bei der Rückbewegung des nach außen gepreßten Mörtels, welcher einen Ueberfluß an Tonerde enthält, muß eine so rasche Abbindung und Erhärtung eintreten, daß der ausgepreßte Mörtel sich nur im oberen Teil der Schicht zu verteilen vermag, eine entsprechende Verschnellerung im Abbinden und Erhärten des oberen Teils der Arbeitsschicht hervorrufend.

Deswegen wird das Betongemenge im unteren Teil der Schicht (III), Abb. 24, sich wenig vom normalen Betongemenge unterscheiden. Im mittleren Teil (II) der Schicht wird das Zementgemenge auf die Seite des Vorherrschens von Kieselerde über Tonerde gebrochen werden, wobei die relative Kieselerdequantität größer sein wird, als in normalem Zement, aber die Tonerdequantität geringer; im oberen Teil der Schicht umgekehrt: die relative Tonerdequantität größer, als in normalem Zement, und die Kieselerdequantität geringer.

Endlich wird die Oberfläche der gestampften Arbeitsschicht mit einer sogenannten „Kruste“ bedeckt sein, welche aus einer Mischung von Zement und feinen trägen Bestandteilen (Ton und Schlamm) besteht.

Auf diese Weise wird in jeder Arbeitsschicht der obere Teil die vorherrschende Quantität eines Mörtels welcher sich vom normalen, im unteren Teil einer jeden Schicht sich befindenden Zementmörtel unterscheidet, enthalten. Deswegen wird der schroffste Uebergang in bezug auf die Quantität, so auch auf die Qualität des Mörtels an den Berührungspunkten zweier angrenzenden Schichten des Betonmassivs erscheinen.

Ein bedeutender Unterschied im chemischen Gehalt der Mörtel an den sich berührenden Teilen zweier angrenzenden Betonschichten zieht nach sich einen ebenso schroffen Unterschied im Charakter und im Verlauf der Abbindungs- und Erhärtungsprozesse, was seinerseits ein Erscheinen innerer Anstrengungen in zwei angrenzenden Arbeitsschichten hervorrufen muß.

### **Einfluß des Stampfens auf das Gebinde zweier Arbeitsschichten.**

Das Gebinde zweier Arbeitsschichten ist von der Bindekraft des Mörtels, welcher die Berührungsflächen benetzt, und von der Größe dieser Flächen abhängig.

Bei einer die Abbindungsfrist des Zements nicht überschreitenden Unterbrechung im Aufschütten einer jeden Schicht wird das Gebinde zweier

angrenzenden Schichten durch die Bindekraft des Mörtels, welcher eine Mischung aus an die Oberfläche der gestampften Schicht durchgetretenem Mörtel und einem normalen Mörtel aus der neugelegten Betonschicht bildet, bestimmt.

Je weniger „Milch“ an die Oberfläche der gestampften Arbeitsschicht hervorkommt, desto mehr wird sich diese aus dem Mörtel von der neuen Schicht und der „Milch“ bestehende Mischung dem Normalgemenge annähern.

Anderseits wurde am Anfang dieses Artikels erklärt, daß beim Stampfen eine größte Dichte des Betons an der oberen Fläche der Schicht und eine geringste an der unteren Fläche erzielt wird. Einem unmittelbaren Schläge der Stampfen ausgesetzt, verkeilen sich die oberen Steinschlagstücke und bilden zum Schluß der Stampfarbeit eine glatte Fläche, deren alle Unebenen mit kleinen Bestandteilen dicht angefüllt sind.

Deswegen können sich bei einiger beständiger Stampfarbeit die unteren Steinschlagstücke einer jeden folgenden Schicht nicht einkerben in die Steinschlagstücke, welche sich an der Oberfläche der untenliegenden Schicht befinden. Infolgedessen können die Steinschlagstücke zweier sich berührenden Arbeitsschichten nicht jenen Verband bilden, welcher zwischen den Steinschlagstücken einer jeden einzelnen Schicht existiert.

An Betonprobekörpern angestellte mechanische Prüfungen zeigen, daß bei starken steinernen Betonbestandteilen, z. B. Granitsteinschlag oder Kies, man an den Berührungsflächen des Steinschlags mit dem Mörtel immer einen unebenen Bruch erhält. Je vollkommener der Verband im Steinschlag ist, desto größer ist jene Bruchfläche, längs welcher eine Abteufung des Steinschlags vom Mörtel, ohne Sprengen des Steinschlags selbst, entstehen kann. Das Fehlen eines jeglichen Verbandes zwischen dem Steinschlag zweier angrenzenden Arbeitsschichten zeigt eine geringste Fläche seiner Berührung an.

Auf diese Weise sind bei angenommenen Betonaufführungsarten, mit einer sorgfältigen Ausgleichung der Oberfläche der Arbeitsschichten, alle Bedingungen zum Erhalten eines geringsten Verbandes zwischen den Arbeitsschichten vorhanden. Deswegen erscheint im Betonmassiv ein geringster Widerstand längs den Arbeitsschichten als ganz natürlich.

Wie oben erklärt, kann ein zu starkes Stampfen bei einem Wasserüberfluß in zwei angrenzenden Schichten ein Erscheinen von inneren Spannungen hervorrufen, was eine Folge einer Störung des chemischen Zementgemenges und seiner Verteilung in der Schichtmasse ist. Diese inneren Spannungen summieren sich mit den Spannungen, welche infolge von einer Volumenänderung der Betonbestandteile beim Erhärten eintreten. Solch ein verborgener Zustand der Betonmassive muß die Festigkeit der Massive gegen die Wirkung äußerer Kräfte bedeutend verringern. Nur mit diesen Erklärungen kann man jene Abblätterung des Betons längs den Arbeits-

schichten, welche bei Erschütterungen und Schlägen in Betonbauten zu beobachten sind, bestimmen.

Zur Erläuterung der Frage über den Einfluß der angewendeten Betonlegungsarten auf die Monolitität des Betons sind im Jahre 1903 Prüfungen an würfelförmigen Betonprobekörpern ( $20 \times 20 \times 20$  ccm) vorgenommen.

Das Betongemenge (nach Gewicht) war für alle Probekörper: 1 T. Zement, 2,5 T. Sand und 5 T. Granitsteinschlag. Zement- und Betonanalysen sind oben angeführt. Der Steinschlag bestand aus einer Mischung: 2 Teile aus Körnern von 1 bis  $\frac{3}{4}$  Zoll und 1 Teil bei einer Korngröße von  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{8}$  Zoll.

Die Probekörper wurden in 2 Schichten mit einer Höhe von je 10 cm, Abb. 25 und 26, gestampft.

Zur Dichtung des Betons wurde eine Stampfe, 12 kg wiegend, beim Fallen aus einer Höhe von 25 cm gebraucht. Die Arbeitsfläche der Stampfe war  $12 \times 12 = 144$  qcm. Das Stampfen aller Probekörper wurde durch ein und denselben Arbeiter folgendermaßen ausgeführt: Es wurden je zwei aufeinanderfolgende Schläge auf die Flächen 1, 2, 3 und 4, Abb. 26, gemacht, und solche ganze Wendungen waren für jede Schicht je 3, was zusammen je 6 Schläge für jede Fläche oder  $6 \times 4 = 24$  Schläge für eine Schicht ausmacht. Also war die Stampfarbeit für jede Schicht gleich:  $12 \times 0,25 \times 24 = 72$  kg.

Diese Stampfarbeit entspricht der durchschnittlichen Stampfarbeit, welche gewöhnlich in der Praxis bei Ausführung von Massivbauten angewendet wird, und beträgt die Hälfte der Stampfarbeit, welche in Deutschland bei Normalprüfungen von Betonprobekörpern angenommen ist.<sup>44)</sup>

Nach dem Wassergehalt wurden die Probekörper in zwei Gruppen geteilt. In der ersten Gruppe war der Wassergehalt 6,3 vH. des Gewichts aller trockenen Bestandteile des Betons, und wurde derselbe auf einem Prüfungswege nur durch die an der Oberfläche der verdichteten Schicht sich zeigende Feuchtigkeitsspur bestimmt; also kann in dieser Hinsicht der Beton der ersten Probekörpergruppe als „trocken“ bezeichnet werden. In der zweiten Gruppe von Probekörpern mit 7,5 vH. Wassergehalt trat der Mörtel an die Oberfläche der gestampften Schicht durch, und dieser Beton kann zu sogenannten „plastischen“ Betons gerechnet werden. Im Laufe der ersten vier Wochen nach der Herstellung wurden die Probekörper in Kasmatten mit feuchter Luft und einer Temperatur von  $1^{\circ}$  bis  $13^{\circ}$  aufbewahrt und nachdem bis zur Prüfung bei einer Zimmertemperatur.

Die Prüfungen der Probekörper wurden zur Aufklärung des Einflusses folgender Bedingungen auf ihre Monolitität vorgenommen: 1. des Wassergehalts bei Verwendung von „trockenen“ und „plastischen“ Betons, 2. der Unterbrechungsdauer in den aufeinanderfolgenden Aufschichtungen und

<sup>44)</sup> Bericht über die V. Haupt-Versammlung des Deutschen Beton-Vereins 1902, S. 49.

3. des Einflusses des Zustandes der Berührungsflächen zweier angrenzenden Arbeitsschichten.

Dazu wurden in jeder Gruppe bei folgenden Bedingungen je 6 Probekörper hergestellt: 1. Das Stampfen der oberen Schicht wurde in Zwischenräumen von 2 Stunden, 1 Tage und 5 Tagen, ohne jegliche Flächenveränderung der gestampften unteren Arbeitsschicht, ausgeübt, und 2. ohne Unterbrechung mit einer Auflockerung der Oberfläche der gestampften unteren Schicht.

Die Prüfungen wurden im Mechanischen Laboratorium des Instituts der Wegebauingenieure angestellt und bestanden in folgendem:

1. in der Bestimmung der Scherfestigkeit von Probekörpern längs den Berührungsflächen der Arbeitsschichten, Abb. 25, und in perpendikulärer Richtung zu diesen Flächen (*de*);

2. in der Bestimmung der Festigkeit gegen Zerspalten in beiden Richtungen. Dazu wurden an den Seitenflächen der Probekörper auf einer halben Höhe dreieckige, 1 cm tiefe Rinnen gemacht. Diese Rinnen wurden mittels Befestigung entsprechender dreiseitiger Prismen an zwei entgegengesetzte Seitenwände der Form erhalten; nach Abnehmen der Formen wurden diese Rinnen mit Zementmörtel beworfen und auf einem besonderen Gestell sorgfältig bearbeitet, wodurch ein möglicher Parallelismus der Rinnen erzielt wurde. Bei der Prüfung wurden die Rinnen mit Mörtel aus reinem Zement ausgefüllt, um eine möglichst richtige Verteilung des Druckes der eisernen Messer, Abb. 25, welche eine Form eines regelmäßigen dreiseitigen Prismas mit einer Länge von 5 cm und einer Höhe von 22 cm hatten, zu erhalten.

In den Probekörpern, welche einem Abscheren und Zerspalten in perpendikulärer Richtung zu den Berührungsflächen der Arbeitsschichten unterlagen, wurden gleiche Rinnen in den oberen und unteren Seiten (*e* und *d*, Abb. 25) gemacht.

Die Prüfungen wurden 28 und 90 Tage nach Herstellung der Probekörper vorgenommen.

Resultate der Prüfungen sind in umstehenden Tabellen 25 und 26 angeführt, wobei eine jede Zahl das mittlere Ergebnis für drei Probekörper ausdrückt.

Die Zahlen der Tabellen 25 und 26 zeigen, daß:

1. Probekörper mit 7,5 vH. Wassergehalt einen größeren Widerstand leisteten, als Probekörper mit 6,3 vH. Wassergehalt, diejenigen Probekörper, welche dem Zerspalten perpendikulär zu den Arbeitsschichten unterworfen waren, ausgeschlossen (s. Kol. 5 und 7 der Tabelle 25).

2. Die größte Scher- und Spaltfestigkeit zeigten alle Probekörper, welche ohne Unterbrechung mit einer Auflockerung der Oberfläche der gestampften Arbeitsschichten gestampft wurden, wobei in einer perpendikulären Richtung zu den Arbeitsschichten die Festigkeit größer war, als längs den

Tabelle 25.  
Resultate der Prüfungen von Probekörpern auf Zerspalten.

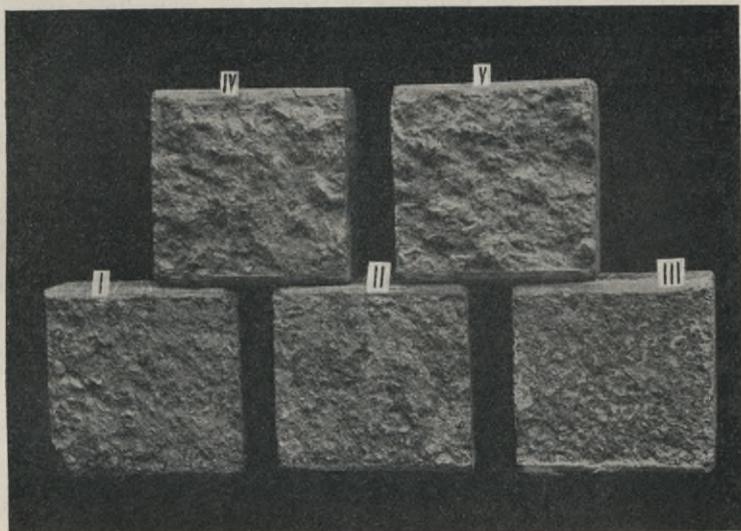
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nr. der Gruppen.	Stundenzahl zwischen der Schüttung der Schichten.	Wassergehalt in vH.	Prüfungsfrist.				Verhältnis der Gegebenen der Kolonnen.	
			28 Tage.		90 Tage.		6 und 4.	7 und 6.
			Längs der Arbeitsschicht. kg pro 1 qem.	Perpendikulär der Arbeitsschicht. kg pro 1 qem.	Längs der Arbeitsschicht. kg pro 1 qem.	Perpendikulär der Arbeitsschicht. kg pro 1 qem.		
1	0	6,3	6,94	11,25	7,22	11,52	1,04	1,59
2	0	7,5	7,58	10,00	8,47	11,39	1,12	1,35
3	2	6,3	5,16	—	5,47	Durchschnitt. 11,45	1,06	2,09
4	2	7,5	5,31	—	5,56	—	1,05	2,06
5	24	6,3	3,75	—	2,50	—	0,67	4,58
6	24	7,5	5,22	—	4,53	—	0,87	2,53
7	120	6,3	4,64	—	3,05	—	0,66	3,75
8	120	7,5	4,72	—	4,17	—	0,88	2,74

Tabelle 26.  
Resultate der Prüfungen von Probekörpern auf Abscheren.

1	2	3	4	5	6	7
Nr. der Gruppen.	Stundenzahl zwischen der Schüttung der Schichten.	Wassergehalt in vH.	Prüfungsfrist.			Verhältnis zwischen den Gegebenen der Kolonnen 6 und 5.
			28 Tage.	90 Tage.		
			Längs den Arbeitsschichten. kg pro 1 qem.	Längs den Arbeitsschichten. kg pro 1 qem.	Perpendikulär den Arbeitsschichten. kg pro 1 qem.	
1	0	6,3	10,56	13,97	17,22	1,24
2	0	7,5	13,33	14,72	17,36	1,17
3	2	6,3	5,85	8,64	Durchschnitt. 17,29	2,00
4	2	7,5	9,72	12,50	—	1,38
5	24	6,3	3,75	3,05	—	5,67
6	24	7,5	7,94	10,00	—	1,73
7	120	6,3	6,61	8,19	—	2,11
8	120	7,5	7,31	8,89	—	1,94

Arbeitsschichten: a) gegen Zerspalten: von 1,35 bis 4,58mal, und b) gegen Abscheren von 1,17 bis 5,67mal (s. Kol. 9 und 7), in Abhängigkeit von der Unterbrechungsdauer während des Stampfens der Schichten und von der Wassermenge im Beton.

3. Nach Maßgabe der Unterbrechungsdauer während des Stampfens der Schichten verringert sich die Scher- und Spaltfestigkeit längs den Arbeitsschichten. Die Zahlen der 8. Kolonne der Tabelle 25 zeigen, daß bei Unterbrechungen (länger als 2 Stunden) im Legen zweier angrenzenden Schichten die Festigkeit gegen Zerspalten längs den Arbeitsschichten am Schluß einer dreimonatlichen Frist eine geringere sein wird, als bei gleichen



Zeichnung 5.

Probekörpern einmonatlicher Frist, wobei eine größte Festigkeitsverringering (bis 34 vH.) Probekörper aus trockenem Beton zeigten.

Solch eine Verringerung der Spaltfestigkeit längs den Arbeitsschichten kann man durch das Eintreten von inneren Spannungen, infolge einer ungleichen Reaktion im Erhärten und Trocknen zweier angrenzenden Schichten eingetreten, welche mit einer bedeutenden, die Abbindungsdauer des Zements übersteigenden Unterbrechung aufeinandergelegt wurden, erklären.

4. Nach Maßgabe der Unterbrechungsdauer bei der Schüttung zweier angrenzenden Arbeitsschichten verringert sich in allen Probekörpern die Bruchfläche beim Zerspalten und Abscheren längs den Arbeitsschichten. In beiliegender Zeichnung 5 sind Bruchflächen beim Zerspalten und Abscheren längs der Berührungsflächen der Arbeitsschichten für Probekörper mit Unterbrechungen im Schichtlegen: I 2 Stunden, II 24 Stunden und III. 120 Stunden angeführt. Die Brüche IV und V mit den größten Uneben-

heiten beziehen sich auf Probekörper, welche ohne Unterbrechung in der Aufschüttung und mit einer Auflockerung der Oberfläche der unteren gestampften Schicht hergestellt sind, wobei der Bruch IV beim Abscheren und Zerspalten längs den Arbeitsschichten und der Bruch V in perpendikulärer Richtung erhalten worden ist.

Außerdem wurde eine Zerstörung des Steinschlags beim Abscheren und Zerspalten nur in den Probekörpern IV und V, welche mit einer Auflockerung der Arbeitsschichtflächen hergestellt wurden, beobachtet, und im allgemeinen unterscheiden sich die Brüche IV und V durch nichts voneinander. Aber die Brüche I, II und III, welche beim Abscheren und Zerspalten der Probekörper längs den Arbeitsschichten erhalten sind, zeigten keinen zerstörten Steinschlag, und die Bruchflächen ebneten sich nach Maßgabe der Unterbrechungsdauer während der Schichtenaufschüttung.

Dieses beweist, daß das Gebinde im Steinschlag zweier angrenzenden Schichten sich nach Maßnahme einer Verkürzung der Unterbrechungsdauer beim Schichtenlegen verstärkt und ein mehr vollkommenes beim Auflockern der Oberfläche der Arbeitsschichten wird, wodurch eine höchste Festigkeit der Probekörper, welche auf solche Art hergestellt sind, erklärt wird. Auf Grundlage derselben Auffassungen kann man beschließen, daß bei Verwendung von Steinschlag großer Dimensionen die Bruchfläche der Probekörper bei einer ähnlichen Verbindung sich vergrößern muß, was ein Zunehmen der Festigkeit gegen Zerspalten und Abscheren längs den Arbeitsschichten nach sich ziehen wird.

5. Zahlen der Tabellen 25 und 26 zeigen, daß Probekörper der 5. Gruppe, aus trockenem Beton mit 24 stündlichen Unterbrechungen im Schichtenlegen bereitet, eine geringste Festigkeit gegen Abblätterung ergaben.

Diese Erscheinung kann man durch jenen Umstand erklären, daß der Beton nach Verlauf eines Tages an der Oberfläche der gestampften Schicht über eine solch geringe Festigkeit verfügt, daß er beim Stampfen der folgenden Schicht beschädigt wird, wobei die abgegangenen Betonteilchen der unteren Schicht sozusagen die Bedeutung des trägen Sandes, welcher eine Zwischenschicht in den sich berührenden Schichten bildet, tragen. Je trockener der Beton, eine desto geringere flüssige Zementmörtelmenge kann in den Kern der untenliegenden Schicht eindringen und eine desto geringere Anzahl abgeteilter Teilchen kann abermals durch den Mörtel der neu aufgelegten Schicht gebunden werden. Deswegen ist es natürlich, daß ein festeres Gebinde der sich berührenden Schichten erhalten werden kann: 1. bei Unterbrechungen im Einlegen, welche die Abbindungsdauer des Zements nicht übersteigen, 2. wenn der Zeitraum zwischen dem Einlegen angrenzender Schichten so lange dauert, bis die Oberfläche der untenliegenden Schicht eine feste Gründung für die neue Schicht, deren Mörtel sich mit der erhärteten Schicht verbinden kann, bilden wird.

Aus allem im VI. Kapitel Betrachteten kann man folgende Beschlüsse ziehen:

1. Die bedeutende Differenz in der Festigkeit gegen Abscheren und Zerspalten längs den Arbeitsschichten und in perpendikulärer Richtung beweist, daß der Beton, über eine ungleiche Festigkeit in zwei gegenseitig perpendikulären Richtungen verfügend, in mechanischer Hinsicht keinen „Monolith“ vorstellt.

2. In dieser Hinsicht kann eine größte Gleichartigkeit des Betons erhalten werden bei möglichst geringen Unterbrechungen im Einlegen, welche die Abbindungsdauer des Zements nicht übersteigen dürfen, und bei der Bedingung einer Auflockerung der gestampften Oberfläche der vorhergehenden Arbeitsschicht zum Erhalten eines möglichst festeren Verbandes des Steinschlages zweier angrenzenden Arbeitsschichten.

In der Praxis kann die Auflockerung einer jeden gestampften Schicht vor Einlegen einer folgenden Schicht mit Harken oder mit Stahlbesen gemacht werden.

3. Der Wassergehalt, die Stampfarbeit und die Höhe der Schichten müssen in jedem einzelnen Falle so bestimmt werden, daß zum Schluß des Stampfens an der Oberfläche der Schicht ein Erscheinen von Feuchtigkeit oder einer sehr unbedeutenden Mörtelmenge beobachtet wird; und

4. Bei Unterbrechungen im Einlegen, welche die Abbindungsdauer des Zements übersteigen, kann eine betreffende Festigkeit in der Verbindung der alten und neuen Einlegung bei der Bedingung einer größten Berührungsfläche und einer möglichst stärkeren Erhärtung der alten Einlegung erzielt werden.

In der Praxis wird die Art einer Aufführung von Betonbauten in senkrechten Schichten angewendet. Die Schichten werden parallel der

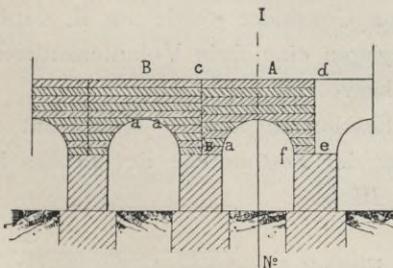


Abb. 27.

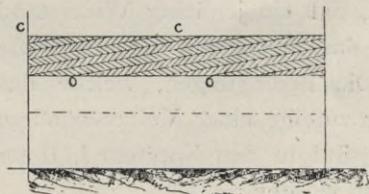


Abb. 28.

Senkfläche, deren Durchschnittsline mit der horizontalen Fläche perpendikulär zur Länge des Gewölbes oder der Mauer ist, eingelegt. Unter solchen Bedingungen wird die Projektion der senkrechten Schicht A (Abb. 27) auf die vertikale Fläche, welche perpendikulär zur Länge des Gewölbes ist, eine ge-

schlossene Figur *abcdef*, welche zugleich auch den Querschnitt des Gewölbes bildet, darstellen.

Deswegen wurde angenommen, daß diese Art den Bedingungen einer Ausführung von richtiger Gewölbaufführung mehr entspricht, als die Art einer Betonlegung in horizontalen Schichten, wobei die Arbeitsschichten von der inneren Richtlinie des Gewölbes in spitzen Winkeln *aa* (Abb. 27, B) durchschnitten werden.

In Wirklichkeit durchschneidet auch jede Schicht, bei einer Senkung der Schichten von etwa  $\frac{1}{6}$ , die Produzierende des Gewölbes im Längendurchschnitt des Gewölbes in einem spitzen Winkel *bb* (Abb. 28). Außerdem treten bei einer Einlegung in senkrechten Schichten die oberen Querschnitte aller Arbeitsschichten an die Oberfläche *CD*, Abb. 28, des Baues hervor. Die Dichtung einer jeden Schicht wird, wie oben erklärt, im unteren Teil der Schicht eine geringste sein; deswegen kann das auf die Oberfläche der Bauten hinkommende Wasser leicht ins Innere der Schüttung, längs den gesenkten (Flächen) Berührungsflächen der angrenzenden Schichten fließend, eindringen.

Wenn man hierbei in Betracht zieht: 1. die Schwierigkeit beim Stampfen von gesenkten Schichten, welche mit einem Verlust eines gewissen Stampfarbeitsteiles, in Abhängigkeit vom Winkel der Schichtensenkung, verbunden ist, und 2. die relative Schwäche einer Betoneinlegung längs den Berührungspunkten der Arbeitsschichten, so kann man beschließen, daß als günstigste Aufführungsart von Betonbauten die Aufführung in horizontalen Schichten erscheint.

## VII. Einfluß der Konstruktionsbedingungen auf die Monolitität der Betonbauten.

Auf Grundlage der Versuche von Considère wurde im II. Kapitel erläutert, daß ein jeglicher Widerstand gegen eine freie Volumenänderung im Beton das Erscheinen innerer Kräfte hervorruft.

Die Bedingungen, welche das Erscheinen innerer Kräfte im Betonmassiv zufolge einer Volumenänderung der Bestandteile des Betons hervorrufen, sind in den Kapiteln I, II und III betrachtet worden.

Es bleibt noch aufzuklären der Einfluß der verschiedenen Konstruktionsbedingungen auf die Monolitität der Betonbauten.

Ein Beispiel eines geringsten Einflusses der Konstruktionsbedingungen auf die Monolitität bildet ein Betonmassiv beliebiger Größen, welches auf unbeschlagenen Rädern frei liegt, Abb. 29. Wenn man zuläßt: 1. daß bei

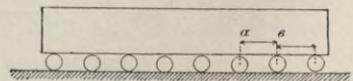


Abb. 29.

einer gewissen Strecke  $ab$  zwischen den Rädern, zufolge einer Senkung des Teiles  $ab$ , im Massiv keine gefährlichen Anstrengungen erscheinen können, und 2. daß das Hin- und Herrollen ohne Widerstand geschehen kann, so sind natürlich keine Ursachen für das Erscheinen innerer Kräfte bei einer sichtbaren Volumenänderung des Massivs vorhanden.

Dieselbe Grundbestimmung wird bei der Konstruktion von beweglichen Pfeilern für Metallbrücken, bei Sparren und anderen Bauten zur Vernichtung des schädlichen Einflusses der Temperaturwechsel auf ihre Festigkeit, angewendet.

Bei massiven Betonbauten wird dieses Prinzip nur für Gewölbbriicken mit großen Spannweiten, zur Vernichtung eines schädlichen Einflusses der Temperaturwechsel, der Pfeilersenkung und jener Deformationen, welche sich beim Abrüsten der Lehrbogen und bei Belastung der Gewölbe erhalten, angewendet. Das Streben zum Erhalten einer möglichst starken Massivität schafft aber in allen übrigen Betonaufführungen die unvorteilhaftesten Bedingungen zur Bewahrung ihrer Monolitität, infolgedessen in massiven Betonbauten sehr oft Vertikal- und Horizontalrisse erscheinen.

### 1. Vertikalrisse.

A. Zur Erläuterung dieser Frage wollen wir zuerst den einfachsten Fall, wenn die Aufführung eine freistehende Betonmauer vorstellt, in allgemeinen Zügen betrachten.

Die Bedingungen, unter welchen die Gründung und der über der Erde befindliche Teil der Mauer stehen, sind scharf verschieden; so: 1. wird die Gründung gewöhnlich aus einem anderen Material aufgeführt, z. B. aus Bruchstein mit Zementmörtel oder aus einem mageren Beton, 2. ist die Festigkeit und die Temperatur der Gründungen geringeren Schwankungen, als diejenigen des Teiles oberhalb der Erde, ausgesetzt, und 3. wird die Mauer nach Verlauf einiger Zeit nach Beendigung der Fundamentierung aufgeführt, d. h. nachdem alle möglichen größten Volumenänderungen bei Erhärtung der Gründung stattgefunden haben.

Im II. Kapitel sind Versuche Considères angeführt, welche zeigen, daß sogar bei einem gleichartigen Mörtelgehalt der aus zwei Schichten mit dreitägiger Unterbrechung hergestellten Probekörper in der oberen Schicht innere Zugspannungen eintraten, welche infolgedessen, daß das Trocknen der neuen Schicht durch die Haftkraft in der Berührungsfläche der Schichten, Abb. 9, eingeschränkt wurde, Vertikalrisse hervorriefen.

Eine gleiche Erscheinung ist in betrachtetem Falle zu sehen.

Wenn man zuläßt, daß die Gründung der Mauer  $ag$ , Abb. 30, ein ge-

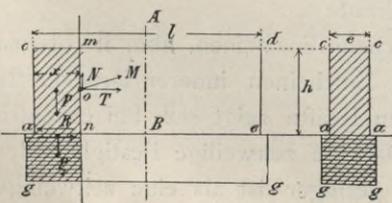


Abb. 30.

wisses völlig bestimmtes Volumen angenommen hat, so wird ein jegliches Streben des über der Erde befindlichen Teiles der Mauer  $ac$  zur Veränderung ihres ursprünglichen Volumens von seiten der mit der Mauer in der Berührungsfläche  $ab$  verbundenen Gründung eine entsprechende Gegenwirkung hervorrufen.

Der Grad und die Art dieses Verbandes bestimmen die Deformation und jene inneren Spannungen, welche im Teil der Mauer oberhalb der Erde und in der Gründung bei ihrer Volumenänderung erscheinen werden.

Der erhärtete Beton ist bis zu einem gewissen Grade ein elastisches Material, wie aus den Gegebenen des V. Kapitels zu ersehen ist. Lassen wir zu, daß die freistehende Betonmauer, Abb. 31, mit der Gründung, welche einen unveränderlichen Körper bildet, verbunden ist. Der Einfluß dieses konstruktiven Verbandes wird sich dadurch ausdrücken, daß bei gleichmäßigem Trocknen des Betons und bei Fallen seiner Temperatur die Mauer ihre ursprüngliche rechtwinklige Form in irgend eine andere, beispielsweise mit den punktierten Linien  $ac_1d_1b$  bezeichnet, verändern wird.

Dieser Deformation entsprechend müssen sich im Innern der Betonaufmauerung gewisse innere Kräfte zeigen. Wie oben im II. Kapitel erklärt ist, er-

scheinen unter solchen Umständen bei Probekörpern kleiner Dimensionen in einem beliebigen Durchschnitt  $mn$ , Abb. 31, gewisse Zugspannungen. Diese Spannungen können das Erscheinen von Vertikalrissen gleich solchen, wie in oben angeführten Versuchen Considères an in zwei Schichten mit dreitägiger Unterbrechung hergestellten Probekörpern, Abb. 9, hervorrufen.

Anderseits zeigen die Versuche, daß ein elastisches Plättchen (z. B. aus Kautschuk)  $acdb$ , Abb. 32, welches längs der Grundfläche einem exzentrischen Zuge ausgesetzt ist, bestrebt ist, eine Form  $a_1c_1d_1b_1$  anzunehmen, was sichtbar beweist, daß bei einer bedeutenden Verlängerung der Kante  $ab$  in der oberen Kante eine Längeverringerung entsteht.

Auf diese Weise können innere Zugkräfte nur im unteren Teil des ausgedehnten Plättchens erscheinen, aber im oberen Teil kann unter gewissen Umständen das Erscheinen innerer Druckkräfte möglich sein. Eine Verteilung der inneren Kräfte zeigt sich bei exzentrischem Druck auf prismatische Körper. Da eine zeitweilige Festigkeit des Betons gegen Zug bedeutend (8—12mal) geringer ist als eine zeitweilige Festigkeit gegen Druck, so muß eine äußerste, die Monolitität sichernde Länge

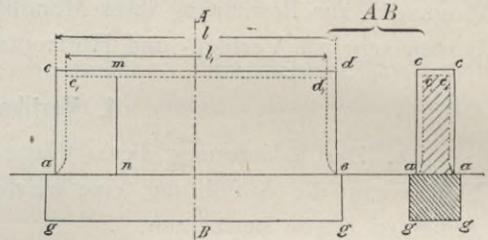


Abb. 31.

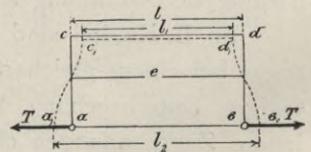


Abb. 32.

der Mauer bestimmt werden, indem eine mögliche Volumenverringernng der Aufmauerung in Betracht gezogen wird.

In Wirklichkeit ist der Beton, wie im II. Kapitel erläutert, einem größten Schwinden während der Anfangsperioden des Erhärtens an der Luft ausgesetzt, d. h. in welcher Zeit der Beton über eine geringe Elastizität verfügt und sich nach seinen Eigenschaften den elastischen, rohen Materialien nähert. Deswegen sind, im Grunde genommen, die Berechnungsarten, welche für absolut feste, so auch für ideal-elastische Körper brauchbar sind, in gegebenem Falle nicht anwendbar. Außerdem verändern sich, wie im V. Kapitel erläutert, die mechanischen Eigenschaften des Betons, in Abhängigkeit von verschiedenen Bedingungen, ununterbrochen während des dauernden Erhärtungsprozesses des Betons. Ebenso kann man aus im VI. Kapitel Erläutertem schließen, daß die Betonmassive, bezüglich ihrer gleichartigen Dichte und mechanischen Eigenschaften und sich den Materialien schieferiger Beschaffenheit nähernd, in der Praxis keine vollständig gleichartigen Körper bilden.

Zugleich werden die Berechnungsbedingungen in bedeutendem Grade komplizierter durch jenen Umstand, daß die Gründung in Wirklichkeit keinen absolut festen Körper vorstellt; die Befestigungsbedingungen und diejenigen der Volumenänderung sind von den elastischen Eigenschaften des Materials, der Tiefe der Grundlegung, vom Baugrund usw. abhängig.

Deswegen erscheint, infolge der Kompliziertheit und der Unbestimmtheit der ganzen Vereinigung aller aufgezählten Bedingungen, für die Bestimmung einer äußersten Länge der massiven, mit dem Fundament verbundenen Mauern eine Anwendung irgendwelcher genauen, auf der Elastizitätstheorie begründeten Berechnungsarten in der Praxis unmöglich. In jedem einzelnen Falle kann die Frage betreffs der äußersten Dimensionen für mit dem Fundament verbundene Betonbauten nur auf dem Experimentalwege in Abhängigkeit von der Betonbeschaffenheit, der Erhärtungsdauer und -bedingungen, den Grenzen des Temperaturwechsels, der Feuchtigkeit usw. gelöst werden.

In dieser Hinsicht existieren folgende praktische Ergebnisse, welche in Amerika und in England durch verschiedene Beobachtungen an Betonmauern ermittelt sind.

Die mit der Gründung verbundenen freistehenden Betonmauern, von 40 bis 60 cm (16 bis 24 Zoll) Dicke, zeigen bei einer größten Länge von 4,25 bis 6,40 m (2 bis 3 Faden) kein Erscheinen von Vertikalrissen.<sup>45)</sup>

Eine so unbedeutende, die Monolitität der Betonmauern sichernde Länge wird durch jenen Umstand erklärt, daß ähnliche freistehende, dünne Mauern einem größten Einfluß der Temperatur- und Feuchtigkeitsänderungen ausgesetzt sind.

<sup>45)</sup> Potter: Concrete, its use in building; S. 49.

Die Praxis zeigt, daß in Betonmauern Vertikalrisse oft erst nach Verlauf einer bedeutenden Zeit nach Beendigung der Aufmauerung, d. h. nachdem der Beton getrocknet und erhärtet ist, erscheinen. Das Erscheinen und die Größe dieser Risse sind in sichtbarer Abhängigkeit von den Aenderungen der äußeren Temperatur.

Um diese Frage einigermaßen zu erläutern, wollen wir zulassen, Abb. 31, daß die in der Durchschnittsfläche  $ab$  mit dem Fundament verbundene Betonmauer  $acdb$  eine Form  $ac_1d_1b$ , das Volumen beim Trocknen und bei einer Temperaturerniedrigung verringern, annehmen wird. Wenn wir die ursprüngliche Länge der Mauer  $ab$  durch  $l$  bezeichnen und die geringste Länge längs ihrer oberen Kante  $c_1d_1$  durch  $l_1$ , so wird die Differenz  $l - l_1 = s$  die Verkürzung des oberen Teils der Mauer ausdrücken.

In bezug auf den Fuß der Mauer wird die gleiche Differenz  $l - l_1 = s$  jene Verlängerung, welche im unteren Teil der Mauer beim Uebergang von der Bedingung eines freiliegenden Körpers zur Bedingung einer Verbindung der Mauer mit der Gründung erhalten wird, bezeichnen.

Nehmen wir an: das Betongemenge der Mauer besteht aus 1 T. Zement, 2,5 T. Sand und 5 T. Granitsteinschlag.

Der Ausdehnungskoeffizient eines solchen Betons kann nach den Ergebnissen des III. Kapitels als gleich dem Ausdehnungskoeffizienten für Granit, d. h.  $\alpha = 0,0000081$  (s. Tabelle 9), angenommen werden. Das größte relative Trocknen des Betons wird lt. Tabelle 3 sein:  $\beta = 0,00015$ ; der Wechsel der äußeren Temperatur:  $t_0 - t_1 = 50^\circ$ .

Bei solchen Bedingungen:

$$s = l - l_1 = l - l(1 - \alpha t - \beta) = l(\alpha \cdot t + \beta) \dots (n)$$

oder

$$s = l(0,0000081 \cdot 50 + 0,00015) = 0,000555 l.$$

Folglich, vorausgesetzt, daß der Beton über eine Elastizität nicht verfügt, müssen sich in der gegebenen, mit der unveränderlichen Gründung verbundenen Mauer Vertikalrisse zeigen, wobei die Gesamtbreite aller Risse für jedes Meter der Mauerlänge gleich sein würde:

$$s = l - l_1 = 0,000555 \cdot l = 0,55 \text{ mm.}$$

Aber zulassend, daß die steinartigen Bestandteile des Betons aus Sandstein bestehen, und in die oben angeführte Formel (n)

$$s = l(\alpha t + \beta)$$

die entsprechenden Zahlen aus den Tabellen 9 und 3 einsetzend, erhalten wir, daß in einem unelastischen Betonmassiv die Gesamtbreite aller Risse für 1 m Länge sich ausdrücken wird:

$$s = 1000 \times (0,0000124 \times 50 + 0,00065) = 1,27 \text{ mm,}$$

d. h. dieselbe wird  $\frac{1,27}{0,55} = 2,3$  mal größer sein als bei Verwendung von Granitsteinschlag.

In der nachfolgenden Tabelle 27 sind relative Längeänderungen eines freiliegenden Massivs nach der Formel  $s_1 = \alpha t + \beta$  bei einer Temperaturdifferenz  $t_0 - t_1 = t = 50^\circ$ , die Größen der Ausdehnungskoeffizienten und des relativen Trocknens aus den Tabellen 9 und 3 genommen, ausgerechnet.

Tabelle 27.

Material der Steinartigen.	$\alpha t$	$\beta$	$\alpha t + \beta = s_1$	Relative Größen $s_1$ .
Ziegelsteine . . .	0,00022	0,00011	0,00033	1,00
Granit . . . . .	0,00040	0,00015	0,00055	1,67
Kalkstein . . . .	0,00046	0,00013	0,00059	1,79
Sandstein . . . .	0,00062	0,00065	0,00127	3,85

Diese Zahlen zeigen, daß in freiliegenden Betonmassiven die geringsten Volumenänderungen bei Verwendung von Steinschlag aus Ziegelsteinen erhalten werden.

In Wirklichkeit aber läßt der Beton gewisse elastische Verlängerungen zu.

Annehmend, daß die oben erhaltene elastische Verlängerung der Grundfläche der Mauer  $s = l(\alpha t + \beta)$  sich gleichmäßig längs ihrer ganzen Grundfläche verteilt, so wird sich die entsprechende Spannung der Zugkräfte im unteren Teil der Mauer durch

$$p = \frac{E \cdot s}{l} = \frac{E \cdot l(\alpha t + \beta)}{l} = E(\alpha t + \beta) = E \cdot s_1 \dots (m)$$

ausdrücken, worin  $E$  der Ausdehnungskoeffizient des Betons gegen Zug ist.

Die Gleichung (m) zeigt, daß bei den gemachten Voraussetzungen die geringsten inneren Spannungen sich in einer Mauer, welche über eine geringste relative Längeänderung  $s_1$ , bei einer Gleichheit aller übrigen Bedingungen, verfügt, zeigen werden.

In Wirklichkeit erscheint bei einer Verbindungsbedingung der elastischen Mauer mit dem ungleichartigen Fundament die Verteilung von Zugkräften vollständig unbestimmt. Deswegen kann die Frage über die äußerste Länge der blinden, mit dem Fundament verbundenen Mauern, wie oben erwähnt, nur auf Grundlage praktischer Ergebnisse erläutert werden.

In dieser Hinsicht ist der Beton, im allgemeinen gesagt, für eine Temperaturerniedrigung sehr empfindlich.

Annehmend, daß die Enden einer Betonleiste unbeweglich befestigt sind, so werden bei Temperaturerniedrigung der Leiste auf  $t$  Grad in einem beliebigen Querdurchschnitt gewisse Zugkräfte erscheinen, deren Spannung  $p = E \cdot \alpha \cdot t$ , worin  $E$  der Elastizitätskoeffizient des Betons gegen Zug und  $\alpha$  der Ausdehnungskoeffizient ist, sein wird.

Die höchste, das Sprengen der Leiste hervorrufende Temperaturerniedrigung wird aus vorhergehender Gleichung erhalten werden, wenn  $p$  eine Grenzgröße der zeitweiligen Festigkeit des Betons gegen Zug, d. h. wenn  $t = \frac{p_{\max}}{E \cdot \alpha}$ , erreicht.

Nach dieser Formel, die Zahlen der Tabellen 17 und 19 benutzend, sind in beifolgender Tabelle 28 die äußersten Temperaturerniedrigungen, welche ein Sprengen der Betonkörper mit befestigten Enden hervorrufen, ausgerechnet.

Tabelle 28.

Betongemenge.	Prüfungs- fristen. In Wochen.	Elastizitäts- koeffizient. kg pro 1 qcm.	Zeitweilige Festigkeit gegen Zug. kg pro 1 qcm.	$t^0 = t_0 - t_1$
1. 1 T. Zement, 3 T. Sand, 5 T. Kies und Steinschlag	58	98 000	9,1	11,5
2. 1 T. Zement, 2 T. Sand, 3 T. Kies und Steinschlag	58	280 000	24,9	11,0
3. 1 T. Zement, 1 T. Sand, 1 T. Kies und Steinschlag	58	250 000	13,1	9,0

In Wirklichkeit schwanken im nördlichen Rußland die Aenderungen der äußeren Temperatur in den Grenzen von 50 bis 55°; deswegen kann man beschließen, daß eine beständige Befestigung der Betonmauern mit dem Fundament als eine sehr ungünstige Bedingung für die Bewahrung ihrer Monolität erscheint.

Nach Maßgabe einer Verringerung der Haftkraft der Mauer am Fundament wird sich der schädliche Einfluß der Gründung verringern, und die Bedingungen zur Bewahrung der Monolität der Mauer werden sich jenen vorteilhaftesten Bedingungen, in welchen sich ein auf Rädern freiliegendes Betonmassiv befindet, nähern.

In der Praxis können ähnliche günstige Bedingungen zur Bewahrung der Monolität der Betonmauern durch Anwendung von plastischen Zwischenschichten zwischen den Mauern und ihren Gründungen erzielt werden.

Um diese Frage gewissermaßen zu erläutern, wollen wir zulassen, daß die Gründung  $ag$ , Abb. 30, und die über der Erde befindliche Mauer  $ac$  in der Durchschnittsfläche  $ab$  nicht verbunden sind.

Ferner nehmen wir an, daß infolge eines gleichmäßigen Trocknens des Betons und infolge einer Temperaturerniedrigung desselben die Mauer ihr Volumen verringert und eine Form  $acdb$  erhalten hat.

Wollen wir in einer Entfernung  $x$  vom Querschnitt der Mauer  $ac$  einen

vertikalen Querschnitt  $mn$  machen und die Bedingungen eines statischen Gleichgewichts des abgeteilten Teiles  $acmn$  der Mauer bestimmen.

Bei einer gleichmäßigen Volumenverringerung der Mauer  $ac$  wird ihr längs der Absatzfläche des Fundaments  $ab$  gleiten. Deswegen wird sich, bei Abwesenheit eines Verbandes zwischen der Mauer und dem Fundament, der Einfluß des Fundaments  $an$  auf den betrachteten Teil der Mauer durch eine in der Fläche  $ab$  erscheinende gewisse Reibungskraft  $R$  ausdrücken.

Die Größe  $R$  wird sein:

$$R = f \cdot P, \quad \dots \dots \dots (A)$$

worin  $f$  der Reibungskoeffizient beim Gleiten des Betons der Mauer längs der Absatzfläche der Gründung,  $B$  das Gewicht des betrachteten Mauerteiles ist. Wenn wir das Gewicht eines Kubikmeters Beton durch  $g$  kg bezeichnen, die Höhe und die Dicke der Mauer durch  $h$  und  $e$  Meter, so wird

$$R = f \cdot g \cdot h \cdot e \cdot x \quad \dots \dots \dots (B)$$

Die Kraft  $R$ , welche in der Fußfläche der Mauer wirkt, wird in bezug auf den betrachteten Mauerteil als eine exzentrische Zugkraft erscheinen.

Wollen wir zulassen, daß die Wirkung der Kraft  $R$  im Querschnitt  $mn$  das Erscheinen einer gewissen inneren Kraft  $M$ , Abb. 30, welche eine Resultante aller im Querschnitt  $mn$  erscheinenden inneren Kräfte bildet, hervorrufen wird.

Wollen wir die Kraft  $M$  in eine Horizontal- und Vertikalkomponente  $T$  und  $N$  zerlegen.

Falls wir den Teil der Mauer  $mdbn$  in Gedanken abwerfen, den Einfluß desselben auf den betrachteten Mauerteil  $acmn$  durch die Wirkung der Kräfte  $T$  und  $N$  ersetzend, so wird im allgemeinen der abgeteilte Teil der Mauer  $acmn$  als ob einer Wirkung folgender äußeren Kräfte unterworfen sein: der Belastungskraft  $P$ , der in einer gewissen Entfernung  $y$  vom Punkte  $n$  verwendeten Gegenwirkung der Gründung  $P_1$ , der Reibungskraft  $R$  und der Seitenkräfte  $T$  und  $N$ .

Für ein statisches Gleichgewicht des abgeteilten Mauerteils  $acmn$  ist es notwendig, daß:

1. die Projektionssumme aller dieser Kräfte auf die Vertikal- und Horizontalachsen gleich null ist, und
2. daß die Momentsumme aller Kräfte in bezug auf den Punkt  $n$  gleich null ist.

In gegebenem Falle werden sich diese Bedingungen durch folgende Gleichungen ausdrücken:

1.  $P - P_1 - N = 0;$
2.  $T - R = 0,$
3.  $T \cdot on - \frac{P \cdot x}{2} + P_1 \cdot y = 0.$

Aus den Gleichungen (2) und (A) folgt:

$$T = R = f \cdot P \dots \dots \dots (C)$$

d. h. die Größe  $T$  wächst mit der Vergrößerung des Reibungskoeffizienten  $f$ , beim Gleiten der Wand längs der Gründung, und mit der Vergrößerung des Gewichtes der Mauer.

Infolge einer Exzentrizität der Kraft  $R$  werden sich bei einer Volumenverringerung der Mauer die größten Zugkräfte an der unteren Kante zeigen, womit auch das Erscheinen von eigenartigen Rissen, welche sich in Versuchen von Considère beim Trocknen der oberen, mit 3tägiger Unterbrechung, Abb. 9, aufgetragenen Betonschicht ergaben, erklärt wird.

Bei einer Gleichartigkeit des Gründungs- und Mauermaterials und bei gleichen äußeren Bedingungen bezüglich der Feuchtigkeits- und Temperaturwechsel können die Mauer und ihre Gründung als ein ganzer Monolith, welcher sich mit dem Boden berührt, betrachtet werden. Falls man hierbei nur die Reibung zwischen dem Fundamentabsatz  $gg$ , Abb. 30, und dem Boden in Betracht zieht, so wird sich in gegebenem Falle der Einfluß des Bodens auf den ganzen Monolith durch das Erscheinen einer Festigkeit gegen das Gleiten des Fundamentabsatzes längs dem Grund ausdrücken.

Tabelle 29.

Der Boden der Gründung.	Reibungskoeffizient.
Fels . . . . .	0,70—0,80
Granit, grob geschlagen . . . . .	0,65
Trockener Ton, Sand, Kies . . . . .	0,50
Feuchter Ton . . . . .	0,30

Nach Ergebnissen von Poncelet<sup>46)</sup> sind die Bedeutungen des Reibungskoeffizienten  $f$  für Bruchsteinmauerwerke in der beigelegten Tabelle 29 angeführt.

Auf Grund alles Betrachteten kann man beschließen, daß nach Maßgabe einer Verringerung der Haftkraft und des Reibungskoeffizienten zwischen der Mauer und der Gründung sich der schädliche Einfluß der Gründung verringern wird und die Bedingungen zur Bewahrung einer Monolitität der Mauer sich jenen vorteilhaftesten Bedingungen, in welchen sich ein auf Rädern freiliegendes Betonmassiv befindet, nähern werden.

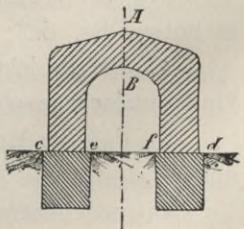


Abb. 33.

B. Freistehende Betongewölbe bedeutender Länge, Abb. 33.

In gegebenem Falle wird sich jede Hälfte des Gewölbes ( $Ae$  und  $Ad$ )

<sup>46)</sup> Préaudeau: Procédés généraux construction travaux d'art, S. 55 und 57.

in bezug auf den Einfluß des Fundaments unter gleichen Bedingungen, wie die betrachtete separate Betonmauer, befinden.

Eine größte Länge des Monolitgewölbes wird bei einem möglichst geringen Verbande der Widerlager mit den Gründungen, längs den Flächen  $ee$  und  $fd$ , erhalten werden.

C. Ein weit komplizierteres typisches Beispiel konstruktiven Einflusses der umgebenden Atmosphäre auf die Betonbauten stellen massive Futtermauern, Abb. 34, dar.

In diesem Falle sind dem Erddruck das Fundament und die ganze zur Erde gerichtete Mauerfläche  $ef$  ausgesetzt. Deswegen muß bei einer Volumenverringerung der Mauer ein gewisser Widerstand sich nicht nur von seiten des Fundaments, sondern auch von seiten der an die Mauer sich anlehenden Erde zeigen.

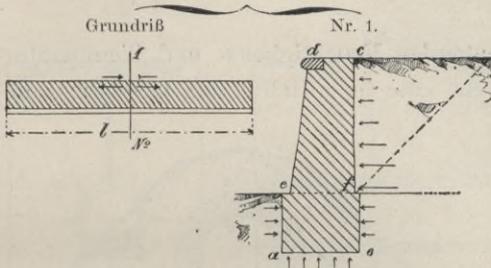


Abb. 34.

Bei einer totalen Symmetrie aller Bedingungen werden die größten Zugkräfte, bei einer gewissen, die Monolitität der Mauer

sichernden Länge  $l$ , im mittleren Durchschnitt der Mauer  $AB$  erscheinen. Andererseits wird dieselbe an die Mauer sich anlehende Erdmasse die Bewahrung einer konstanten Feuchtigkeit und Temperatur der inneren Mauerfront befördern.

Deswegen kann bei einer großen Mauerstärke eine bedeutende Differenz der Feuchtigkeits- und Temperaturbedingungen in Mauerhaupt und in der inneren Mauerfront eintreten.

Bei einer geringen Wärmeleitung haben die schroffen Veränderungen der äußeren Temperatur hauptsächlich auf das Mauerhaupt einen großen Einfluß. Diese Frage ist im letzten Kapitel betrachtet.

Allgemein gesagt, erscheint der betrachtete Fall weit komplizierter, als der vorhergehende; deswegen kann die äußerste Länge der Futtermauern nur auf Grundlage praktischer Ergebnisse bestimmt werden.

Bei der Kanalanlage in Chikago<sup>47)</sup> wurde in den Betonfuttermauern, mit einer Gesamtlänge von 3500 m, über 15 bis 18 m (50 bis 60 Fuß) ein Einschnitt gemacht. Weitere Beobachtungen zeigten, daß bei äußeren Temperaturwechseln bis 55° C. in den Mauern, bei ihrer geringsten Stärke von 1,82 m (6 Fuß), in der Mitte einer jeden solchen, durch zwei künstliche Vertikalrisse begrenzten Strecke sich Vertikalrisse bildeten. Deswegen soll man zur Sicherung einer Monolitität der mit den Gründungen verbundenen Futter-

<sup>47)</sup> Engineering 1897. — Journal of the Western Society of Engineers 1901, S. 563.

mauern als größte Länge der blinden Strecke der Mauer nicht mehr als 9 m (30 Fuß) annehmen.

Die Praxis und zahlreiche Beobachtungen an starken Betonmauern in England und Amerika zeigten, daß, bei einer Veränderung der äußeren Temperatur bis 55° C. die größte Länge der blinden Futtermauern, bei denen kein Erscheinen von Vertikalrissen beobachtet wurde, bis 12 m (40 Fuß) angenommen werden kann;<sup>48)</sup> aber für eine totale Sicherung der Monolitität darf die Länge der blinden Strecken in Futtermauern 6 bis 9 m (20 bis 30 Fuß)<sup>49)</sup> nicht übersteigen.

D. Als typisches Beispiel eines Einflusses der Konstruktionsbedingungen, ähnlich wie bei Futtermauern, können Poternen mit Erdaufschüttungen, Abb. 35, dienen.

In gegebenem Falle, bei bedeutenden Feuchtigkeits- und Temperaturwechseln im Innern der Poterne, steht eine jede Hälfte des Gewölbes, bezüglich des Einflusses des Fundaments und der sich anlehnenden Erdmasse, unter gleichen Bedingungen, wie die Futtermauern.

Deswegen werden sich die günstigsten Bedingungen zur Bewahrung der Monolitität bei einer möglichst großen Gewölblänge durch einen geringsten Einfluß

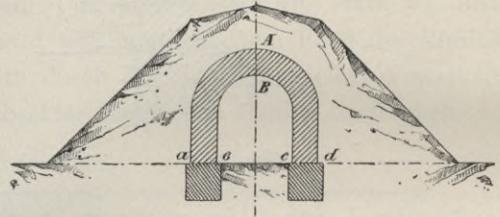


Abb. 35.

der Fundamente und der Erdaufschüttung auf eine freie Volumenänderung des Betons beim Trocknen oder bei Temperaturerniedrigung ergeben, was erzielt werden kann: 1. durch eine gänzliche Abteilerung des Fundaments von der Widerlageraufmauerung vermittels Zwischenschichten, und 2. durch eine Verringerung der Reibung der Erde an der Außenseite der Poterne vermittels betreffender Bewerfung und Abreibung des Mauerhauptes.

E. Als letztes Beispiel eines Einflusses der Konstruktionsbedingungen auf die Monolitität kann eine unterirdische runde Betonröhre oder mit einem anderen geschlossenen Querschnitt, Abb. 36, dienen.

In diesem Falle ist die Außenseite der Röhre einem gewissen Bodendruck unterworfen. Bei einer bedeutenden Versenkungstiefe der Röhre kann man zulassen, daß dieser Druck in einem beliebigen Durchschnittspunkt konstant bleibt und gleich ist dem Gewicht der Erdsäule über dem Röhrenkopf. Bei solchen Bedingungen wird der Bodendruck auf die Einheit der Röhrenlänge sein:

$$p = \pi \cdot D \cdot q \cdot h,$$

worin:  $D$  die äußere Rohrweite,  $q$  die Gewichtseinheit des Bodenvolumens,  $h$  die Höhe des Bodens über dem Röhrenkopf.

<sup>48)</sup> Newmann: Notes on concrete and works in Concrete, S. 134.

<sup>49)</sup> Sutcliffe: Concrete, its nature and uses, S. 321.

Bei einer Verkürzung der Rohrlänge durch das Trocknen des Betons oder bei einer Temperaturerniedrigung wird sich der Bodeneinfluß in einer Reibung des Bodens an der Außenfläche der Röhre zeigen; die Größe dieses Widerstandes auf die Längeneinheit der Röhre wird sein:

$$r = f \cdot p = \pi \cdot f \cdot D \cdot q \cdot h,$$

worin:  $f$  der Reibungskoeffizient des Bodens an der Außenfläche der Röhre sein wird.

Ein voller Widerstand gegen eine Versetzung wird sich für die linke Hälfte der Röhre (Länge der Röhre  $l$ ) ausdrücken:

$$R = r \cdot \frac{l}{2} = \frac{\pi \cdot f \cdot D \cdot q \cdot h \cdot l}{2}.$$

Deswegen werden sich bei einer Symmetrie aller Bedingungen größte Zugkräfte im mittleren Röhrendurchschnitt  $AB$  zeigen, und die Größe ihrer Komponente wird sein:

$$P = R = \frac{\pi \cdot f \cdot D \cdot q \cdot h \cdot l}{2} \quad (a)$$

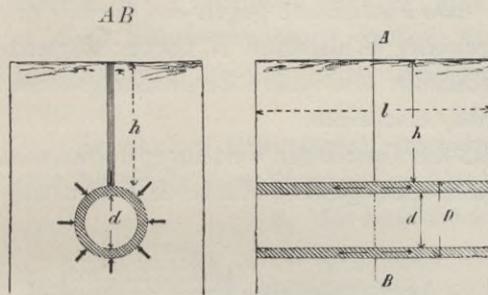


Abb. 36.

Wenn wir die Querschnittsfläche der Röhre durch  $Q$ , die Zugfestigkeitsgrenze des Betons durch  $K$  bezeichnen, so wird sich die Bedingung einer Monolitität der Röhre durch die Gleichung

$$\frac{\pi \cdot f \cdot D \cdot q \cdot h \cdot l}{2} = K \cdot Q$$

ausdrücken; hieraus folgt:

$$l = \frac{2 K \cdot Q}{\pi \cdot f \cdot D \cdot q \cdot h} \quad \dots \dots \dots (b)$$

Nehmen wir an:  $h = 1000$  cm,  $D = 300$  cm, das Gewicht von 1 cm Erde  $q = 0,002$  kg, den Reibungskoeffizient des Bodens an der Außenfläche  $f = 0,5$ , die Zugfestigkeitsgrenze des Betons  $K = 4$  kg pro 1 qcm, die Rohrweite  $d = 200$  cm. Die Zahlen in die Gleichung versetzend, erhalten wir:

$$l = \frac{2 \cdot 4 \cdot \pi (300^2 - 200^2)}{4 \cdot \pi \cdot 0,5 \cdot 300 \cdot 0,002 \cdot 1000} = 3,32 \text{ m.}$$

## 2. Ursachen des Erscheinens von Horizontalrissen.

Im VI. Kapitel wurden die Ursachen des Erscheinens von Horizontalrissen und abgespaltenen Stücken längs den Arbeitsschichten in Betonmassiven, welche starken Schlägen oder einer Erschütterung ausgesetzt sind, erläutert.

Die Praxis zeigt, daß das Erscheinen von Horizontalrissen längs den Arbeitsschichten sehr oft in Betonmassiven, welche sich in einer vollen Ruhe befinden, beobachtet wird, wobei die Anzahl und die Breite der Risse mit dem Laufe der Zeit sich vergrößern.

Diese Erscheinung kann auf Grundlage der aus oben Erläutertem folgenden Auffassungen bestimmt werden.

Wollen wir annehmen, daß (Abb. 37) die Betonmauer  $abcd$  mit dem Fundament  $adgf$  mittels der Bindekraft des Mörtels verbunden ist.

Wenn wir ferner annehmen, daß infolge einer Temperaturerhöhung und infolge von anderen Ursachen die Mauer  $abcd$  nach einer gewissen Verlängerung strebt, so wird sich auf Grund des angenommenen Verbandes in der Berührungsfläche der Mauer mit dem Fundament gegen das Gleiten des betrachteten Mauerteiles  $nabm$  ein gewisser Widerstand  $R$  zeigen; zugleich werden im entsprechenden Querschnitt  $mn$  innere Zerdrückungskräfte, deren Resultante  $P$  gleich  $R$  sein wird, erscheinen.

Wollen wir ferner annehmen, daß das Gesetz der Verteilung der inneren Druckkräfte im Durchschnitt  $mn$  durch eine gewisse Kurve  $MN$  sich ausdrücken wird und daß die Aufmauerung aus vier Arbeitsschichten I, II, III und IV besteht. Bei einer unbedeutenden Höhe der Arbeitsschichten kann man die Wirkung aller inneren Kräfte, welche durch das Diagramm  $mMnN$  bezeichnet werden, durch die Wirkung der konzentrierten Kräfte  $T_1$ ,  $T_2$ ,  $T_3$  und  $T_4$ , welche die Resultanten der inneren Druckkräfte für jede Schicht einzeln bezeichnen und in den entsprechenden Punkten  $O_1$ ,  $O_2$ ,  $O_3$  und  $O_4$  angelegt sind.

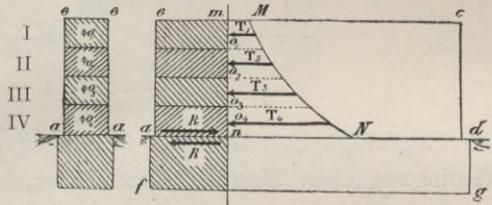


Abb. 37.

Die Resultante  $R$ , welche den Einfluß des Fundaments auf die Mauer bezeichnet, erscheint als eine exzentrische Kraft; deswegen werden sich, im allgemeinen gesagt, die inneren Kräfte im Durchschnitt  $mn$  ungleichmäßig verteilen, weswegen bei einer gleichmäßigen Höhe der Schichten die Resultanten  $T_1$ ,  $T_2$ ,  $T_3$  und  $T_4$  einander gleich sein werden. Unter solchen Umständen werden sich in den Berührungspunkten zweier Grenzsichten Spaltkräfte bilden, welche gleich  $T_1$ ,  $(T_1 + T_2)$ ,  $(T_1 + T_2 + T_3)$  und  $(T_1 + T_2 + T_3 + T_4)$  sind. Diese Kräfte werden ein Gleiten der Arbeitsschichten an den Flächen mit geringerem Widerstand hervorrufen.

Die Resultante  $R$ , welche den Einfluß des Fundaments auf die Mauer bezeichnet, erscheint als eine exzentrische Kraft; deswegen werden sich, im allgemeinen gesagt, die inneren Kräfte im Durchschnitt  $mn$  ungleichmäßig verteilen, weswegen bei einer gleichmäßigen Höhe der Schichten die Resultanten  $T_1$ ,  $T_2$ ,  $T_3$  und  $T_4$  einander gleich sein werden. Unter solchen Umständen werden sich in den Berührungspunkten zweier Grenzsichten Spaltkräfte bilden, welche gleich  $T_1$ ,  $(T_1 + T_2)$ ,  $(T_1 + T_2 + T_3)$  und  $(T_1 + T_2 + T_3 + T_4)$  sind. Diese Kräfte werden ein Gleiten der Arbeitsschichten an den Flächen mit geringerem Widerstand hervorrufen.

Im VI. Kapitel wurde erläutert, daß bei angewendeten Ausführungsarten von Betonbauten die Bruchfestigkeit der Arbeitsschichten eine geringste ist deswegen ist es natürlich, daß in mit dem Fundament verbundenen Mauern bei jeglicher Volumenänderung der Mauer eine Abblätterung der Massive beobachtet wird.

Je schwächer der Verband zwischen der Mauer und dem Fundament, d. h. je geringer der Einfluß des Fundaments auf eine freie Volumenänderung der Mauer ist, desto geringere innere Spannungen müssen in einer Beton-schüttung eintreten und eine desto geringere Abblätterung wird die Mauer zeigen.

Vermittels dieser allgemeinen Berechnungen kann man folgende Erscheinungen, welche in Betonfestungsbauten beobachtet werden, erklären.

Die größte Anzahl durchgehender Horizontalrisse wird in Mauern freistehender Traverse, welche auf Betonwallgängen, Abb. 38, ruhen und nach Süden gerichtet sind, beobachtet.

Bei der Bedingung eines Verbandes der Traverse mit dem Wallgang, welcher ein Fundament vorstellt, ruft ein jegliches Streben der Traverse zu einer Volumenänderung infolge des Trocknens des Betons oder einer Temperaturveränderung einen gewissen Widerstand von seiten des Wallgangs hervor.

Bei solchen Bedingungen erscheinen: 1. das Streben der Traverse zu einer Abteilung vom Wallgang und zu einem Gleiten längs den Flächen (*ab*), 2. das Erscheinen von inneren Zug- und Druckkräften, welche durch die Gleitfestigkeit längs dem Wallgang hervorgerufen werden. Traverse werden in letzter Reihe aufgeführt, und ihr Verband mit dem Wallgang in den Flächen *ab* erscheint geringer, als zwischen Arbeitsschichten in monolithen Traversaufführungen; des-

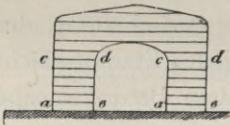


Abb. 38.

wegen wird in der Praxis erst eine gänzliche Abteilung der Traverse vom Wallgang in den Flächen *ab* beobachtet.

Infolge eines bedeutenden Gewichts der Traverse und einer Abwesenheit von plastischen Zwischenschichten entwickelt sich bei weiteren Längsänderungen der Traverse in den Gleitflächen *ab* eine bedeutende Reibungskraft. Deswegen müssen auch nach Erscheinen eines ersten Horizontalrisses längs dem Fuß der Traverse entsprechende innere Spannungen entstehen. Wenn hierbei die Länge der Traverse eine ihre Monolitität sichernde Grenzgröße nicht übersteigt, so gibt es keine Ursachen zum Erscheinen von Vertikalrissen.

Aber eine Festigkeit gegen Abblätterung längs den Arbeitsschichten ist bei einer Gleichheit aller übrigen Bedingungen abhängig: 1. von der Größe der Berührungsfläche der Grenzschichten und 2. von einem vertikalen Druck auf die Oberfläche der Schichten.

Ein weit schärferer Uebergang von größten Flächen zu kleinsten ergibt sich in der Widerlagerfläche, Abb. 38; deswegen erscheint das Eintreten eines folgenden Horizontalrisses in dieser Fläche am wahrscheinlichsten. In weiterem ist alles über Traverse Gesagte vollständig anwendbar für erhaltene freistehende Massive, wodurch eine Zunahme der Anzahl von Horizontalrissen mit dem Laufe der Zeit auch erklärt wird.

Auf Grundlage des in diesem Kapitel Erläuterten kann man folgende Beschlüsse ziehen:

1. Zur Sicherung der Monolitität der Betonbauten müssen die Grenzdimensionen derselben den Konstruktionsbedingungen, den Eigenschaften des Betons und den meist möglichen Feuchtigkeits- und Temperaturwechseln streng entsprechen.
2. Monolitische Betonbauten größter Dimensionen sind möglich bei einem geringsten Einfluß der Konstruktionsbedingungen auf eine freie Volumenänderung des Betons.
3. Als vorteilhaftester Steinschlag zu monolithen Bauten, welche bedeutendem Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel ausgesetzt sind, gilt: solcher aus Ziegelstein und dann aus Granit und Kalk; und
4. Zur Beseitigung eines Erscheinens von Horizontalrissen (Abblätterung) ist notwendig eine Anwendung jener Ausführungsarten, welche eine größte Gleichartigkeit der mechanischen Eigenschaften des Betons in allen Richtungen sichert.

In der Praxis wird eine Ausführung dieser Bedingungen erzielt: 1. durch möglichst geringere Unterbrechungen bei der Aufschüttung der Arbeitsschichten, 2. durch Auflockern der Fläche einer jeden Stampfschicht und 3. durch eine der Höhe der Arbeitsschichten und dem Betongemenge entsprechende Stampfarbeit.

## **VIII. Ausführungsarten, welche die Bewahrung einer Monolitität der Betonbauten sichern.**

Die Frage über die Auswahl der betreffenden Konstruktionen und Ausführungsarten, welche die Monolitität der massiven Betonbauten sichern, fordert zuallererst eine Bestimmung der äußersten Dimensionen eines jeden einzelnen Massivs in Abhängigkeit: 1. von den Eigenschaften des Betons als Baumaterial und 2. von den Bedingungen, unter welchen sich die Ausführung befinden muß.

Die Ausführung von Monolithen bedeutender Dimensionen fordert eine Einrichtung von Betonfabriken mit großer Produktivität bei einer unbedingten Bedingung, daß die Schüttung ununterbrochen geschieht, was eine Notwendigkeit der Einführung von Nacharbeiten und überhaupt eine kompliziertere Organisation der Arbeiten hervorruft. Wenn z. B. ein Monolith von 9 Faden Länge, 7 Faden Breite, 1 Faden Höhe, bei einer Höhe einer jeden Schicht 0,06 Faden, mit Unterbrechungen zwischen jeder Schicht von

nicht mehr als 1,5 Stunden aufgeführt wird, so muß die Produktivität der Betonfabrik für jede Stunde nicht weniger als

$$\frac{0,06 \cdot 9 \cdot 7}{1,5} = 2,52 \text{ Kubikfaden}$$

ausmachen.

Die Arbeit muß aber im Laufe von

$$1,5 \cdot \frac{1}{0,06} = 25 \text{ Stunden}$$

vollbracht werden.

Deswegen ist es in jedem einzelnen Falle sehr wichtig, die geringsten Dimensionen des Monoliths in Abhängigkeit von den Bedingungen, welchen der Bau genügen muß, zu bestimmen.

So z. B. ist bei Festungsbauten die Massivheit eines jeden einzelnen Monoliths abhängig von der Wirkungskraft der feindlichen Geschosse und von speziellen Bestimmungen der Bauten.

Bei Erläuterung der Frage betreffs der äußersten Dimensionen der Betonmassive ist es außer den im vorhergehenden Kapitel betrachteten Bedingungen notwendig, folgende Erörterungen in Betracht zu ziehen.

In komplizierteren Bauten, als welche Festungsbauten in der Art von bogenartigen Gewölbkasematten mit an selbige dicht angeschlossenen Betonmauern erscheinen, erhält man ungleiche Bedingungen für die verschiedenen Teile dieser Ausführungen. So z. B. sind Brustwehrmauer, Traverse und Bedeckungen verschiedener Art den unmittelbaren Schlägen und starken Erschütterungen ausgesetzt, aber die Stützmauern der Kasematten und alle inneren Teile befinden sich unter günstigeren Bedingungen. Ebenso kann sich die Belastung beim Uebergang von einem Teil zu einem angrenzenden scharf verändern, infolgedessen sich der Druck der Teile auf den Boden gleichfalls scharf verändern kann.

Alle aufgezählten Bedingungen haben in bedeutendem Grade einen Einfluß auf die Monolitität der Betonbauten.

In den vorhergehenden Kapiteln wurde erläutert, daß bei einer Gesamtwirkung der ungünstigen inneren und äußeren Bedingungen im Betonmassiv sehr bedeutende Spannungen, welche seinen nützlichen Widerstand verringern und eine Zerstörung hervorrufen können, erscheinen können.

Deswegen ist es, im allgemeinen gesagt, für eine Bewahrung der Monolitität der Betonbauten notwendig, Maßnahmen zu einer möglichen Schwächung des Einflusses ähnlicher ungünstiger, schädliche Spannungen hervorrufender Bedingungen zu treffen.

Praktisch kann diese Frage nur gelöst werden bei Anwendung des Prinzips einer möglichst größeren Unabhängigkeit jener Ausführungsteile, welche sich unter verschiedenen Bedingungen befinden.

Diese Bestimmung wird teils durch die Anwendung von Betons verschiedener Gemenge, in Abhängigkeit von jenen Festigkeitsforderungen, welche an jeden einzelnen Ausführungsteil gestellt werden, ausgeführt.

Auf diese Weise erscheint kraft ökonomischer Auffassungen eine Störung der idealen Monolitität, in Bedeutung einer Gleichartigkeit des Gemenges und der Eigenschaften des Betons, in Massiv-Betonbauten unvermeidlich.

Bei solchen Bedingungen muß man das Streben der Betonbauten zur Erhaltung einer sichtbaren Monolitität als unbegründet erklären, weil ein in der Praxis mögliches Gebinde zweier verschiedengehaltigen Betonmassive sich stark unterscheiden wird von einem Gebinde der Teile eines jeden in Einzelheit genommenen Massivs. Außerdem haben eine Verschiedenartigkeit des Betongemenges und eine nicht gleichzeitige Ausführung zweier angrenzenden Massive unvermeidlich einen ungleichen Einfluß der äußeren und inneren Bedingungen auf die Massive zur Folge.

Deswegen wird das Bestehen irgend eines Gebindes ähnlicher Massive nicht nur als eine ungünstige Bedingung für die Bewahrung der erforderlichen Monolitität erscheinen, sondern wird auch in jedem verbundenen Massiv das Eintreten innerer Spannungen, welche den äußeren Kräften jenen sichtbaren Widerstand, welchen die Massive bei Abwesenheit des erwähnten Gebindes leisten könnten, verringern, hervorrufen.

Auf diese Weise erscheint in Wirklichkeit eine Zergliederung der Betonbauten unvermeidlich in Abhängigkeit:

1. von den Grenzdimensionen der Massive, welche durch die Eigenschaften des Betons, die äußeren Bedingungen, d. h. Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel, und von den Konstruktionsbedingungen, z. B. Einfluß der Fundamente, der anlehnenden Erde usw., und 2. von der Bestimmung eines jeden Teiles bei der Bedingung eines geringsten Einflusses auf die angrenzenden Teile der Ausführung.

Zur Erläuterung alles Gesagten ist in beifolgenden Zeichnungen, Abb. 39 bis 46, eine annähernde Lage der Einschnitte in einer Betonlegung bei Ausführung von einem Teil einer Uferbatterie gezeigt.

Bei Anwendung zu gegebenem Falle des oben angeführten Prinzips einer möglichst größeren Unabhängigkeit jener Ausführungsteile, welche sich unter verschiedenen Bedingungen befinden, kann man folgende Beschlüsse, welche die Konstruktion und die Ausführungsart der betrachteten Betonbatterie bestimmen, fassen:

1. Bezüglich des Einflusses der äußeren Temperatur und der Feuchtigkeit stehen die Gewölbdeckungen der Kasematten und ihre Frontmauern und die Traverse unter den ungünstigsten Bedingungen. Traverse haben eine größte Abkühlungsfläche und sind in Abhängigkeit von ihrer Lage bezüglich der Weltgegenden einer ungleichmäßigen Erwärmung ausgesetzt. In Gewölben und Frontmauern der Wohnkasematten wird während der

Winterzeit an den Außen- und Innenflächen eine bedeutende Temperaturdifferenz bemerkt. Aber innere Mauern befinden sich unter den günstigsten Bedingungen, welche eine Bewahrung ihrer Volumenbeständigkeit fördern. Außerdem sind während der Aufführungsperiode die Feuchtigkeits- und Temperaturbedingungen für über der Erde stehende Teile der Mauer stark verschieden von jenen Bedingungen, in welchen sich die Fundamente befinden.

2. Bezüglich der Einwirkung äußerer Kräfte stehen die einzelnen Teile einer Aufführung gleichfalls in verschiedenen Bedingungen. Den größten Schlägen und Erschütterungen sind Brustwehrmauern und Traverse ausgesetzt. Bedeutenden Erschütterungen bei Abfeuerung der Geschosse von

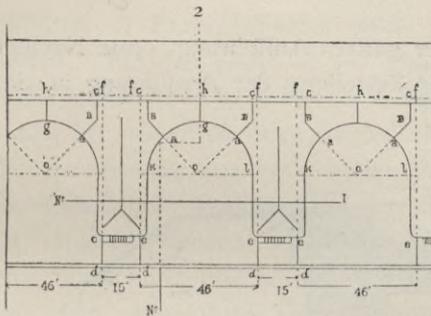


Abb. 39.

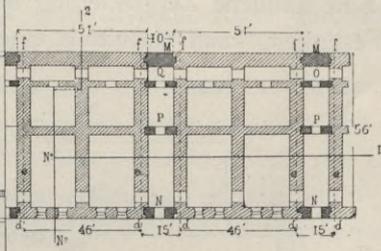


Abb. 40.

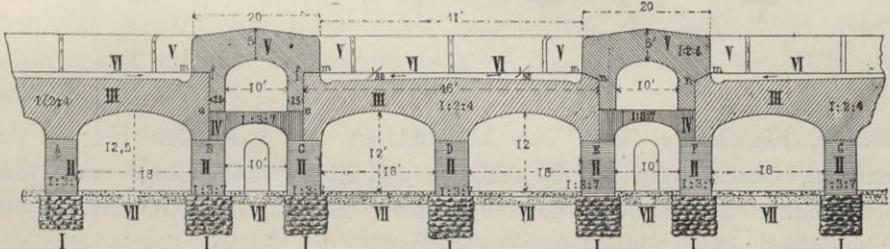
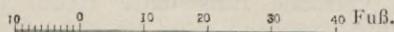
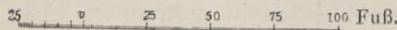


Abb. 41. Nr. 1.



Schnitt Nr. 1 u. 2.



Grundriß.

einer Batterie sind die Decken der Kasematten, welche als Fundament bei der Aufstellung von Geschützen dienen, ausgesetzt.

3. In Abhängigkeit von der erforderlichen Festigkeit und von den ökonomischen Auffassungen wird bei Festungsbauten Beton zweierlei Gehalts verwendet: sogenannter fetter Beton 1 : 2 : 4 und magerer 1 : 3 : 7.

Ersterer wird zur Aufführung von Traversen, Brustwehrmauern und zur Bedeckung von Kasematten, d. h. dem Schläge ausgesetzten Teilen, verwendet; magerer Beton wird zur Aufführung aller übrigen Teile verwendet. Zu Fundamenten wird gewöhnlich billiger Bruchstein gebraucht.

Auf diese Weise ist zum Erhalten einer größten Festigkeit und günstigster Bedingungen für die Bewahrung der Monolitität eines jeden einzelnen Teiles der Aufführung notwendig, das Gebinde der verschiedenartigen oder sich unter ungleichen Bedingungen befindenden Teile zu schwächen.

Folglich ist es in gegebenem Falle notwendig, eine möglichst größere Selbständigkeit folgenden Teilen zu geben: den überirdischen Mauerteilen, den Bedeckungen der Kasematten, den Traversen und den Brustwehrmauern.

Eine ähnliche Zergliederung der ganzen Aufführung, ohne Nachteil für ihre Festigkeit, kann vermittels einer Zerteilung der Aufführung in einzelne

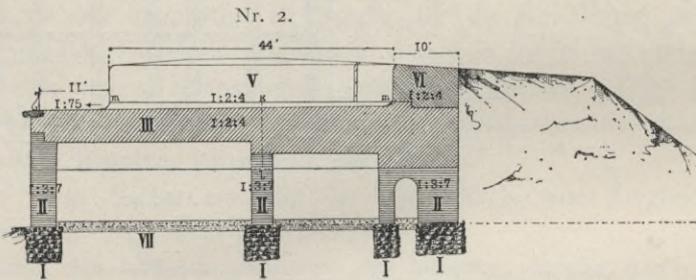


Fig. 42.

Massive, Einschnitte längs den horizontalen und vertikalen Flächen anwendend, erzielt werden. In Abb. 41 und 42, welche Längs- und Querdurchschnitte der Batterie darstellen, sind die einzelnen Massive in der Reihenfolge einer allmählichen Aufführung des Baues durch römische Ziffern mit einer Angabe des Betongehalts bezeichnet.

Außerdem sind vertikale Einschnitte (Abb. 39 und 40) durch die Linien *abc*, *de*, *ef* und *gh* bezeichnet.

Um einen gegenseitigen schädlichen Einfluß zweier verschiedenartiger, durch einen horizontalen Einschnitt getrennter Teile zu verringern, ist es notwendig, den Widerstand gegen ein Gleiten längs der Zerschneidungsfläche zu verringern, was durch Anwendung von Zwischenschichten aus Asphalt oder Dachpappe erzielt werden kann.

In beiliegenden Zeichnungen, Abb. 41 und 42, sind die Asphaltzwischenschichten durch ununterbrochene horizontale Linien dargestellt.

Leider sind keine Versuchsergebnisse bezüglich der Größe des Reibungskoeffizienten beim Gleiten des Betons längs dem Asphalt vorhanden.

In jedem Falle erscheint Asphalt, hinsichtlich seiner Plastizität, Unveränderlichkeit und Wasserdichtheit, für die Verwendung zu Zwischenschichten am geeignetsten.

In der Schnittfläche der Fundamente liegende Asphaltzwischenschichten fördern die Bewahrung einer beständigen Feuchtigkeit in den überirdischen Teilen der Bauten; aber in den Kämpferflächen verhindern dieselben eine Verbreitung von Rissen und starken Erschütterungen aus den Widerlagsmauern und umgekehrt.

Außerdem befördert Asphalt, infolge seiner Plastizität, eine gleichmäßige Verteilung des Druckes in den sich berührenden Teilen und schwächt den schädlichen Einfluß der in Massiven entstehenden Deformationen.

Die Praxis zeigt, daß bei Abwesenheit von horizontalen und vertikalen Einschnitten in Festungsbauten nach jedem 7. bis 9. Faden Vertikalrisse erscheinen. Bei den Forts an der Maas sind ähnliche Risse durchschnittlich nach jeden 20 m (9,40 Faden) bemerkt.<sup>50)</sup>

Aus im vorhergehenden Kapitel Gesagtem kann man beschließen, daß bei der Anwendung von horizontalen Einschnitten mit plastischen Zwischenschichten günstigste Bedingungen zur Bewahrung der Monolitität der Betonbauten erhalten werden. Deswegen kann man bei Konstruktion eines Systems von horizontalen und vertikalen Einschnitten in Entfernungen, welche oben angeführte Grenzentfernungen zwischen den beobachteten Vertikalrissen nicht übersteigen, die Monolitität der Betonbauten als völlig gesichert annehmen. Aber bei einer Bedingung gleicher Festigkeitsstärke wird eine Anzahl von horizontalen Einschnitten die Möglichkeit geben, Betonmassive größerer Dimensionen als bei Massiven ohne denselben aufzuführen.

Auf Grundlage dieser allgemeinen Erörterungen ist in betrachteter Batterie als eine Grenzgröße für die einzelnen Betonmassive 8 Faden (56 Fuß) angenommen.

Bei Bestimmung der höchsten Dimensionen für monolithe Bedeckungen von Kasematten ist es notwendig, die Lage der Traverse auf diesen Bedeckungen in Betracht zu ziehen.

Wenn wir annehmen, daß die linke Traverse, Abb. 41, unmittelbar auf den Massiven III ruht, so wird der Druck des Traversengewichts für 1 Fuß ihrer Länge auf die Zwischenschicht  $f_m$  sich ausdrücken:

$$P = q \cdot Q = 3,5 \cdot \left( \frac{6 + 6,75}{2} \cdot 2,5 + \frac{12,25 + 12,5}{2} \cdot 2,5 + \frac{7 + 5}{2} \cdot 5 \right) = \\ = 5 \cdot 76,8 = 268,8 \text{ Pud,}$$

worin  $Q$  eine Fläche der Hälfte des Querschnitts der Traverse ist.

Dieser Druck wird gänzlich auf die Zwischenschicht des Massivs III und seines Widerlagers  $C$  übertragen, weswegen ein voller Druck für

<sup>50)</sup> Mahiels: Le béton et son emploi, S. 160.

1 Fuß Länge der bezeichneten Zwischenschicht des Widerlagers *C* ausgedrückt wird:

$$P_1 = 268,8 + q \cdot Q_1 = 268,8 \text{ Pud} + \\ + 3,5 \cdot \left( 10,5 \cdot 2,5 + \frac{10,5 + 5,5}{2} \cdot 4,5 + \frac{5,5 + 5}{2} \cdot 4,5 \right) = 268,8 + \\ + 3,5 \cdot 85,87 = 268,8 + 300,5 = 569,3 \text{ Pud};$$

hierin bezeichnet  $Q_1 = 85,87$  die Hälfte der Querdurchschnittsfläche des Massivs III, angenommen, daß die Gewölb Dicke am Schlußstein 5 Fuß beträgt.

Wenn wir annehmen, daß der Druck von der Traverse unmittelbar auf das Massiv IV übertragen wird (rechte Traverse, Abb. 41), so wird auch auf dieselbe Zwischenschicht *E* oder *F* im Massiv III und in dem Widerlager II nur das Gewicht des Massivs III wirken. Die Stärke dieses Druckes ist, wie oben bestimmt,  $P_2 = q \cdot Q_1 = 300,5 \text{ Pud}$ , d. h. ist  $\frac{569,3}{300,3} = 1,89$  mal geringer als bei einer Traverseaufstellung auf dem Massiv III.

Im Zusammenhang mit der Gleichung (*C*) des vorhergehenden Kapitels zeigt diese annähernde Ausrechnung, daß zum Erzielen einer möglichst größeren Monolität der Massive III, welche die Kasematten bedecken, eine Uebertragung des Druckes des Traversegewichts auf die Massive IV notwendig ist.

Eine mögliche Unregelmäßigkeit beim Aufstellen der Traverse und gleichfalls Erschütterungen, welchen die Bedeckungen der Kasematten (Massiv III, Abb. 41 und 42) bei Geschößabfeuerungen oder infolge von Geschößschlägen in die Massive VI (Brustwehrmauern) ausgesetzt sind, in Betracht ziehend, sind Vertikaleinschnitte *kl*, Abb. 42 und 39, welche die Massive III in zwei Hälften teilen, wünschenswert.

Ebenso können die Massive VI der Brustwehrmauern mit einer Länge von 46 Fuß mittels Einschnitte *gh*, Abb. 39 und 41, zerteilt werden, da bei Erschütterungen in dem schwächeren mittleren Durchschnitt *gh* das Erscheinen von Rissen möglich ist.

Eine regelrechte Ausführung von Vertikaleinschnitten erscheint als eine wichtige Frage in Gegenden mit feuchtem und kaltem Klima. Ein jeder solcher Einschnitt, welcher eine Fuge zweier angrenzender Massive bildet, erscheint als ein künstlicher Vertikalriß, dessen Breite sich ununterbrochen in Abhängigkeit vom Trocknen des Betons und vom Temperaturwechsel verändert.

So ist z. B. in der zu betrachtenden Batterie, Abb. 41, die Gesamtlänge zweier angrenzender Massive III und IV gleich  $46 + 15 = 61$  Fuß.

Annehmend, daß die Größe eines möglichen relativen Trocknens des Betons aus Granitsteinschlag  $\beta = 0,00015$  ist, der Ausdehnungskoeffizient des Betons gleich dem Ausdehnungskoeffizienten des Granits, d. h.  $\alpha = 0,000081$ , die größte Temperaturdifferenz im Kern der Massive  $t = 30^\circ$ ,

so erhalten wir, daß eine größte Längeverringering der Massive III und IV:  $a = 61 \cdot (0,00015 + 0,000081 \cdot 30) = 0,024$  Fuß = 0,29 Zoll sein wird.

Deswegen ist bei einer Symmetrie aller Bedingungen eine mögliche größte Ausdehnung eines jeden Einschnitts  $ef$ , Abb. 41, gleich:

$$\frac{a}{2} = \frac{0,29}{2} = 0,14 \text{ Zoll (0,35 cm).}$$

Das in ähnliche künstliche Risse hineinkommende Wasser wird in den Kern der Massive eindringen und beim Frieren eine allmähliche Zerstörung der Massive hervorrufen.

Deswegen erscheint vorteilhaft die Anwendung einer solchen Vereinigung von horizontalen und vertikalen Einschnitten, wobei eine Bedeckung, ein Band der vertikalen Einschnitte bei Bedingung eines geringsten gegenseitigen Einflusses angrenzender Massive erhalten werden kann.

Beispiele eines solchen verbundenen Einschnittes für Traverse sind im Querdurchschnitt der Abb. 41 durch die Linien  $efm$  und im Plan, Abb 39, durch die Linien  $fe$  gezeigt.

Wenn eine Traverse unmittelbar auf dem Wallgang errichtet ist, so ergibt die Praxis, daß das vom Wallgang abfließende Wasser in die Räume der Traverse eindringt, indem es durch die Risse, welche die Traverse vom Wallgang trennt, durchfließt. Außerdem erscheint eine ähnliche Lage der Traverse sehr ungünstig für die Bewahrung einer Monolitität der Massive III, Abb. 41.

Deswegen ist es in jeder Hinsicht meist richtig, den ganzen Druck der Traverse auf die inneren Massive IV, Abb. 41, welche die Poternen bedecken, zu übertragen, indem man in der Traverse Vorsprünge  $fm$  (Abb. 41, linke Traverse) läßt, um Bedeckungen der Vertikaleinschnitte  $fe$  zu erhalten.

Es ist wünschenswert, diese Vorsprünge über der Oberfläche des Wallgangs auf 1 bis 1,5 Fuß zu erheben, um in den Massiven (III) entsprechende Kronen  $mf$ , welche eine Art von Plintusse bilden und ein Eindringen des Wassers in die vertikalen Einschnitte nicht zulassen, zu erhalten.

Um einen Einfluß der Veränderungen des Massivolumens (III) auf die Traversen zu verringern, kann man die Kronen von oben durch senkrechte Flächen  $mn$  (Abb. 41, die rechte Traverse) begrenzen.

Es ist wünschenswert, die vertikalen Einschnitte der gewölbartigen Bedeckungen der Kasematten in den Flächen, welche längs den Widerlagsmauern (Linien  $def$ , Abb. 39 und 40, und  $ef$ , Abb. 41) laufen, zu machen.

Die Bedeckungen des vertikalen Einschnitts im Wallgang ( $de$ , Abb. 39) oder in der Brustwehr sind in Abb. 43 und 44 näher angegeben.

Längs den Querschnitten eines jeden der zwei angrenzenden Massive sind zöllige Erhöhungen zur Ableitung des Wassers von dem Einschnitt gemacht; der Einschnitt ist mit einem Eisenstreifen von 5 bis 6 Zoll Breite und  $\frac{3}{8}$  bis  $\frac{1}{4}$  Zoll Dicke bedeckt.

Zu einer Befestigung der Streifen und zu einem dichten Anliegen derselben an die Massive können Anker aus  $\frac{3}{4}$ zölligem Eisen dienen, bestehend aus einem Splintbolzen *B* und einer Spindel *a*, welche in die Mauer in einer Entfernung von 20 bis 24 Zoll von der äußeren Oberfläche eingelegt wird.

Unter den Eisenstreifen kann man, um eine größere Undurchdringlichkeit zu erhalten, eine Unterlage aus Dachpappe machen; die Anker Mutter anschraubend, kann man einen festen Verschluss des Einschnitts erhalten.

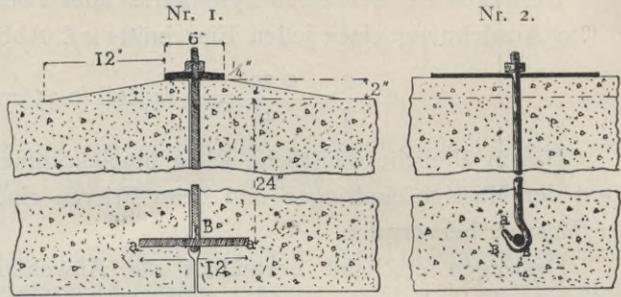


Abb. 43.

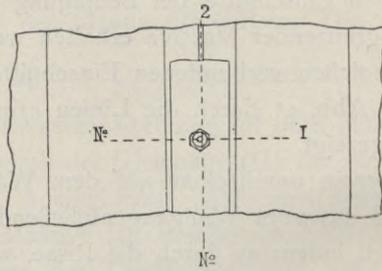


Abb. 44.

Eine andere einfachere Art, um die Vertikaleinschnitte vor einem Wassereindringen zu bewahren, ist in Abb. 45 und 46 angeführt.

In diesem Falle kann der Eisenstreifen durch gebrandmarktes Eisen ersetzt werden.

Vertikale Einschnitte des Mauerhauptes sind so auszuführen, damit eine totale Geschlossenheit und Unzerreißlichkeit der die Kasematten und Kellerräume schützenden Mauern nicht zerstört wird.

Um dieser Bedingung zu genügen, muß man die vertikalen Einschnitte so ausführen, daß die Flächen der den Poternen entsprechenden Mauerfront *M* und *N* abgeteilt werden.

Um durchgehende Risse bei einer Verkleinerung dieser Flächen zu vernichten, kann man eine Verbindung der Mauern *N* und *M* mit den Kasemattenwänden mittels eines Spuntes, wie in Abb. 40 gezeigt, machen. Die inneren Quer

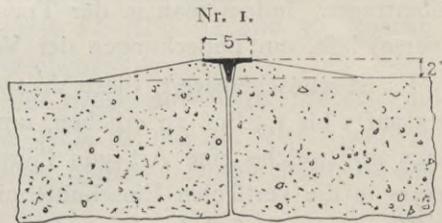


Abb. 45.

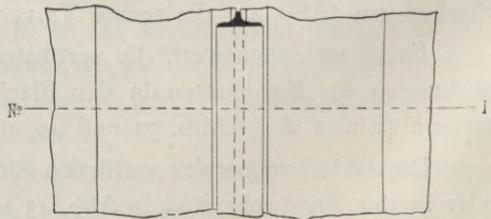


Abb. 46.

wände  $P$  und  $Q$ , welche einem geringeren Einfluß des Wechsels der äußeren Temperatur und der Feuchtigkeit ausgesetzt sind, können mit den Längsmauern gleichfalls vermittels eines Spuntes verbunden werden.

Bei einer solchen Lage der vertikalen Einschnitte, Abb. 40, werden jede zwei Kasematten, welche einem Geschößlager entsprechen, eine ganze monolitische Gründung aus einer Reihe von Längs-Querwiderlagsmauern, an welche sich eine gleiche monolitische Bedeckung der Kasematten stützt, bilden. Gleichfalls wird auch eine jede Traverse und eine jede Bedeckung der Poterne ein einzelnes Monolith bilden.

Für das Ableiten des Wassers vom Wallgang längs den Leisten  $m$ , Abb. 41 und 42, ist es wünschenswert, Rinnen mit einer Senkung zum Wallgang einzurichten;

von einem meist höchsten Punkte, welcher dem Zentrum des Geschößlagers entspricht, können Neigungen zu den angeführten Rinnen gemacht werden.

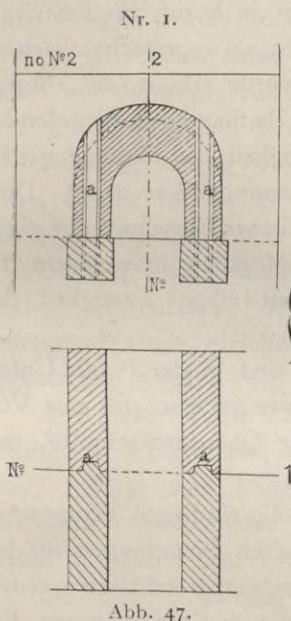


Abb. 47.

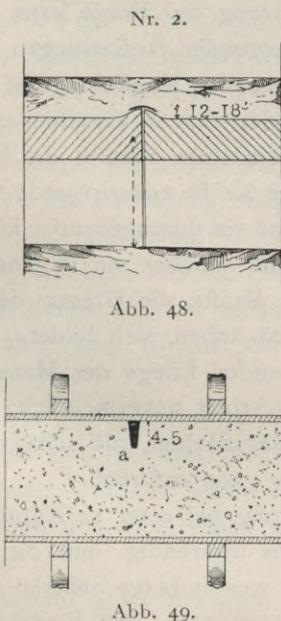


Abb. 48.

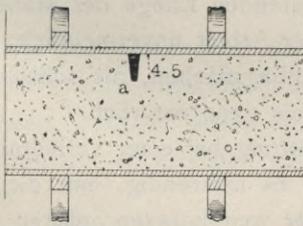


Abb. 49.

Um durchgehende Risse in den Widerlagsmauern zu vernichten, können die Verbindungen angrenzender Flächen vermittels eines Spuntes gemacht werden, indem man zur Erzielung einer freien Schwindung eines jeden Poterneteiles Furchen  $a$  (Abb. 47) einrichtet. Von oben kann der Einschnitt gleich dem, wie in Abb. 43 und 44 gezeigt ist, bedeckt werden; bei einer Erdbeschüttung der Poterne (Abb. 48) kann der Einschnitt mit einem Bleistreifen oder einem Streifen aus verzinktem Eisen bedeckt werden.

In starken Widerlagsmauern wird gewöhnlich anstatt von durchgehenden Vertikaleinschnitten die Bildung von schmalen Spalten, 3, 4, und 5 Zoll tief vom Mauerhaupt, als genügend angesehen. Hierzu werden in einer ganzen Mauerhöhe in die Betonschüttung dünne Holz- oder Eisenleisten ( $a$ ), 3, 4 und 5 Zoll breit, Abb. 49, eingebracht.

Eine ähnliche Einrichtung eines Einschnitts ist auf jenen Auffassungen begründet, daß in starken Widerlagsmauern mit einer sich an die Erde

anlehnenen Seite das Mauerhaupt einem größten Einfluß der Wechsel der äußeren Temperatur und der Feuchtigkeit ausgesetzt ist; aber die ganze die Erde berührende Betonmasse bewahrt eine Temperatur- und Feuchtigkeitsbeständigkeit. Deswegen wird bei schroffem Wechsel der äußeren Temperatur ein größtes Schwinden in jener Betonmasse, welche sich an das Mauerhaupt anlehnt, beobachtet, infolgedessen auch durch ein ähnliches Schwinden des Betons hervorgerufene Risse sich allmählich von der Oberfläche ins Innere der Massive verbreiten müssen. Bei solchen Bedingungen bestimmen ähnliche nicht tiefe künstliche Spalten, sozusagen, die Stellen der natürlichen Risse voraus, deren weitere Vergrößerung vollständig von den äußeren Bedingungen und den Eigenschaften des Betons abhängig ist.

Eine ähnliche Erklärung der Frage kann man in bezug auf Festungsmauern auf Grundlage folgender Auffassungen nicht als regelrecht ansehen.

1. In den vorhergehenden Kapiteln 2 und 7 wurde erklärt, daß ein jegliches Gebinde angrenzender, sich in verschiedenen Bedingungen befindender Massive in einem jeden einzelnen innere, die Festigkeit der Massive gegen die Wirkungen der äußeren Kräfte erniedrigende Spannungen hervorruft. Deswegen ist es natürlich, daß ein durchgehender künstlicher Einschnitt günstiger ist, als ein natürlicher Riß, welcher nur in jenem Moment, in welchem die Spannungen der inneren Kräfte die Grenze der zeitweiligen Festigkeit des Betons gegen Zug erreicht haben, sich bildet.

2. Bei einer bedeutenden Länge der Mauern sind in der Praxis Unterbrechungen während der Arbeit unvermeidlich; deswegen erscheint eine Verbindung der Unterbrechungsflächen, als schwächste Querdurchschnitte, mit den Einschnittsflächen als ganz natürlich.

3. Wenn die Schüttung bei einer verhältnismäßig niedrigen Temperatur gemacht wird, so ist es notwendig, um die inneren Spannungen in der Mauer, welche bei einer weit höheren äußeren Temperatur erhalten werden können, möglichst zu verringern, die Einschnitte mit einer gewissen bestimmten Breite zu machen.

Wollen wir annehmen, daß drei nach der Länge gleiche Betonmassive *A*, *B* und *C* (Abb. 50) durch vertikale Einschnitte *m* und *n* geteilt sind.

Wenn die Aufführung bei einer Temperatur von 0° gemacht ist, so wird sich, bei Erhöhung der Temperatur der erhärteten Massive

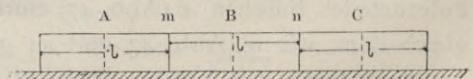


Abb. 50.

bis +30°, die freie Verlängerung eines jeden Massivs, bei einer Länge eines jeden  $l = 15$  m, ausdrücken:

$$a = \alpha \cdot t \cdot l = 0,000081 \cdot 30 \cdot 15 = 0,0036 \text{ m.}$$

In gegebenem Falle ist der Ausdehnungskoeffizient  $\alpha$  des Betons aus Granitsteinschlag gleich 0,000081 angenommen.

Wenn die Breite eines jeden Einschnitts *m* und *n* gleich oder größer sein werden, als die oben erhaltene Verlängerung des Massivs,  $a = 0,0036$ ,

so werden bei solchen Bedingungen die Massive *A*, *B* und *C* aufeinander keinen Einfluß ausüben. In jedem Massiv werden bei der Ausdehnung gewisse innere Druckkräfte, in Abhängigkeit von der Verbindung der Massive mit den Fundamenten, erscheinen (s. Kapitel VII). Wenn aber die Breite der Einschnitte *m* und *n* kleiner als die Verlängerung des Massivs ist, so wird der Einfluß der äußersten Massive *A* und *C* auf das mittlere *B* durch ihre Festigkeit gegen eine Ausdehnung des Massivs *B* ausgedrückt werden, infolgedessen in den Massiven neue entsprechende Druckkräfte erscheinen werden.

So z. B., wenn wir annehmen, daß das Betongemenge 1:7, der Elastizitätskoeffizient des Betons beim Druck zum Schluß einer dreimonatlichen Frist  $E = 160\,000$  kg pro 1 qcm (s. Tabelle Nr. 17) ist, so wird bei einem festen Widerstand die Spannung innerer Druckkräfte im mittleren Massiv auf die angrenzenden Massive:  $p = E \cdot \alpha \cdot t = 160\,000 \times 0,000081 \times 30 = 38,9$  kg pro 1 qcm sein.

Diese Spannung wird sich mit jenen Spannungen der inneren Druckkräfte, welche im Massiv durch die Bedingung seiner Verbindung mit dem Fundament hervorgerufen werden, summieren.

Deswegen ist es natürlich, daß bei ähnlichen Bedingungen ein nützlicher, sichtbarer Widerstand des mittleren Massivs geringer sein wird, als ein Widerstand eines gleichen, aber dem Einfluß der angrenzenden Massive ausgesetzten Massivs.

Auf diese Weise kann bei der Anwendung von durchgehenden Einschnitten in Mauern und übrigen massiven Bauten eine größte Festigkeit derselben nur in dem Falle erzielt werden, wenn die Breite der Vertikaleinschnitte jener höchsten Temperatur entsprechen wird, deren Wirkung die Bauten ausgesetzt sein können.

Bei einer Schüttung während einer höchsten Temperatur kann man eine dichte Berührung der Grenzmassive zulassen.

In solchen Fällen ist es zum Erzielen eines möglichst geringeren Gebindes der einzelnen Massive wünschenswert die Unterbrechung der Einlegung mit einem Seifenmörtel oder mit einem flüssigen Tonmörtel zu bestreichen, um dadurch eine Verbindung der neuen Schicht mit der erhärteten zu vermeiden.

Zur Beseitigung eines Durchfließens des Wassers durch die durchgehenden Einschnitte in starken Widerlagsmauern, aber gleichfalls zur Erhaltung einer festen Verbindung der einzelnen Mauerteile ist es wünschenswert, die Einschnitte in Spuntform, wie oben für Widerlagsmauern der Poternen (Abb. 47) angegeben ist, zu machen.

Die vorhergehenden Beschlüsse werden durch folgende Ergebnisse der Praxis bewiesen:

Betontrottoire, Dielen und Pflaster, welche ohne Einschnitte von betreffender Breite gelegt sind, bauchen beim Erwärmen und Annässen aus

und geben nachher einen eigentümlichen Bruch mit erhobenen Rändern, Abb. 51. Ein ähnlicher Fall wurde in Chikago während der Ausstellung beobachtet; an Betontrottoiren, welche ohne einen Einschnitt im März bei einer niedrigen Temperatur gelegt wurden, waren im Mai mit dem Eintreten der Hitze Ausbauchungen zu sehen, und dieselben gaben Brüche mit einer Randerhebung von 30 bis 40 cm (Abb. 51).<sup>51)</sup>



Abb. 51.

In der Tonindustrie-Zeitung (1900, S. 58) ist ein Zerstörungsfall eines 100 m langen Betonsockels, welcher bei niedriger Temperatur (im März) aus Betonstücken von 1,5 m Länge mit einer dichten Ausfüllung der vertikalen Fugen mit fettem Zementmörtel gebaut war, angeführt; die Querschnitte des Sockels stützten sich auf schwer belastete und stark im Boden befestigte Pfeiler. Im Sommer war der Eckstein des Sockels, infolge eines deutlichen Strebens des Sockels zu einer Ausdehnung, gänzlich zerdrückt.

Im selben Journal (1900, S. 59) sind Ergebnisse der Beobachtungen von Betontrottoireausdehnungen in Heidelberg angeführt. Bei einer Gesamtfläche der Trottoire von 3000 qm bestand der Einschnitt aus 7—8 mm breiten Fugen, welche mit einer Mischung aus Birkenteer und fein gemahlenem Kork (Korngröße 5 mm) ausgefüllt waren. Im Sommer wurde diese Ausfüllung durch eine hohe Hitze ausgepreßt (Abb. 52a), aber beim Sinken der Temperatur nahm die Ausfüllung ein in Abb. 52a gezeigtes Aussehen an.

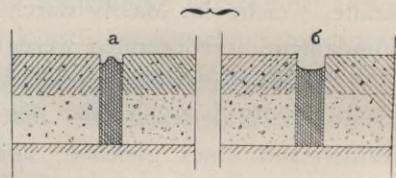


Abb. 52.

Die Praxis ergibt, daß zur Bewahrung einer Monolität der Betontrottoire, Dielen und Pflaster, welche starkem Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel bei einer unbedeutenden Dicke des Betons ausgesetzt sind, außer vertikalen Einschnitten auch ein möglichst geringeres Gebinde mit dem Grund als notwendige Bedingung erscheint.

Deswegen ist es z. B. beim Legen von Dielen notwendig, oberhalb der Ziegelschicht oder der kleinen Gewölbe auf den eisernen Balken Zwischenschichten aus sehr magerem Beton, Sand oder Dachpappe zwischen der Diele und seiner Gründung zu legen, um dadurch eine möglichst größere Unabhängigkeit dieser verschiedenartigen Bestandteile, welche sich in verschiedenen Bedingungen bezüglich des Einflusses der Temperatur und der Feuchtigkeit befinden, zu erhalten.

Ein besonders grelles Beispiel einer praktischen Bedeutung des oben erwähnten Prinzips einer möglichst größeren Unabhängigkeit der Teile in Betonbauten, um ihre Monolität zu bewahren, stellen Betonbrücken mit bedeutenden Spannweiten dar.

<sup>51)</sup> Tonindustrie-Zeitung 1900, S. 58.

Dieses Prinzip besteht darin, daß man bei Betonbrücken im Bogenschluß und in Widerlagern Zwischenschichten und Scharniere, welche den Einfluß der Pfeiler und aller äußeren Bedingungen auf die monolithen Halbgewölbe bis aufs geringste vermindern, anwendet.

Dieser Einfluß der äußeren Bedingungen auf die Gewölbe besteht in folgendem:

1. Bei der Aufführung eines Gewölbes entsteht eine unvermeidliche Deformation der Gewölbrüstung infolge einer allmählich zunehmenden Belastung durch das Betongewicht, welche eine höchste zum Moment des Einsetzens des Schlußsteins wird. Außerdem ist das Material der Rüstungen — Holz — in Abhängigkeit von den Feuchtigkeitsbedingungen einem bedeutenden Eintrocknen und Schwellen ausgesetzt.

2. Im Moment der Abrüstung entsteht im Gewölbe ein gewisses elastisches Schwinden des Betons, infolgedessen die Länge und der Umriß der Gewölbachse sich verändern müssen.

3. Ebenso können die Pfeiler, einer Wirkung des Gewölbes ausgesetzt, eine gewisse Schwindung oder Verschiebung zeigen, was ebenso eine entsprechende Deformation des Gewölbes hervorrufen muß.

4) Die Veränderung der Temperatur- und Feuchtigkeitsbedingungen ruft ununterbrochen eine Veränderung der Länge und des Umrisses der Gewölbachse hervor.

Eine jegliche Veränderung der erstlichen Länge und des Umrisses der Achse in massiven monolithen Gewölben zieht im Beton unvermeidlich das Erscheinen von inneren Spannungen nach sich, welche sich mit den durch die Belastung hervorgerufenen Spannungen summieren. Bei einer gewöhnlichen Konstruktion der Gewölbe, welche mit den Pfeilern unzertrennlich verbunden sind oder sich mit denselben in den Gewölbfußflächen berühren, können diese nachträglichen Spannungen nicht bestimmt werden, da in ähnlichen Fällen die ganze Konstruktion statisch unbestimmbar ist.

Deswegen wird bei einer praktischen Aufklärung dieser Frage die Gewölbstärke unter den ungünstigsten Voraussetzungen bestimmt, was eine Vermehrung der Materialquantität zur Folge hat und eine weit festere Konstruktion der Pfeiler erfordert.

Die Anwendung von elastischen Zwischenschichten oder Scharnieren bestimmt die Lage der Kurve von Druckkräften im Gewölbe, wofür jene drei Punkte, welche die Scharnierachsen im Schlußstein und in den Kämpfern des Gewölbes vorstellen, vollständig genügen.

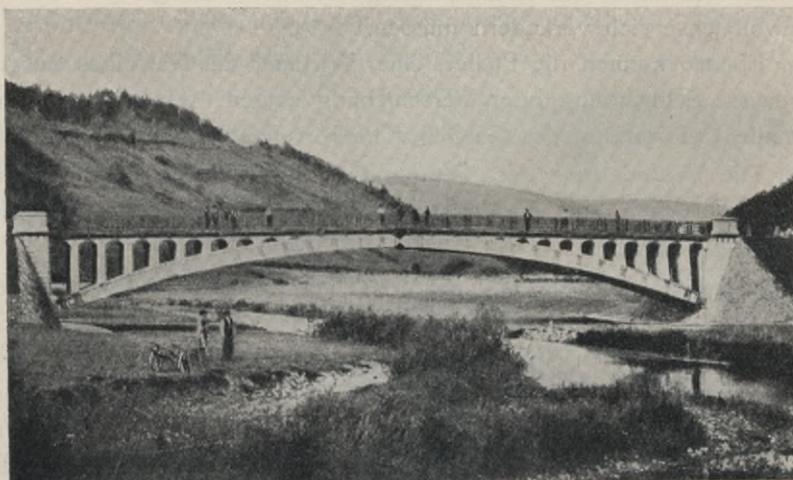
Wenn aber die Kurvenlage der Druckkräfte bekannt ist, so kann man in jedem einzelnen Falle alle Spannungen im Gewölbe bestimmen und das Material auf eine vorteilhafteste Weise ausnutzen. Zugleich verringern die Zwischenschichten oder die Scharniere, das Gewölbe in zwei Massive teilend, bis zu einem möglichen Grade den Einfluß der oben aufgezählten äußeren

Bedingungen, welche bei Wegbleiben der Zwischenschichten oder der Scharnieren die Monolitität der Betongewölbe stören können.

In dieser Hinsicht ist die Monolitität der Betongewölbe mit bedeutenden Oeffnungen (bis 50 m) mehr gesichert, als die Monolitität aller übrigen Betonbauten, angefangen vom Typus einer freistehenden Betonmauer, ungeachtet einer scheinbaren Konstruktionseinfachheit im letzteren Falle. Wie oben erklärt ist, kann ein schädlicher Einfluß des Fundaments auf eine solche Mauer nur teilweise geschwächt werden durch Anwendung von Zwischenschichten und kann nicht genau ausgerechnet werden.

In nebenstehender Tabelle 30 sind Hauptdaten bezüglich einiger Betonbrücken in Süddeutschland mit der Angabe von Schwindungsgrößen im Schlußstein der Gewölbe nach der Abrüstung angeführt.<sup>52)</sup>

In beiliegender Zeichnung Nr. 6 ist eine Betonbrücke (Spannweite



Zeichnung 6.

50,82 m) mit Scharnieren aus Gußeisen, über den Neckar bei Neckarshausen im Jahre 1900 erbaut, gezeigt.

Für die meisten angeführten Brücken war das Betongemenge für die Gewölbe  $1 : 2,5 : 5$ , und nur bei einer Brücke über den Neckar bei Tübingen (Nr. 6) war das Betongemenge  $1 : 1,25 : 4,5$  und bei der Brücke bei der Station Eggingen (Nr. 2)  $1 : 3 : 6$ .

Bei der Brücke bei Munderkingen (Nr. 17) wurde nach der Abrüstung eine folgende Pfeilerverschiebung bemerkt: in horizontaler Richtung beim linken Pfeiler 6,5 mm, beim rechten Pfeiler 3,6 mm und in vertikaler Richtung 4 und 2 mm.

Beobachtungen des Einflusses der Temperatur im Laufe eines halben

<sup>52)</sup> Stuttgarter Immobilien- und Baugeschäft.

Tabelle 30.

Nummer	Benennung des Ortes	Spannweite; Meter	Gewölbhöhe; Meter	Dicke des Gewölbes; Meter			Zwischenschichten aus Blei; cm			Schwinden am Schlußstein; cm	
				An den Kämpfern	Im gefährlichen Querschnitt	Am Schlußstein	Dicke	Breite		Beim Abrüsten	Bei der Belastung
								An den Kämpfern	Am Schlußstein		
1	Kupferzell . . . . .	13	1,7	0,60	0,50	0,40	2	10	10	0,9	1,1
2	Station Ehingen . .	18	3,6	1,0	—	0,45	2	10	10	1,4	1,4
3	über Forbach bei Niederstetten . . .	18	2,0	0,60	0,60	0,50	2	10	10	0,9	—
4	über die Donau bei Ehingen . . . . .	22	2,2	0,90	—	0,70	2	15	13	0,7	2,5
5	über den Kanal bei Eßlingen . . . . .	19	1,8	0,45	0,80	0,40	1,8	15	15	0,5	2,9
6	über den Neckar bei Tübingen . . . . .	23	2,3	0,85	0,85	0,60	2	14	12	3,0	3,5
7	über den Neckar bei Fischingen . . . . .	22	2,5	0,55	0,70	0,45	2	10,4	9,3	1,4	2,2
8	über die Donau bei Rechtenstein . . .	23	2,5	0,90	—	0,65	2	20	18	1,0	3,5
9	über die Lein. . . . .	23,1	3,5	0,90	—	0,50	2	15	13	3,0	5,5
10	über den Argen bei Großholzleute . .	24	2,4	0,60	—	0,50	2	12	10	0,6	2,0
11	über den Neckar . .	30	3,5	0,75	—	0,50	2	—	11	1,0	2,1
12	über den Argen bei Schlomburg . . . .	28	2,8	0,75	0,82	0,62	2	22	15	0,5	1,5
13	über die Eich bei Imnau . . . . .	30	3,0	0,50	0,80	0,45	0,5	10	10	1,5	3,0
14	über die Tauber bei Markelsheim . . .	30	3,0	0,85	0,86	0,75	2	18	15	1,9	—
15	über den Neckar bei Heimrichheim . .	38	5,5	0,90	—	0,80	2	15	12	1,7	6,3
16	über die Donau bei Inzigkofen . . . . .	43	4,38	0,78	1,10	0,70	Scharniere: aus Gußeisen			0,7	3,8
17	über die Donau bei Munderkingen . .	50	5,0	1,10	1,40	1,00	aus Eisen			7,8	13,2
18	über den Neckar bei Neckarshausen . .	50,82	4,54	0,90	1,20	0,85	aus Gußeisen			9,1	12,2

Jahres zeigten, daß die Achse des Scharniers am Schlußstein (bei derselben Brücke) sich bei einer Temperaturerniedrigung auf  $1^{\circ}\text{C}$ . auf 1,1 mm senkte.<sup>53)</sup>

Also wird sich bei einer möglichen Temperaturdifferenz von  $50^{\circ}$  die Verschiebung des Schlußsteinscharniers der Brücke bei Munderkingen ausdrücken (Tabelle 30):

$$132 + 55 = 187 \text{ mm.}$$

Beim Fehlen der Scharniere würde eine so bedeutende Deformation des monolithen Gewölbes unbedingt Risse hervorrufen.

Der Ausdehnungskoeffizient, nach den Veränderungszahlen des mittleren Gewölbogens ausgerechnet, war  $\alpha = 0,0000088$  bei einem Betongemenge: 1 T. Zement, 2,5 T. Sand und 5 T. Granitsteinschlag. In der Tabelle 9 ist der durchschnittliche Ausdehnungskoeffizient für 5 Sorten Granit durch  $0,0000081$ , bei einer größten Bedeutung  $\alpha = 0,0000086$ , ausgedrückt.

Dieses praktische Beispiel kann als eine Wiederholung der im Kapitel III (Tabelle 10) angeführten theoretischen Erörterungen und Versuchsergebnisse gelten, welche beweisen, daß die Ausdehnungskoeffizienten des Betons und des Materials seiner steinartigen Bestandteile zueinander sehr nahe stehen.

Bei unbedeutenden Spannungen der Betongewölbe wurden vorerst anstatt Scharniere Asphaltzwischen-schichten verwendet, was sich bald als untauglich erwies, weil der Asphalt bei hoher Temperatur aufweichte und sozusagen eine Schmiere zwischen zwei Gewölbteilen bildete.

Bedeutende zerschneidende Kräfte, welche bei einer einseitigen Belastung sich bilden, konnten ein Gleiten und eine relative Verschiebung der Gewölbteile hervorrufen. Deswegen werden jetzt in Brücken mit mittleren Spannungen (bis 38 bis 40 m) anstatt Asphalt Zwischen-schichten aus Blei, welche über eine größere Druck- und Zerschneidungsfestigkeit als Asphalt verfügen, angewendet.

Infolge seiner Plastizität füllt Blei alle Poren und alle Unebenheiten in den auseinandergeteilten Gewölbteilen mit Leichtigkeit aus, infolgedessen der Druck gleichmäßig auf der ganzen Berührungsfläche des Betons mit der Zwischen-schicht verteilt wird. Versuche und die Praxis bestimmen, daß auf gewalztes Blei ein Druck bis 120 kg zugelassen werden kann.

Je geringer die Breite der Zwischen-schicht, desto genauer kann im Gewölbe die Lage der Druckkurve bestimmt werden, was auch eine genauere Ausrechnung zur Folge hat. Gewöhnlich beträgt die Breite der Bleizwischen-schichten  $\frac{1}{5}$  bis  $\frac{1}{6}$  der Gewölbstärke, sich von 10 bis 22 cm verändernd.

In Brücken mit bedeutenden Spannungen (über 40 m) ist der Druck gewöhnlich stärker als die angeführte Grenzgröße der Druckfestigkeit des Bleies, und in solchen Fällen werden Scharniere aus Gußeisen, Eisen oder Stahl gebraucht und in seltenen Fällen aus festen Natursteinen. Diese

<sup>53)</sup> Leibbrand, Gewölbte Brücken, S. 63.

Frage ist von Leibbrand in „Gewölbte Brücken“ genau erklärt. In beiliegenden Plänen, Abb. 53 bis 56, sind angeführt: in Abb. 53 Type von Zwischenschichten aus Blei, in Abb. 54 Type von Scharnieren aus Stein, in Abb. 55 — aus Gußeisen, und in Abb. 56 — aus Eisen.

Im allgemeinen zeigt die Praxis, daß nach Maßgabe einer Vergrößerung der Spannungen entsprechende Konstruktionsveränderungen der Betongewölbe entstehen.

Wenn die Spannweite die Grenzen, welche eine Monolitität des Gewölbes und der mit demselben unzertrennbar verbundenen Pfeiler (Spannungen von 10 bis 12 m) sichern, überschreitet, so wird die ganze Aufführung in drei und nachdem in vier einzelne Massiv zergliedert, und werden Maß-

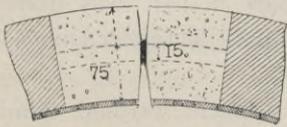


Abb. 53.

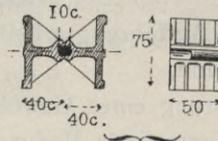


Abb. 55.

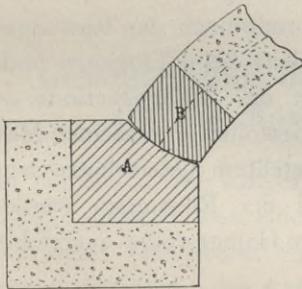


Abb. 54.

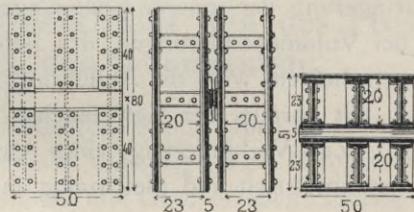


Abb. 56.

regeln getroffen, um den Einfluß aller Bedingungen, welche die Monolitität eines jeden Gewölbeiles stören können, möglichst zu schwächen. Hieraus ersieht man deutlich den Uebergang von Zwischenschichten aus Blei, welche ihrer Bestimmung bei mittleren Spannungen (bis 40 m) genügen, zu Scharnieren aus Gußeisen und nachdem zu Scharnieren aus Eisen und Stahl bei Brücken mit größten Spannweiten (von 40 bis 50 m).

In Abb. 55 und 56 dargestellte Scharniere wurden bei Betonbrücken bei Inzigkofen (Spannweite 43 m) und bei Munderkingen (Spannweite 50 m) angewendet und unterscheiden sich im allgemeinen durch nichts von Scharnieren, welche zu Metallbogenbrücken verwendet werden.

Auf diese Weise sind zur Bedingung einer Dauerhaftigkeit und Festigkeit der Brücken, ungeachtet der Verschiedenartigkeit der Materialien in gewölbten Betonbrücken, wie auch in Metallbogenbrücken, gleiche Bestimmungen erforderlich: eine möglichst größere Unabhängigkeit der Hauptteile bei der freien Veränderung ihrer Volumen, was in beiden Fällen tatsächlich durch die Anwendung gleicher Scharnierkonstruktionen erzielt wird.

Betonbrücken mit bedeutenden Spannungen zeigen in ihren Ausführungsarten gewisse Eigenartigkeiten.

In dieser Hinsicht ist es notwendig, folgende Auffassungen in Betracht zu ziehen:

1. Bei einer bedeutenden Länge der Spannweite ist keine Möglichkeit vorhanden, gänzlich feste Rüstungen zu errichten, zumal das Material der Rüstungen — Holz — einem Schwinden und Quellen ausgesetzt ist.

2. Beton selbst zeigt bei Erhärtung an der Luft eine Volumenänderung infolge von Trocknen, Temperaturwechsel und Nebenerscheinungen, welche den Erhärtungsprozeß begleiten (Kapitel II, III und IV);

3. Bei in Gewölben mit großen Spannweiten zuzulassenden bedeutenden Druckkräften (bis 40 kg für 1 qcm) ist es notwendig, daß die Ausführung eine möglichst größere Gleichartigkeit besitzt, was durch eine ununterbrochene Ausführungsarbeit von Massiven unbedeutender Dimensionen erzielt werden kann.

Die Ausführung eines Gewölbes muß so gemacht werden, damit der Einfluß dieser ungünstigen Bedingungen möglichst geschwächt wird.

Zur Vernichtung des Einflusses der Deformationen der Rüstungen und zur Verringerung der inneren Spannungen, welche beim Trocknen und überhaupt bei Volumenänderungen des Betons in der Anfangsperiode des Erhärtens erscheinen, wird die Ausführung des Gewölbes in einzelnen Massiven, Abb. 57, mit parallel der Gewölbachse aufgestelltem Querschutze begrenzt, gemacht. Zur Verhinderung eines Quellens der Rüstungen werden die Massive symmetrisch und gleichzeitig in jedem Halbgewölbe aufgeführt, angefangen von den Kämpfern, dem Schlußstein und einem oder mehreren Stützpunkten der Rüstungen, in Abhängigkeit von der Spannungslänge. In

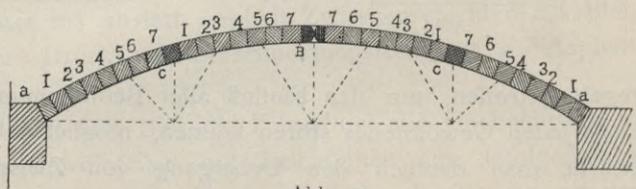


Abb. 57.

Abb. 57 zeigen die Ziffern eine Reihenfolge der Anfüllung von die Formen der Massive bildenden Kasten, wobei in erster Reihe die ungeraden Zahlen in Arbeit kommen. In zweiter Reihe werden die Massive mit geraden Zahlen aufgeführt, und in jedem Halbgewölbe wird der Schlußstein gleichzeitig mit der Packung des mittleren Kastens (c) eingesetzt.

Endlich wird im ganzen Gewölbe der Schlußstein eingesetzt, gleichzeitig mit der Packung der Massive, welche an den Scharnieren oder Zwischenschichten bei den Kämpfern (a) oder im Schlußstein des Gewölbes (B) liegen.

Bei solch einer Ausführungsart wird der Einfluß der Rüstungsdeformationen in möglichem Grade verhindert, und zugleich wird, bei Beachtung der betreffenden Unterbrechungsfristen während der Ausführung der

einzelnen Massive, ein geringster Einfluß auf die Aufführung des Trocknens und aller schädlichen, die Erhärtung des Betons begleitenden Erscheinungen erhalten.

Beim Einsetzen des Schlußsteins eines jeden Gewölbes wird an den Zwischenschichten oder Scharnieren Beton bester Qualität, entsprechend jenen Anstrengungen, welche in diesen Teilen des Gewölbes eintreten müssen, verwendet. In Abb. 53 ist die Art der Einlegung von Zwischenschichten beim Bau der Betonbrücke bei Ehingen gezeigt.<sup>54)</sup>

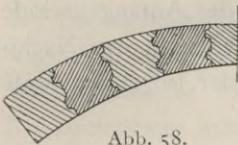


Abb. 58.

Um ein stärkeres Gebinde der einzelnen Massive, welche sozusagen Keile in der Gewölblegung bilden, zu erzielen, kann man die Verbindung derselben vermittels Spunte, wie in Abb. 58 gezeigt, machen.

Zur Verhinderung eines möglichen Trocknens der Rüstungen und des Verdeckes ist es notwendig, dieselben bis zur Abrüstung des Gewölbes mit Wasser zu begießen.

## IX. Gesamteinfluß der Feuchtigkeit und des Frostes auf die Monolitität der Betonbauten.

In Gegenden mit kaltem und feuchtem Klima üben beiderseitig die Feuchtigkeit und der Frost eine zerstörende Wirkung auf die Betonbauten aus.

Bei einer Temperatur von mehr als null Grad erscheint eine möglichst größere Feuchtigkeit in den Anfangsfristen des Betonerhärtens sehr wünschenswert, weil unter solchen Bedingungen sein Streben, bei Erhärtung an der Luft zu trocknen, geschwächt wird; außerdem wird durch die Feuchtigkeit der äußeren Atmosphäre die Möglichkeit einer raschen Verdunstung aus dem Beton jenes Wassers, welches für den Erhärtungsprozeß nötig ist, beseitigt.

Ein Gesamteinfluß der Feuchtigkeit und des Frostes erscheint für Betonaufführungen gefährlich, wie in den Anfangsfristen nach der Aufmauerung, so auch nach Schluß des Betonerhärtens.

In den Anfangsfristen des Betonerhärtens drückt sich der Einfluß des Frostes durch folgende Erscheinungen aus:

1. Das im Beton befindliche Wasser friert und kann in solchem Zustande auf den Zement keine chemische Wirkung ausüben;
2. eine Temperaturerniedrigung des Betons verlangsamt das Abbinden und das Erhärten des Zements, und
3. die Volumenvergrößerung des Wassers beim Frieren hat eine Zerstörung des Gebindes der Betonteilchen zur Folge.

<sup>54)</sup> Zentralblatt der Bauverwaltung, S. 523.

Zur Beseitigung der aufgezählten ungünstigen Bedingungen werden bezüglich der Bedingungen, unter welchen die Betonschüttung geschieht, in der Praxis folgende Vorkehrungen getroffen.

I. Falls die Betonschüttung bei einer Temperatur unter Null geschieht, so ist es notwendig:

- a) die Temperatur der Betonbestandteile zu erhöhen, oder
- b) die Gefriertemperatur des Wassers zu erniedrigen.

II. Falls aber die Betonschüttung bei einer Temperatur über Null geschieht und dieselbe während der Abbindungsdauer und der Anfangsperiode des Erhärtens einer Wirkung des Frostes ausgesetzt ist, z. B. in den Nachfrösten z. Z. der Herbstarbeit, so ist es notwendig, eine der folgenden Maßregeln zu treffen:

- a) den Gefrierpunkt des Wassers zu erniedrigen,
- b) das Abbinden und das Erhärten zu beschleunigen, oder
- c) in der Schüttung eine Temperatur über Null zu bewahren.

Eine Temperaturerhöhung der Betonbestandteile beschleunigt einerseits das Abbinden und das Erhärten des Zements, und andererseits vermehrt sie die Wärmemenge in der Betonschüttung. Deswegen kann eine Erniedrigung der Schüttungstemperatur unter Null zur Zeit einer gegenseitigen Wirkung der nötigen Wassermenge und des Zements, wodurch auch der Beton die erforderliche Festigkeit erlangt hat, eintreten.

Diese Art wurde in mehreren Fällen bei Frösten bis  $5^{\circ}$  in England und Amerika<sup>55)</sup> mit Erfolg angewendet.

Im allgemeinen wurde die Arbeit folgendermaßen verrichtet: Der Beton wurde in einem warmen Raum bereitet, wobei alle trägen Bestandteile vorher durch einen Dampfstrahl erwärmt wurden. Das durch die Dampfkondensation erhaltene Wasser sättigte vorbeigehend den Steinschlag und den Sand. Die Temperatur des während der Durcharbeitung des Betons zugesetzten Wassers war nicht unter  $+15^{\circ}$ . Vor der Schüttung des Betons wurden alle Flächen, welche der Beton berühren muß, vom Eis befreit und im Laufe von 15 bis 20 Minuten durch Dampf erwärmt, worauf die Schüttung des Betons rasch vorgenommen wurde. Um das Abkühlen der Aufschüttung zu verringern, wurden alle offenen Flächen derselben mit Strohmatte, Säcken usw. bedeckt.

Je größer das Volumen der Schüttung, desto langsamer schreitet das Abkühlen vor; deswegen ist bei einer Temperatur unter Null solch eine Bauausführungsart von starken Mauern und anderen massiven Bauten hauptsächlich bei einer Möglichkeit, den gebrauchten Dampf für die Erwärmung des Betons zu benutzen, anwendbar.

Zur Erniedrigung der Gefriertemperatur des Wassers wird in der Praxis gewöhnlich Kochsalz gebraucht. Bezüglich der anderen Stoffe, wie

<sup>55)</sup> Sutcliffe: Concrete, its nature and uses, S. 169.

z. B. Soda und Zucker, welche ebenfalls die Gefrieretemperatur des Wassers erniedrigen, sind keine so bestimmten praktischen Ergebnisse vorhanden.

Aber in dieser Richtung angestellte praktische Versuche erklären nicht ganz die Frage betreffs der Tauglichkeit von Soda und Zucker, weil bei solchen Versuchen gewöhnlich eine geringere Wassermenge zur Herstellung der Probekörper angewendet wird, weswegen auch der Einfluß des Frostes auf solche Probekörper geringer ist als in der Praxis.

In Wirklichkeit muß man bei Ausführung von Betonbauten einen gewissen Wasserverlust, infolge von Verdunstung, Aufsaugen desselben durch den Steinschlag, Sand und durch die Holzform, in Betracht ziehen. Deswegen ist in der Praxis immer ein gewisser Wasserüberfluß vorhanden, infolgedessen der Frost einen bedeutenden Einfluß auf die nicht erhärtete Betonschüttung ausübt.

Versuche zeigen, daß ein Zusatz von 1 vH. Kochsalz (nach Gewicht) die Gefrieretemperatur des Wassers um  $0,6^{\circ}\text{C}$ . erniedrigt. Die höchsten in England und Amerika angewendeten Zusätze von Kochsalz zum Wasser erreichen 7 bis 8 vH., was die Möglichkeit gibt, eine Betonschüttung bei  $-4$  bis  $-5^{\circ}$  zu verrichten.

Der Einfluß des Kochsalzes drückt sich folgendermaßen aus: 1. Vergrößerung der Mörtel- und Betonfestigkeit in den Anfangsfristen ihrer Erhärtung, am Schluß einer Jahresfrist nähert sich ihre Festigkeit derjenigen von mit süßem Wasser angemachten Mörteln und Betons; 2. Vergrößerung der Hygroskopizität des Betons, und 3. Erscheinen eines Anflugs auf den Außenflächen der Bauten infolge eines Salzabscheidens bei Verdunstung des Wassers.

Bei Seebauten ist es möglich, Meereswasser zu verwenden, welches gewöhnlich 2,7 vH. Kochsalz und etwa 0,8 vH. übrige Salze enthält und deswegen bei  $-2,5^{\circ}$  friert.

Zur Verschnellerung des Abbindens und Erhärtens des Betons ist, außer einer Temperaturerhöhung, notwendig eine betreffende Auswahl und ein richtiges Mischungsverhältnis der Betonbestandteile. In dieser Hinsicht ist es am vorteilhaftesten, raschabbindenden Portlandzement guter Qualität und grobkörnigen Sand mit einem geringen Wasserzusatz zu verwenden.

Nach Maßgabe einer Vergrößerung der Sandmenge wird das Abbinden und die Erhärtung der Zementmörtel verlangsamt; deswegen muß man in gegebenem Falle fetten Beton verwenden.

Der Einfluß der Feuchtigkeit und des Frostes auf die erhärtete Betonmasse drückt sich folgendermaßen aus: Bei einer geringen Wärmeleitfähigkeit des Betons kann in einer unmittelbaren Atmosphärwirkung ausgesetzten Betonmassiven die Temperaturverteilung nicht gleichmäßig vor sich gehen. Die Temperaturdifferenz zwischen dem Massivkern und den Außenflächen kann sich außerdem infolge einer den Erhärtungsprozeß des Betons begleitenden Wärmeabteilung vergrößern.

Ebenso ist die Verdunstung des freien Wassers in den Außenschichten des Betons eine höchste und verbreitet sich allmählich ins Innere.

Solch ein ungleichmäßiger Wechsel der Temperatur- und Feuchtigkeitsbedingungen hat im Massiv das Erscheinen innerer Kräfte zur Folge, deren Verteilung und Stärke sich von jenem Falle, wo eine gleichmäßige Volumenänderung des Betons beobachtet wird, unterscheidet.

Bei einem raschen Trocknen zeigt die äußere Betonschicht das Streben zu einer Trockenschwindung; aber der Kern der Betonmasse, sich in einem konstanten Zustand befindend, wirkt gegen eine jegliche Volumenänderung der mit ihm unzertrennbar verbundenen äußeren Betonschicht.

Wenn wir bezeichnen: durch  $E$  den Elastizitätskoeffizienten des Betons gegen Zug,  $p$  die Spannung der inneren Kräfte bei vollem Trocknen,  $\beta$  das relative Trocknen des Betons,  $l$  die Länge der betrachteten Mauer, so ist

$$p = \frac{E \cdot \beta \cdot l}{l} = E \cdot \beta \dots \dots \dots (m)$$

Falls  $p$  größer ist als die Grenze einer zeitweiligen Festigkeit des Betons gegen Zug, so müssen sich am Mauerhaupt Risse zeigen.

Lassen wir zu, daß die Betonmauer am Mauerhaupt einem starken Trocknen unterworfen ist bei einem Mischungsverhältnis des Betons: 1 T. Zement, 3 T. Sand und 5 T. Kies mit Steinschlag.

Für Granitsteinschlag kann man das relative Trocknen annehmen:  $\beta = 0,00015$ ; wenn man außerdem zuläßt, daß die Beendigungsfrist der Schüttung 58 Wochen ist, so kann der Elastizitätskoeffizient eines solchen Betons gegen Zug laut Zahlen der Tabelle 19 bestimmt werden:

$$E = 98\,000 \text{ kg pro } 1 \text{ qcm.}$$

Diese Zahlen in die Gleichung (m) setzend, erhalten wir:

$$p = E \cdot \beta = 98\,000 \cdot 0,00015 = 14,70 \text{ kg pro } 1 \text{ qcm.}$$

Aus der Tabelle 19 ist unterdessen zu ersehen, daß die Grenze einer zeitweiligen Festigkeit des betrachteten Betons gegen Zug 9,1 kg pro 1 qcm ist; folglich müssen sich bei einem so raschen Trocknen am Mauerhaupt durchaus Risse zeigen.

In der nebenstehenden Tabelle 31 sind auf Grundlage der gegebenen aus den Tabellen 18 und 19 und nach Versuchsergebnissen von Considère Spannungsgrößen für verschiedene Betons und Mörtel bei totalem Trocknen angeführt.

Die letzte Kolonne der Tabelle 31 zeigt, daß bei der Bedingung eines totalen Trocknens einem größten Aufreißen ausgesetzt sind: der Bewurf aus reinem Zement und fette Betons; nach Maßgabe einer Magerung der Betons und Mörtel, so auch einer Verlängerung der Fristen verringert sich das Streben zum Aufreißen.

Deswegen muß man, um in Bauten das Entstehen von Rissen zu verhüten, möglichst länger eine dauernde Feuchtigkeit im Mauerhaupt vermittle Annässen, vor Sonne und Wind schützend, anhalten.

Tabelle 31.

Mischungsverhältnis der Betons und der Mörtel.	Fristen; Wochen.	Relatives Trocknen $\beta$ .	Elastizitäts- koeffizient $E$ ; kg pro 1 qcm.	Spannung $p$ ; kg pro 1 qcm.	Zeitweilige Festigkeit $R$ ; kg pro 1 qcm.	$\frac{p}{R}$
I. Beton:						
1. 1 T. Zement, 3 T. Sand, 5 T. Kies mit Steinschlag . . . . .	58	0,00015	98 000	14,7	9,1	1,6
2. 1 T. Zement, 2 T. Sand, 3 T. Kies mit Steinschlag . . . . .	58	0,00015	280 000	42,0	24,9	1,7
3. 1 T. Zement, 1 T. Sand, 1 T. Kies mit Steinschlag . . . . .	58	0,00015	250 000	37,5	18,1	2,1
4. 500 kg Zement, $\frac{1}{2}$ cbm Sand und $\frac{1}{2}$ cbm Kies . . . . .	4	0,00015	213 400	31,8	9,5	3,3
II. Mörtel:						
1. Reiner Zement . . . . .	4	0,0010	180 000	18,0	23,8	7,5
2. 600 kg Zement, pro 1 cbm Sand (1 : 3) . . . . .	4	0,0003	210 900	63,3	9,9	6,4
3. 1 T. Zement, 3 T. Sand . . . . .	58	0,0003	314 000	94,2	21,8	4,3

Infolge einer geringen Wärmeleitung des Betons befördert ein schroffes Sinken der äußeren Temperatur gleichfalls das Entstehen von Rissen an den Oberflächen der Betonbauten.

Im VII. Kapitel wurde darauf hingedeutet, daß das Temperatursinken einen besonders starken Einfluß auf Beton hat, und in der Tabelle 28 sind Temperaturminima, welche ein Zerreißen der in 58wöchentlicher Frist erhärteten Betonprobekörper hervorrufen, angeführt.

In der beifolgenden Tabelle 32 sind auf Grundlage gleicher Berechnungen Spannungen, welche in den Außenschichten der Mörtel bei einer raschen Temperaturniedrigung der Luft bis auf 10 Grad entstehen, ausgerechnet.

Tabelle 32.

Mörtelgehalt.	Fristen; Wochen.	Ausdehnungs- koeffizient $\alpha$ .	Elastizitäts- koeffizient $E$ ; kg pro 1 qcm.	Spannungen $p$ ; kg pro 1 qcm.	Zeitweilige Festigkeit $R$ ; kg pro 1 qcm.	$\frac{p}{R}$
1. Reiner Zement . . . . .	4	0,000014	180 000	25,2	23,8	1,06
2. 600 kg Zement, pro 1 cbm Sand . . . . .	4	0,000012	210 900	25,3	9,9	2,56
3. 1 T. Zement, 3 T. Sand . . . . .	58	0,000012	314 000	37,7	21,8	1,73

Zahlen der Tabellen 31 und 32 zeigen, daß scharfe Aenderungen der Feuchtigkeits- und Temperaturbedingungen an den Außenflächen der offenen und beworfenen Betonbauten unvermeidlich das Entstehen von Rissen hervorrufen.

In Gegenden mit feuchtem und kaltem Klima zieht das Bilden von Rissen, infolge einer Gesamtwirkung der Feuchtigkeit und des Frostes, eine weitere Zerstörung der offenen Betonbauten nach sich.

Die Volumenvergrößerung des Wassers ist beim Frieren sehr bedeutend; die lineare Ausdehnung des Wassers beim Frieren kann bestimmt werden  $\alpha = 0,035$ , der Elastizitätskoeffizient beim Schwinden  $E = 23450$  kg pro 1 qcm.<sup>56)</sup> Deswegen entsteht beim Frieren des Wassers in einem geschlossenen würfelförmigen Gefäß (Seitenlänge  $l$ ) auf die Wände ein Druck:

$$p = \frac{E \cdot \alpha \cdot l}{e} = 23450 \cdot 0,035 = 820,75 \text{ kg pro 1 qcm.}$$

Das Eis verfügt über eine besondere Plastizität und über eine Fließbarkeit, ähnlich wie viele feste Teere. Dank dieser Eigenschaft verändert die, einer anhaltenden Wirkung verhältnismäßig geringer Kräfte unterworfenen Eismasse ihre Form, ohne eine Zerstörung zu zeigen. Bei einem langsamen Frieren des die Poren im Betonmassiv ausfüllenden Wassers kann deswegen eine Volumenvergrößerung des Massivs auf die Seite einer geringsten Widerstandsleistung, d. h. nach außen hin, geschehen, oder aber das sich bildende Eis wird alle Unebenen und Zweige der Poren anfüllen.

Bei einem weiteren rascheren Frieren des Wassers wird das sich an der Außenfläche des Massivs gebildete Eis eine Gegenwirkung auf das Austreten des neugebildeten Eises ausüben, weswegen die sich bildende Eismasse, sich in das Innere der Poren ausdehnend, einen entsprechenden Druck auf das nicht gefrorene Wasser verursachen wird. Vermittels dieses Wassers wird sich der ganze Druck gleichmäßig auf die Porenwände übertragen.

Wenn wir die Länge eines solchen Eispfropfens, welcher sich in einer zylindrischen mit Wasser gefüllten Spalte, Abb. 59, gebildet hat, durch  $l$  bezeichnen, die Haftkraft des Eises an den Spaltenwänden durch  $k$ , den Perimeter eines Querschnitts der Spalte durch  $C$ , so wird sich die angeführte Widerstandsleistung des Eispfropfens ausdrücken:

$$R = k \cdot e \cdot l.$$

Zulassend, daß die Querschnittsfläche der Spalte  $q$ , aber der

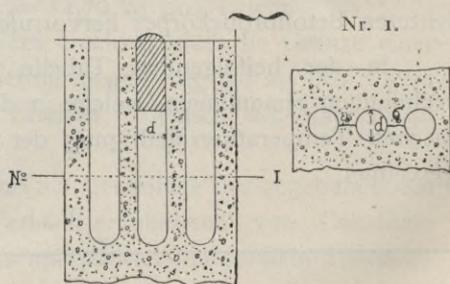


Abb. 59.

<sup>56)</sup> Ganot, Physik.

Druck des in der Spalte zusammengepreßten Wassers  $p$  ist, so ergibt sich:  $R = p \cdot q = k \cdot c \cdot l$  oder

$$p = \frac{k \cdot c \cdot l}{q} \dots \dots \dots (1)$$

Wenn der Durchmesser der zylindrischen Spalte gleich  $d$  ist, so erhalten wir:

$$p = \frac{4 \cdot k \cdot \pi \cdot d \cdot l}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot k \cdot l}{d} \dots \dots \dots (2)$$

Bei Bedingung einer totalen Undurchdringlichkeit der Spaltenwände wird sich der die Wände zerreißende Druck, Abb. 59, auf die Längeneinheit der Spalte ausdrücken:

$$P = p \cdot \frac{d}{2} = 2k \cdot l, \dots \dots \dots (3)$$

d. h. die Kraft, welche die Spaltenwände in den Punkten  $a$  und  $b$  zerreißt (Abb. 59, Nr. 1), wird proportional der Gefriertiefe sein.

Wenn die Durchfrierungstiefe  $l = 10$  cm ist, so wird bei einer Haftkraft des Eises an den Spaltenwänden  $k = 2,8$  kg pro 1 qcm<sup>57)</sup>

$$P = 2 \cdot 2,8 \cdot 10 = 56 \text{ kg}$$

pro 1 cm Länge der Spalte (Pore) sein.

Wenn im Massiv ein horizontaler, schmaler Riß von  $a$  cm Länge und  $b$  cm Breite vorhanden ist, so wird der Perimeter des Querschnitts sein:  $c = 2a + 2b$ , aber die Querschnittsfläche:

$$q = a \cdot b.$$

Deswegen wird sich in gegebenem Falle die Gleichung (1) ausdrücken:

$$p = \frac{k \cdot 2(a + b) \cdot l}{a \cdot b} \dots \dots \dots (4)$$

Zulassend, daß die Länge des Risses  $a = 20$  cm, die Breite  $b = 0,01$  cm, die Tiefe des Durchfrierens  $l = 10$  cm, so erhalten wir bei der Bedingung einer totalen Undurchdringlichkeit des Materials:

$$p = \frac{2,8 \cdot 2(20 + 0,01) \cdot 10}{20 \cdot 0,01} = 5602,8 \text{ kg pro 1 qcm.}$$

Dieser Druck ist stärker als die zeitweilige Festigkeit eines beliebigen Steinmaterials gegen Zug.

Da die Breite eines Risses  $b$  im Verhältnis zu dessen Länge  $a$  gewöhnlich sehr gering ist, so kann man in der Formel (4) die Dividendsgröße  $b$  weglassen; dann ergibt sich:

$$p = \frac{k \cdot 2a \cdot l}{ab} = \frac{2k \cdot l}{b},$$

d. h. bei einem raschen Durchfrieren ist der hydrostatische Druck proportional der Durchfrierungstiefe und umgekehrt proportional der Breite des Risses.

<sup>57)</sup> Trautwine. The Civil Engineers Pocket-Book, S. 594.

Auf Grund des Erörterten kann man erklären, weshalb in Wirklichkeit poröse Materialien, wie z. B. guter Ziegelstein, einer geringeren zerstörenden Wirkung der Feuchtigkeit und des Frostes unterworfen sind als Materialien schieferiger Zusammensetzung.

Die Porosität des Materials sichert einerseits ein freies Eindringen des Wassers in den Kern des Massivs bis zum Zustand einer vollen Sättigung; andererseits gibt sie dem Eis eine Möglichkeit, seine Fließbarkeit zu zeigen. Nach Maßgabe der Volumenvergrößerung des sich in Eis verwandelnden Wassers wird der andere nicht gefrorene Teil des Wassers einen freien Weg ins Innere des Massivs haben. Deswegen können sich bei einem allmählichen, langsamen Durchfrieren des Massivs im selben so lange keine inneren Druckkräfte entwickeln, bis die Grenze einer vollen Sättigung des Massivs nicht erreicht ist.

Dieselbe Porosität, die Wärmeleitung des Materials verringern, läßt eine rasche Abkühlung und ein damit verbundenes Bilden einer bedeutenden Eisquantität, welche eine dem Eis eigene Fließbarkeit beim raschen Frieren des Wassers nicht erreicht, nicht zu.

Versuche von Blümke und Bauschinger<sup>58)</sup> ergaben, daß:

1. die Festigkeit gegen Wirkungen des Frostes sich nach Maßgabe der Näherung der Materialfeuchtigkeit der Sättigungsgrenze verringert;
2. bei voller Sättigung durch Wasser die Materialien während aufeinanderfolgenden Frierens und Tauens Zerstörungskennzeichen zeigen und in einem desto größeren Grade, je größer ihre Porosität ist; und
3. bei Sättigung durch Wasser als fest gegen Frost Marmor und Granit waren.

Die Porosität kann nach Bauschinger nach der für eine Sättigung der Probekörper benötigten Wasserquantität angenommen werden:

1. für Marmor . . . . .	0	bis	0,2	vH.
2. „ Granit . . . . .	2,60	„	2,67	„
3. „ Sandstein . . . . .	11	„	33	„
4. „ Kalkstein . . . . .	12	„	35	„
5. „ Ziegelstein . . . . .	30	„	42	„

Freistehende Betonbauten werden gewöhnlich mit Zementmörtel beworfen. Die Porosität der Zementmörtel schwankt in bedeutenden Grenzen und ist in jedem einzelnen Falle von dem gegenseitigen Verhältnis der Bestandteile, ihren Eigenschaften, der Herstellungs- und Verwendungsart des Mörtels abhängig.

Im Kapitel I wurde darauf hingewiesen, daß Mörtel mit einer geringsten Porosität erhalten werden können bei einem gegenseitigen Verhältnis des Zements und Sandes von 1 : 1,5 bis 1 : 5 und in Abhängigkeit von der Dichtung der Mörtel.

<sup>58)</sup> Bauschinger, Versuche über die Frostbeständigkeit natürlicher und künstlicher Bausteine.

In jedem Falle erreichen beworfene freistehende Mauern mit einer geringen Senkung die vollste Sättigung leicht bei Regenwetter, und beim Eintreten von Frost und Tauwetter unterliegen dieselben einer allmählichen Zerstörung. Außerdem sind sogar senkrechte Flächen der Betonbauten der Wirkung eines schrägen Regens ausgesetzt. Das abfließende Wasser gerät in die schmalen Risse, welche sich beim Trocknen des Mörtels oder Betons und infolge von Temperaturwechsel bilden. Wie aus angeführten Berechnungen zu sehen ist, muß das Frieren dieses Wassers eine unvermeidliche zerstörende Wirkung auf die Betonbauten ausüben, indem es sich längs den Flächen mit einer geringsten Festigkeit und einer größten Porosität, d. h. längs den Arbeitsschichten, ins Innere verbreitet.

Deswegen ist zur Bewahrung der freistehenden Betonbauten notwendig:

1. Maßnahmen für die Beseitigung eines unmittelbaren Einflusses der umgebenden Atmosphäre auf die Betonflächen zu treffen, zur Bewahrung derselben von einem raschen Trocknen und Abkühlen und einer unmittelbaren Wirkung der Feuchtigkeit.

2. Die horizontalen und gesenkten Flächen müssen mit einem unporösen Material bedeckt sein.

Der ersten Forderung entsprechen Bekleidungen aus dauerhaften natürlichen und künstlichen Steinen. Eine langjährige Praxis zeigt, daß bis zur Jetztzeit nur jene altertümlichen Betonbauten erhalten geblieben sind, an welchen die Bekleidung heil geblieben ist. Von vielen Betonbauten aus der Zeit des römischen Reichs (Pevensy und Richmond in England) oder aus dem XI. und XII. Jahrhundert, wie z. B. das Schloß in Jokshire, sind bis jetzt nur jene Teile erhalten, an welchen die Bekleidung nicht geraubt worden ist.<sup>59)</sup>

Ziegelstein kann als taugliches und billiges Bekleidungs material der Fronten von Betonmauern dienen. Hierzu kann man über jede gestampfte Betonschicht dicht an die Formenwände doppelte Reihen Ziegelsteine, mit Zementmörtel verbunden, legen und nachdem mit Beton beschütten und die Schicht in so einer Höhe stampfen, daß nach Beendigung des Stampfens eine jede Arbeitsschicht in gleicher Fläche mit der entsprechenden doppelten Reihe der Ziegelsteine ist (Abb. 60).

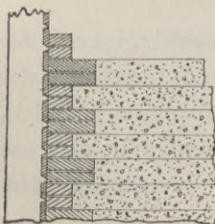


Abb. 60.

Bei solcher Bekleidungsart werden folgende Vorteile erhalten: 1. ein festes Gebinde der Bekleidung mit dem Betonmassiv; 2. eine genügende Dicke der Bekleidung, um das Betonmassiv von scharfen Veränderungen der äußeren Temperatur und der Feuchtigkeit zu bewahren; 3. die Formverkleidung kann aus Brackbrettern ohne ein dichtes Zusammenfügen her-

<sup>59)</sup> Sutcliffe, Concrete, its nature and uses, S. 5 und 6.

gestellt werden, was die Herstellung der Formen bedeutend billiger macht; 4. die Formabnehmung kann verhältnismäßig bald nach Beendigung der Schüttung gemacht werden, da der Beton auch ohne Formen von der unmittelbaren Wirkung der Atmosphäre durch seine Bekleidung geschützt sein wird; und 5. die Remonteausgaben einer Ziegelbekleidung sind niedriger als die Ausgaben für die Erneuerung einer äußeren Zementbekleidung.

Der zweiten Forderung entspricht aber vollständig, die Bewahrung freistehender gesenkter Flächen sichernd, eine Bekleidung dieser Flächen mit einer Asphaltschicht von  $\frac{3}{4}$  bis 1 Zoll Dicke.

## Schluß.

Auf Grundlage alles Betrachteten kann man folgende sich auf die Frage über die Monolitität der Betonbauten beziehende Beschlüsse fassen:

1. Den geringsten Volumenänderungen sind magere, poröse Betons, welche aus vollständig gutem, abgelagertem Portlandzement und steinartigen Bestandteilen (aus Ziegelstein, Kalkstein und Granit) bereitet sind, ausgesetzt.

2. Zum Erhalten einer möglichst großen Gleichartigkeit der Betonmassive und zur Beseitigung des Erscheinens von Horizontalrissen ist eine Schüttung des Betons ohne Unterbrechungen und mit einer Auflockerung der Oberfläche der Arbeitsschichten notwendig.

3. Die Grenzdimensionen der Betonmassive sind in jedem einzelnen Falle von den Eigenschaften des Betons, vom Einflußgrad der Feuchtigkeit, der Temperatur und der Konstruktionsbedingungen abhängig. Die größten Dimensionen der Betonmassive können erzielt werden bei einem geringsten Einfluß der Konstruktionsbedingungen auf eine freie Volumenänderung der Betonmassive.

4. In Betonbauten ist eine möglichst größere Unabhängigkeit der einzelnen Teile, welche sich in verschiedenen Bedingungen bezüglich der Belastungskraft und des Einflusses der umgebenden Atmosphäre befinden, notwendig, was durch eine Zergliederung des ganzen Massivs in einzelne Monolithe vermittels Anwendung von horizontalen und vertikalen Einschnitten erzielt werden kann.

5. Zur Bewahrung der freistehenden Betonbauten von einem zerstörenden Einfluß der atmosphärischen Wirkungen sind notwendig:

- a) eine starke Bekleidung der äußeren Mauerflächen und
- b) wasserdichte Bedeckungen aller übrigen offenen Flächen.









WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

18028

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300779