

# DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 15. August 1941

Heft 34/35

## Über Traßzement. Bemerkungen zu DIN 1167.

Von Otto Graf.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verwendung von Gemischen aus Traß und Portlandzement wurde schon vor 32 Jahren<sup>1)</sup> in Stuttgart geprüft, dann im Weltkrieg eindringlich erörtert<sup>2)</sup>. Man dachte schon damals an eine Erweiterung der Erzeugung hydraulischer Bindemittel, in der Annahme, daß der Traß bis zu einem gewissen, allerdings nicht bestimmten Teil an die Stelle des Zements treten könne. Dabei wurde u. a. auf Feststellungen mit Normenmörtel ohne und mit Traßzusatz verwiesen. Der Traßzusatz hatte bei solchen Versuchen eine erhebliche Erhöhung der Druckfestigkeit des Normenmörtels gebracht<sup>3)</sup>. Demgegenüber hat der Verfasser darauf aufmerksam gemacht, daß der Traßzusatz in Mörteln mit gemischtkörnigem Sand nur dann zu Festigkeitserhöhungen führt, wenn dem Mörtel feine Bestandteile fehlen. Dieser Mangel tritt vor allem in mageren Mörteln auf<sup>4)</sup>; er kommt praktisch sehr oft bei massigen Betonbauten vor, weil der zur Erlangung der erforderlichen Festigkeit nötige Zementgehalt in der Regel viel kleiner ist als der zur Herstellung eines dichten undurchlässigen Massenbetons nötige Teil an feinen Bestandteilen<sup>5)</sup>. Deshalb und weil der feine gemahlene Traß an Stelle des Zements die erforderliche Verarbeitbarkeit und die nötige Undurchlässigkeit des zementarmen Betons bringt, auch weil ein Zementgehalt, der völlige Dichtheit des Betons verursacht, oft zu viel Temperaturerhöhung veranlaßt<sup>6)</sup>, sind in den letzten 20 Jahren — vor allem im Wasserbau — Traßzemente oft angewendet und in wachsender Menge verwendet worden<sup>7)</sup>.

Der Anteil des Trasses in diesen Traßzementen wurde sehr verschieden gewählt; er konnte verschieden sein, weil die Eigenschaften des Zements und die geforderte Festigkeit, auch die Art und der Anteil der feinen Teile in den Zuschlagstoffen für die Größe des Zementgehalts von Fall zu Fall bestimmend sind. Immerhin war die Mannigfaltigkeit der Gemische größer als nötig. Durch viele Bauausführungen und durch viele Versuche ist allmählich ein Erfahrungsschatz entstanden, der zeigte, daß der Traßzement mit wenigen Mischverhältnissen fast immer brauchbar ist und daß demgemäß mit wenigen Mischverhältnissen fast alle zugehörigen technischen Forderungen zu erfüllen sind.

Weiter war zu beachten, daß der Traßzement mit der Ausdehnung seiner Verwendung von mehreren Zementwerken hergestellt wurde. Dabei entstanden selbstverständlich verschiedenartige Traßzemente. Die Beurteilung der Unterschiede war nicht immer ohne weiteres möglich, weil allgemein anerkannte Grundlagen fehlten. Überdies war zu bemerken, daß der Traßzement ab und zu unsachgemäß angewendet wurde. Dazu kam, daß die Prüfung des Traßzements nach der bisherigen Norm für Portlandzemente als unzweckmäßig erkannt war.

Aus dieser Sachlage hat der Verfasser als Obmann des Unterausschusses „Zementprüfung“ der Arbeitsgruppe „Betonstraßen“ in der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen beim Reichsverkehrsminister im Jahre 1938 beantragt, den Traßzement zu normen. Diese Normung ist inzwischen im Ausschuß für die Neubearbeitung der Zementnormen vorgenommen worden. Das Normblatt für Traßzement (DIN 1167) ist im Jahre 1939 erschienen und später vom Reichsverkehrsminister in Kraft gesetzt worden<sup>8)</sup>. Es erscheint geboten, darzulegen, was der mit der Bearbeitung von DIN 1167 beauftragte Ausschuß erreichen wollte, auch zu erörtern, wie der Traßzement nach DIN 1167 anzuwenden ist. Dabei wird auf Versuche Bezug genommen, die in den letzten Jahren auf Anregung des Verfassers im Institut für die Materialprüfungen des Bauwesens an der Technischen Hochschule Stuttgart ausgeführt worden sind<sup>9)</sup>.

### 1. Über die Begriffsbestimmung und über die Zusammensetzung des Traßzements.

Der genormte Traßzement wird aus normgemäßem Traß (nach DIN DVM 1043)<sup>10)</sup> und aus normgemäßem Portlandzementklinker (nach DIN 1164) in zwei Mischverhältnissen hergestellt, nämlich

<sup>1)</sup> Graf, Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Betonkörpern mit und ohne Traß. Heft 43 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, S. 1 u. 2, sowie S. 20 bis 33. Berlin 1920, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> Foerster, Armierter Beton 1917, S. 153 u. f.

<sup>3)</sup> Heft 261 der Forschungsarbeiten aus dem Ingenieurwesen, 1922, insbesondere die Zahlenreihen auf S. 4. VDI-Verlag.

<sup>4)</sup> Ebenda, S. 6.

<sup>5)</sup> Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl., S. 28 u. 30, sowie S. 106. Berlin 1930, Springer. Der Anteil der Bestandteile von 0 bis 0,2 mm Korngröße in besonders gutem Mörtel beträgt rd. 25%.

<sup>6)</sup> Graf, B. u. E. 1939, S. 170.

<sup>7)</sup> Vgl. u. a. Vetter und Rissel, Materialauswahl für Betonbauten. Berlin 1933, Springer; Rissel, Bauing. 1933, S. 102. Ferner Ostendorf, Die Bedeutung des Traßportlandzements, 1931.

<sup>8)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1941, Heft 27, S. 476; als Sonderdruck beim Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W9, erschienen.

<sup>9)</sup> Die Durchführung dieser Versuche besorgte mein Mitarbeiter Dozent Dr.-Ing. habil. Walz vornehmlich mit Mitteln der Tubag (Tuffstein- und Basaltlavawerke A. G.). An den Versuchsarbeiten war Ingenieur Biek beteiligt.

- a) als „Regeltraßzement“ aus 30 Gwtl. Traß und 70 Gwtl. Portlandzement, bezeichnet „Traßzement 30:70“;  
b) als „Traßzement 40:60“ aus 40 Gwtl. Traß und 60 Gwtl. Portlandzement.

Wichtig ist hier, daß der Traß und der Portlandzement normgemäß sein müssen. Überdies ist in DIN 1167 noch gefordert, daß der Traßgehalt nicht mehr als  $\pm 2\%$  vom Sollwert abweicht. Der Traß und der Portlandzementklinker müssen ferner in einer Fabrik miteinander fein gemahlen und dabei innig gemischt werden. Gemische, die erst auf der Baustelle im Betonmischer zustande kommen oder die aus Traßmehl und Zementmehl in einem besonderen Mischer vermengt werden, gelten also nicht als Traßzement.

Schließlich wird erwartet, daß sich die Traßzementwerke der dauernden Überwachung durch die zuständige Vereinsversuchsstelle oder durch ein staatliches Prüfungsamt unterwerfen, wie dies für andere genormte Zemente üblich ist. Gegebenenfalls darf auf der Verpackung des Traßzements das in DIN 1167 angegebene Normenüberwachungszeichen angebracht werden.

Im ganzen ist also der genormte Traßzement auf die Mischverhältnisse 30:70 und 40:60 beschränkt, wobei die Bestandteile den bereits bestehenden Normen entsprechen müssen. Wenn in Ausnahmefällen Traßzemente mit größerem Anteil des Trasses hergestellt und verwendet werden, ist zu bedenken, daß zu traßreichen Gemischen besonders gute Portlandzemente erforderlich sind, wenn die Erhärtung vorschriftsmäßig eintreten soll; diese Bedingung ist besonders wichtig, wenn die anfängliche Betontemperatur unter etwa  $10^\circ\text{C}$  liegt (vgl. später unter Ziffer 3).

Bei den Beratungen über Traßzement ist erörtert worden, ob statt des normgemäßen Trasses andere mehr oder minder verwandte Stoffe verwendet werden können, auch ob es nötig ist, daß die Norm für Traß (DIN DVM 1043)<sup>10)</sup> in vollem Umfang zur Geltung gebracht wird. Zur Beantwortung der zugehörigen Fragen sind umfassende Untersuchungen nötig; ein Teil der zugehörigen Aufgaben ist in Angriff genommen.

### 2. Über die Mahlfineinheit des Traßzements und ihre Bedeutung.

Der Traßzement muß so fein gemahlen sein, daß er auf dem Sieb 0,09 DIN 1171 (4900 Maschen auf  $1\text{ cm}^2$ ) höchstens 8% Rückstand hinterläßt. Damit ist gefordert, daß der Traßzement feiner gemahlen wird als die Handelszemente, bei denen (nach DIN 1164) 25% Rückstand zulässig ist. Diese Bedingung ist lebhaft erörtert worden; die Hersteller hielten sie für zu scharf, andere für nicht hinreichend. Auf jeden Fall weiß man aus Erfahrung, daß die feinere Mahlung zur Erlangung eines gut verarbeitbaren Betons gehört und daß ein Beton, der dicht werden soll, zweckmäßig gut verarbeitbar sein soll.

Zur Erläuterung sei auf folgendes verwiesen. Gut gekörnter Beton mit rd. 300, 240, 210 oder 180 kg Portlandzement wurde in verschiedener Steife auf seine Verarbeitbarkeit untersucht. Der Zement ließ auf dem Sieb mit 4900 Maschen je  $\text{cm}^2$  7,2% als Rückstand. Damit fand sich folgendes:

Reihe	Zementgehalt kg/m <sup>3</sup>	Ausbreitmaß g	Eindringmaß e cm	Hubzahl <sup>*)</sup> n	Beschaffenheit nach Augenschein
a) Stampfbeton					
Bb'	180	—	7,5	34	Beim Schütten sehr lose, beim Stampfen beweglich; Wasser abstoßend.
Be'	211	—	7,5	39	
Aa	242	—	8	60	Beim Schütten lose, beim Stampfen rasch geschlossen.
Ba	304	—	8,5	45	
b) weich angemachter Beton					
Db'	181	50	—	18	Beweglicher Beton, viel Wasser abstoßend.
De'	214	52	—	17	
Ca	243	50	—	14	
Da	305	51	—	6	

<sup>\*)</sup> Hubzahl, die zum Verformen eines Betonkegels nötig ist; vgl. Walz, Verarbeitbarkeit und mechanische Eigenschaften des Frischbetons. Heft 91 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Berlin 1938, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>10)</sup> Enthalten in der 5. Beilage zum Ztrbl. d. Bauv. 1941, Heft 16/18. Berlin 1941, Wilh. Ernst & Sohn.

Zusammenstellung 1. Untersuchung der Zemente nach DIN 1164, 1165 und 1166.

1	2	3					4					5				
		Prüfung nach DIN 1164					Prüfung nach DIN 1165 und 1166									
		Versuchsreihe	Bezeichnung des Zements	Mahlfeinheit		Druckfestigkeit nach 7-   28-   84-tägiger Wasserlagerung (1 Tag in feuchter Luft, dann unter Wasser von 17 bis 20° C)	Wasserzementwert $w$	Ausbreitmaß $g$	Biegezugfestigkeit nach 7-   28-   84-tägiger Wasserlagerung (1 Tag in feuchter Luft, dann unter Wasser von 17 bis 20° C)			Druckfestigkeit nach 7-   28-   84-tägiger Wasserlagerung (1 Tag in feuchter Luft, dann unter Wasser von 17 bis 20° C)				
Rückstand auf dem Prüfsieb mit 0,20 mm Maschenweite	Rückstand auf dem Prüfsieb mit 0,09 mm Maschenweite			7-tägiger	28-tägiger				84-tägiger	7-tägiger	28-tägiger	84-tägiger				
		%	%	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		
1	Portlandzement F	0,4	7,2	388	467	538	0,60	19,9	52	70	78	232	345	400		
5	Traßzement 30:70 F	0,2	7,3	345	494	565	0,60	18,2	34	83	79	123	275	363		
6	Traßzement 30:70 M	0,2	11,0	303	429	520	0,60	17,8	37	86	82	124	278	364		
7	Traßzement 30:70 G	0,8	16,2	283	422	503	0,60	17,4	29	59	70	110	236	320		
2	Traßzement 40:60 F	0,2	5,8	379	524	584	0,60	17,2	43	68	76	149	258	314		
3	Traßzement 40:60 M	0,3	10,9	239	406	487	0,60	17,0	26	59	74	99	212	285		
4	Traßzement 40:60 G	0,6	15,2	231	374	458	0,60	17,5	26	62	68	90	215	280		

An Stelle des Portlandzements wurde bei Aa und Ba sowie bei Ca und Da Traßzement 30:70 und 40:60 mit dem gleichen Portlandzement verwendet, und zwar mit 3 verschiedenen Mahlfeinheiten. Es betrug der Rückstand auf dem Sieb mit 4900 Maschen je 1 cm<sup>2</sup>

beim Traßzement 30:70 40:60  
Mahlung F M G F M G  
7,3 11,0 16,2 5,8 10,9 15,2%

Mit dem normgemäß gemahlten Traßzement F (also Rückstand weniger als 8%) wurde der Beton meist etwas geschlossener und besser verarbeitbar als der Beton mit gleichviel Portlandzement; mit den gröber gemahlten Traßzementen wurde der Beton kürzer und weniger schmierig; nach dem Verarbeiten stieß der Beton Wasser ab, mit den Traßzementen der Mahlung G mehr als mit der Mahlung M. Der Traß im Traßzement hat demnach die Beschaffenheit des frischen Betons nur dann verbessert, wenn die Mahlfeinheit des Traßzements etwa der Mahlfeinheit des Portlandzements entsprach oder wenn der Traßzement feiner als der Portlandzement gemahlen war.

Es ist nur vom sehr fein gemahlten Traß zu erwarten, daß er die Verarbeitbarkeit des Betons an Stelle des Portlandzements erhält; er verbessert die Verarbeitbarkeit, wenn — was nicht selten auftritt — der Beton mit Portlandzement lose und kurz wird und erhebliche Mengen Wasser abstößt. Es ist auch aus diesem Grund nicht angängig, die Vorschrift über die Mahlfeinheit zu mildern.

3. Über den Erstarrungsbeginn und über das Erstarrungsende des Traßzements. Einfluß der Temperatur auf Erstarrungsbeginn und Bindezeit (Erstarrungsende). Temperaturerhöhung des Traßzements beim Abbinden.

DIN 1167 fordert für den Erstarrungsbeginn und das Erstarrungsende des Traßzements dasselbe wie für den Portlandzement. Doch ist dabei zu beachten, daß bisher in den Normen nur die Mindestzeit bis zum Beginn des Erstarrens zahlenmäßig festgelegt ist; die Zeitdauer bis zum Erstarrungsbeginn hat also keine Höchstgrenze. Mit steigendem Traßgehalt wird die Zeit bis zum Erstarrungsbeginn und bis zum Erstarrungsende größer, wie die folgenden Beispiele angeben.

	Erstarrungsbeginn bei		Erstarrungsende bei	
	17 bis 19°	7 bis 8°	17 bis 19°	7 bis 8°
Portlandzement . . .	3 h 10 min	5 h 30 min	4 h 45 min	8 h 55 min
Traßzement 30:70	3 h 40 min	9 h 15 min	6 h 45 min	14 h 45 min

Dabei handelte es sich zunächst um die normgemäße Prüfung bei 17 bis 19° C. Lag die Anfangstemperatur des Zementbreis und die Raumtemperatur tiefer, so wurde das Abbinden mit steigendem Traßgehalt mehr verzögert.

Die Temperaturerhöhung des Traßzements (streng genommen die beim Erhärten des Zements frei werdende Wärme) ist naturgemäß kleiner als

Zusammenstellung 2. Betonbalken 56 · 10 · 10 cm. Lagerung unter feuchten Rupfen bei einer Lufttemperatur von rd. 12° bis rd. 20°.

1	2	3	4	5	6			7		
					Biegezugfestigkeit			Druckfestigkeit		
Relhe	Bindemittel	Wasserzementwert $w$	Eindringmaß $t$	Raumgewicht nach 28 Tagen	nach 28 Tagen	nach 3 Monaten	nach 6 Monaten	nach 28 Tagen	nach 3 Monaten	nach 6 Monaten
				kg/dm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
a) Stampfbeton mit rd. 240 kg Bindemittel in 1 m <sup>3</sup> Beton										
Aa	PZ F	0,70	8,0	2,32	49 (0,70)	54 (0,69)	53	223 (0,65)	258 (0,64)	275
Ae	Tr 30:70 F	0,70	7,5	2,34	44 (0,53)	58 (0,73)	63	177 (0,64)	217 (0,60)	263
Ah	Tr 30:70 M	0,70	7,0	2,34	45 (0,52)	57 (0,70)	59	173 (0,62)	227 (0,62)	252
Ai	Tr 30:70 G	0,74	7,8	2,33	35 (0,59)	56 (0,80)	56	139 (0,59)	182 (0,57)	201
Ab	Tr 40:60 F	0,70	8,3	2,32	49 (0,72)	58 (0,76)	61	183 (0,71)	221 (0,70)	254
Ac	Tr 40:60 M	0,72	8,0	2,33	40 (0,68)	50 (0,68)	62	151 (0,71)	194 (0,68)	230
Ad	Tr 40:60 G	0,71	7,0	3,33	41 (0,66)	49 (0,72)	55	136 (0,63)	170 (0,61)	214
b) Stampfbeton mit rd. 300 kg Bindemittel in 1 m <sup>3</sup> Beton										
Ba	PZ F	0,56	8,5	2,33	56 (0,80)	63 (0,81)	68	299 (0,87)	357 (0,89)	386
Be	Tr 30:70 F	0,58	9,0	2,34	57 (0,69)	68 (0,86)	71	269 (0,98)	300 (0,83)	349
Bh	Tr 30:70 M	0,57	7,5	2,34	56 (0,65)	66 (0,81)	68	234 (0,84)	284 (0,78)	322
Bi	Tr 30:70 G	0,58	7,5	2,32	51 (0,86)	69 (0,99)	67	235 (1,00)	288 (0,90)	342
Bb	Tr 40:60 F	0,57	8,5	2,31	57 (0,84)	62 (0,82)	64	244 (0,95)	299 (0,95)	324
Bc	Tr 40:60 M	0,57	7,5	2,32	53 (0,90)	67 (0,90)	66	214 (1,01)	258 (0,91)	306
Bd	Tr 40:60 G	0,58	7,5	2,31	51 (0,82)	67 (0,99)	62	207 (0,96)	245 (0,88)	284
(Be')	211 kg PZ	0,83	7,5	2,33	37	42	48	175	210	239
(Bb')	180 kg PZ	0,98	7,5	2,32	30	47	39	127	140	169

Die in Klammern beigefügten Zahlen sind Verhältniszahlen der Betonfestigkeit zur Festigkeit des zugehörigen Prüfmörtels in Zusammenstellung 1.

die des zugehörigen in gleicher Menge wie der Traßzement verwendeten Portlandzements. Es sind zunächst die jeweils verwendete Menge an Portlandzement, seine Art und seine Feinheit maßgebend.

4. Über die Festigkeitseigenschaften des Traßzements bei der Prüfung nach DIN 1164 sowie nach DIN 1165 und 1166.

Zusammenstellung 1 enthält Feststellungen zu 6 Traßzementen, die mit dem daselbst angegebenen Portlandzement als Traßzement 30 : 70 und Traßzement 40 : 60 fein, mittel und grob gemahlen waren. In den Spalten 5 bis 7 finden sich die Feststellungen nach DIN 1164 (Mörtel mit dem gleichkörnigen Normensand I (alte Normen); in den Spalten 10 bis 15 sind die Ergebnisse der Prüfung nach DIN 1165 und 1166 niedergelegt (künftiges Prüfverfahren für alle Zemente; Mörtel mit den Normensanden I und II).

Nach den alten Normen haben die Traßzemente 2 und 5 nach 28- und 84 tägiger Wasserlagerung höhere Druckfestigkeiten geliefert als der ebenso feine Portlandzement. Anders ist die Reihenfolge in den Ergebnissen der Prüfung nach DIN 1165 und 1166 (neue Normen). Hier ist die Druckfestigkeit des Traßzements der Druckfestigkeit des Portlandzements deutlich unterlegen; die Unterschiede wurden mit zunehmendem Alter der Proben kleiner. Hierauf wird unter Ziffer 5 näher eingegangen und gezeigt, daß die Festigkeit des Prüfmörtels nach DIN 1165 und 1166 hinreichend zutreffende Aufschlüsse gibt und daß die Prüfung nach DIN 1164 unrichtig ist.

Weiter zeigt Zusammenstellung 1 in den Spalten 10 bis 12, daß die Biegezugfestigkeit des Prüfmörtels mit Traßzement anfänglich bedeutend unter dem Wert für Portlandzement blieb, nach 28 Tagen mit Regeltraßzement bei feiner und mittlerer Mahlung schon darüber hinaus ging, nach 84 Tagen — abgesehen von den grob gemahlten Traßzementen — unter sich und vom Wert für Portlandzement weniger verschieden war.

5. Über den Vergleich der Festigkeit der Prüfmörtel mit der Festigkeit des Betons.

Die in Zusammenstellung 1 genannten Zemente sind zu Stampfbeton und zu weich angemachtem Beton verarbeitet worden. Beispiele aus diesen Versuchen finden sich in Zusammenstellung 2.

Hier ist zunächst festzustellen, daß die Druckfestigkeit des Betons mit Traßzement nach 4 Wochen erheblich hinter der Festigkeit des Betons mit Portlandzement zurückblieb; mit wachsendem Alter sind die Unterschiede verhältnismäßig kleiner geworden.

Bei der Biegezugfestigkeit waren die Unterschiede nach 28 Tagen verhältnismäßig kleiner als bei der Druckfestigkeit; nach 6 Monaten waren die Unterschiede unerheblich.

Zu beachten sind ferner die Zahlen der Versuchsreihen Bb' und Be' in Zusammenstellung 2. Diese Mischungen enthalten ebensoviel Portlandzement wie die Mischungen Bb und Be; sie waren jedoch ohne Traß. Die Festigkeiten des Betons Bb' und Be' blieben weit unter denen von Bb und Be; der Traß war hier vor allem porenfüllend und damit festigkeitssteigernd<sup>11)</sup>.

Am wichtigsten ist nun, festzustellen, ob die Betonfestigkeiten in derselben Stufung entstanden sind wie die unter 4. angegebenen Normenfestigkeiten der Zemente. Dazu sind in Zusammenstellung 2 neben die Betonfestigkeiten in Klammern Verhältniszahlen gesetzt, die angeben, in welchem Verhältnis die Betonfestigkeit zur zugehörigen Normenfestigkeit nach DIN 1165 und 1166 steht.

Die Verhältniszahlen unter a liegen in verhältnismäßig engem Rahmen; die Zahlen der Mischungen mit Portlandzement liegen im Streubereich der Zahlen für die Mischungen mit Traßzement.

Unter b sind die Unterschiede der Verhältniszahlen wenig größer als unter a.

Im ganzen ist hervorzuheben, daß die Prüfung nach DIN 1165 und 1166 gut brauchbare Ergebnisse lieferte. Bei dieser Feststellung ist zu beachten, daß alle Zahlen zu nur je 3 Versuchen gehören.

Wird dagegen das Ergebnis der Prüfung nach der alten Zementnorm (Zusammenstellung 1, Spalten 5 bis 7) mit den Ergebnissen der Betonprüfung verglichen, so zeigt sich sofort, daß kein Einklang zu finden ist. Die folgenden Beispiele sind dabei kennzeichnend.

Bindemittel	Normendruckfestigkeit in kg/cm (alte Norm)		Betonfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup> (Stampfbeton, 240 kg Bindemittel)	
	nach 28 Tagen	nach 84 Tagen	nach 28 Tagen	nach 84 Tagen
Portlandzement	467	538	223 (0,48)	258 (0,48)
Traßzement 30 : 70 F	494	565	177 (0,36)	217 (0,38)
30 : 70 G	422	503	139 (0,33)	182 (0,36)
Traßzement 40 : 60 F	524	584	183 (0,35)	221 (0,38)

<sup>11)</sup> Vom Mörtel des Betons Bb und Be fielen 24,8 und 25,1% durch das Sieb mit 900 Maschen je cm<sup>2</sup> (Telle bis 0,2 mm), dagegen vom Mörtel des Betons Bb' und Be' nur 16 und 18%. Besonders guter Mörtel (mit Flußsand) soll 25 bis 30% solcher Teile enthalten. Vgl. Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl., S. 26. Berlin 1930, Springer.

Die Unterschiede der Verhältniszahlen sind verhältnismäßig viel größer als in Zusammenstellung 2. Die Prüfung nach der alten Norm führt zu einer Überschätzung der Festigkeitseigenschaften des Traßzements.

6. Über die Wasserdurchlässigkeit von Beton mit Traßzement und über das Verhalten dieses Betons gegen chemischen Angriff.

Nach den bisher vorliegenden Beobachtungen ist anzunehmen, daß die Wasserundurchlässigkeit des Betons vom normengemäßen Traßzement bei gleicher Mahlfineheit ebenso gut bewirkt wird wie von der gleichen Menge Portlandzement. Im übrigen sind dabei die Bedingungen wesentlich, die unter 2. erörtert wurden; ferner sind die Beobachtungen zu berücksichtigen, die u. a. in dem vom Deutschen Beton-Verein herausgegebenen Buch: Eisenbetonbau, Entwurf und Berechnung, Band I, S. 40 bis 45, geschildert sind.

In der gleichen Richtung liegen die Beobachtungen über das Verhalten von Beton gegen chemischen Angriff, weil dieser wesentlich von der Durchlässigkeit des Betons abhängt. Darüber hinaus ist bekannt, daß Beton mit Traßzusatz die Kalkauslösung bei durchsickerndem Wasser mehr hindert als Beton ohne Traß.

7. Über das Schwinden und über die Schwindspannungen des Betons mit Traßzement.

Durch frühere Versuche<sup>12)</sup> ist darauf aufmerksam gemacht worden, daß der Traßzusatz das Schwindmaß erhöht. Später ist festgestellt worden, daß Traß an Stelle von Zement das Schwindmaß nicht steigert. Bei Regeltraßzement ist das Schwindmaß kleiner gefunden worden als mit dem zugehörigen Portlandzement allein, wie die folgenden Zahlen zeigen.

Zement	Rückstand auf dem Sieb mit 4100 Maschen je cm <sup>2</sup> %	Schwindmaß des Prüfmörtels nach DIN 1165 und 1166 bei Einheitslagerung im Alter von	
		28 Tagen mm/m	90 Tagen mm/m
PZ K	1,2	0,86	1,21
PZ K	4,6	0,66	0,98
Traßzement 30 : 70 a	1,2	—	1,09
Traßzement 30 : 70 b	4,1	0,64	1,03

Wichtiger sind die Beobachtungen über die Änderung der Biegezugfestigkeit von Betonbalken, die 28 Tage feucht, dann trocken gelagert waren. Der Beton hatte eine besonders gute Körnung; der Zementgehalt des Betons war rd. 325 kg je m<sup>3</sup>. Es fand sich die Biegezugfestigkeit:

Bindemittel	Biegezugfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup>	
	nach 28tägiger feuchter Lagerung	beim anschließenden Austrocknen herunter bis
mit Zement PZ a	67	51
mit Zement PZ b	68	47
mit Traßzement 30 : 70 a	74	48
mit Traßzement 30 : 70 b	68	42

Der zeitweilige Rückgang der Biegezugfestigkeit beim Austrocknen des Betons war demnach mit Traßzement verhältnismäßig größer als mit Portlandzement<sup>13)</sup>. Im Beton mit Traßzement waren die Schwindspannungen größer als im Beton mit dem zugehörigen Portlandzement<sup>14)</sup>.

### 8. Schlußbemerkung.

Im ganzen zeigen unsere Darlegungen, daß es zweckmäßig ist, den Traßzement nach DIN 1167 zu beurteilen. Dabei ist wesentlich, daß die Festigkeitseigenschaften nach DIN 1165 und 1166 festgestellt werden. Darüber hinaus ist zu beachten, daß der Traßzement für Bauwerke und Bauteile bestimmt ist, die dauernd feucht bleiben<sup>15)</sup>. Wenn der Beton mit Traßzement feucht bleibt, tritt eine verhältnismäßig große Nachhärtung ein. Bei massigen Bauwerken tritt überdies der bei der Verwendung von Traßzement wichtige Einfluß der niederen Temperatur zurück, weil die Abbindewärme bei massigen Bauwerken helfend eingreift.

<sup>12)</sup> Graf, Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Betonkörpern mit und ohne Traß. Heft 43 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Berlin 1920, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>13)</sup> Vgl. Band 27 der Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, S. 21 u. f. Berlin 1941, Volk u. Reich Verlag.

<sup>14)</sup> Dabei ist zu beachten, daß die beiden Portlandzemente größere Schwindspannungen lieferten, als dies bei guten Zementen für Betonfahrbahndecken der Fall ist.

<sup>15)</sup> Nach den derzeit vorliegenden Beobachtungen ist es jedoch nicht ausgeschlossen, daß Traßzement auch zu Bauten verwendet werden kann, die nach anfänglicher längerer feuchter Behandlung beschränkt austrocknen. Dabei muß aber beachtet werden, daß im Beton mit Traßzement verhältnismäßig hohe Schwindspannungen entstehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Temperaturschäden im Beton.<sup>1)</sup>

Von Reglerungsbaurat B. Hampe, Magdeburg.

## Inhalt.

- A. Temperaturerhöhungen im Beton infolge der Abbindewärme.  
 B. Ursache und Arten der Temperaturschäden.
1. Schalenrisse.
  2. Spaltrisse.
  3. Temperaturschäden in Arbeitsfugen.
  4. Temperaturschäden in Sperrmauern.
  5. Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse.

Die Herstellung des Betons in unmittelbarer Verbindung mit der Formgebung der Bauwerke würde an sich die Ausführung beliebig großer und beliebig geformter, einheitlich aus einem Stück bestehender Baukörper innerhalb der arbeitstechnisch bedingten Grenzen gestatten, wenn nicht der Betonherstellung eigentümliche und von der Form und Größe der Baukörper abhängige Temperatureinflüsse unter bestimmten Voraussetzungen die Einheit der Masse zerstören. Da bei der Wahl der Abmessungen und Formen der Baukörper diesen Temperatureinflüssen nur in beschränktem Umfang Rechnung getragen werden kann, genügen die geringe Zugfestigkeit und Verformbarkeit des Baustoffes oft nicht, um die durch die Abbindewärme der Bindemittel und durch hohe Anfangstemperaturen des Betons hervorgerufenen Beanspruchungen unschädlich aufzunehmen. Derartige Beanspruchungen verursachen daher häufig Risse und auch andere Zerstörungen des einheitlichen Baustoffgefüges, die nicht nur die Ansichtsflächen des Betons verschandeln, sondern manchmal auch zu tiefer greifenden Bauwerksschäden führen. Die Standfestigkeit und die Zweckerfüllung des Bauwerks kann dadurch beeinträchtigt werden, und umfangreiche Instandsetzungsarbeiten oder gar vorzeitige Zerstörung der Baukörper können die Folge solcher Temperaturschäden sein.

Von besonderer Bedeutung ist die Frage der Temperaturschäden für die Betonbauwerke des Grund- und Wasserbaues. Bei diesen ist erstens die Notwendigkeit, möglichst große oder schwierig geformte einheitliche Baukörper herzustellen, weit häufiger als bei anderen Bauwerken gegeben, denn die hier gestellten Aufgaben, die Lasten des Bauwerks sowie die Kräfte des Erd- und Wasserdrucks mit möglichst geringen Setzungen und Bewegungen auf den Baugrund zu übertragen, den Druck des Wassers undurchlässig aufzunehmen oder auch die Formen der Baukörper den statischen und hydraulischen Erfordernissen anzupassen, gestatten keine beliebige Unterteilung der Bauwerke durch Dehnungsfugen, ganz abgesehen davon, daß damit auch nur eine beschränkte Milderung der Temperaturschäden erreichbar ist und Dehnungsfugen stets ein notwendiges Übel darstellen. Zweitens liegen aber auch die Abmessungen derartiger Bauwerke sehr oft im Bereich der als „Massenbeton“ bezeichneten Größenordnung, die in erhöhtem Maße schädliche Temperatureinflüsse bedingt. Von Temperaturschäden bestimmter Art bleiben jedoch auch andere Betonbauwerke mit geringeren Abmessungen nicht verschont.

Es ist daher allgemein, im besonderen aber bei den Betonbauwerken des Grund- und Wasserbaues notwendig, schädlichen Temperatureinflüssen entgegenzuarbeiten und Mittel zu suchen, mit denen Temperaturschäden verhütet oder wenigstens auf ein unschädliches Maß vermindert werden können. Wenn damit zugleich die Voraussetzungen für eine möglichst weitgehende Unabhängigkeit von derartigen Temperatureinflüssen in der Wahl der Abmessungen und Formen der Baukörper, also für eine bessere Ausnutzung der Vorteile der Betonbauweise geschaffen werden, so entspricht das einem bei der Ausführung von Großbauwerken immer stärker hervortretenden Bedürfnis.

Die Maßnahmen zur Verhütung von Temperaturschäden im Beton müssen der Art und der Wirkung der Temperatureinflüsse entsprechen. Um die Grundlage für eine Erörterung solcher Maßnahmen zu schaffen, ist im folgenden versucht worden, auf Grund umfangreicher Beobachtungen und Temperaturmessungen an Bauwerken die verschiedenartigen Wirkungen der Temperatureinflüsse zu klären und gegeneinander abzugrenzen und danach die Arten der Temperaturschäden kurz zu kennzeichnen. Dabei wurden die Temperaturerhöhungen infolge der Abbindewärme der Bindemittel, der Einfluß der Lufttemperaturen und die Anfangstemperaturen des Betons in Betracht gezogen. Der besonderen Bedeutung der Abbindewärme entsprechend wurde eine allgemeine Erörterung der dadurch bedingten Temperaturerhöhungen den Untersuchungen über die Ursachen und Arten der Temperaturschäden vorangestellt. Schäden an Betonbauwerken infolge künstlicher Erwärmung wurden nicht berücksichtigt, weil es sich dabei um Sonderfälle und nicht um der Betonbauweise eigene Temperaturschäden handelt. Auch die an sich zu den Temperaturschäden gehörenden Frostschäden des Betons sind nicht einbezogen worden, weil ihre Art und Entstehung bekannt sind und weil sie eine Sonderstellung einnehmen. Eine Untersuchung der Maßnahmen, mit denen sich Temperaturschäden im Beton verhüten lassen, muß einer späteren Abhandlung vorbehalten bleiben.

Einige der zu den hier behandelten Temperaturschäden gehörenden Fragen sind bereits wiederholt im Schrifttum<sup>2)</sup> erörtert worden. Im besonderen wurde die Ribbildung in Sperrmauern und die Abbindewärme der Bindemittel häufiger untersucht und von den Maßnahmen zur Verhütung von Rissen die BetonInnenkühlung ausführlich behandelt. Eine eingehendere Untersuchung aller zu Temperaturschäden im Beton

führenden Ursachen und eine Abgrenzung der verschiedenen Arten dieser Schäden, wie sie im folgenden versucht werden soll, sowie eine allgemeine Erörterung aller zur Verhütung von Temperaturschäden geeigneten Mittel scheint jedoch bisher nicht vorzuliegen, obwohl der Umfang der Temperaturschäden an zahlreichen Betonbauwerken seit langem die Bedeutung dieser Frage hat erkennen lassen.

## A. Temperaturerhöhungen im Beton infolge der Abbindewärme.

Die beim Abbinden und Erhärten der Bindemittel frei werdende Wärme führt bekanntlich in massigen Betonkörpern zu erheblichen Temperaturerhöhungen. Die Höhe des Temperaturanstiegs und der Temperaturverlauf sind abhängig von den Abmessungen des Baukörpers, der Art und Menge des Bindemittels, der Art der Schalung und den Lufttemperaturen.

Sofern die Abmessungen des Baukörpers so groß sind, daß die gesamte Abbindewärme als Temperaturerhöhung im Betonkern wirksam werden kann, läßt sich der Temperaturanstieg mit hinreichender Genauigkeit aus der Bindemittelmenge bestimmen. Gewöhnlicher Portlandzement entwickelt eine Abbindewärme von etwa 90 bis 120 Cal/kg. Wenn das Raumgewicht des Betons mit 2,3 und die spezifische Wärme mit 0,25 Cal/kg angenommen wird, beträgt für einen Portlandzement mit 100 Cal/kg die Temperaturerhöhung für einen Beton mit 250 kg Zementanteil in je 1 m<sup>3</sup> Beton 43°. Da in der gemäßigten Zone die Anfangstemperaturen des Betons beim Einbringen in die Schalung in der kälteren Jahreszeit etwa bis +2° sinken und in den Sommermonaten bei ungünstigen Verhältnissen der auf der Baustelle bis auf etwa +30° steigen, ergeben sich für einen derartigen Beton je nach der Jahreszeit Kerntemperaturen von etwa +45 bis +73°. Wie sich aus dem Rechnungsbeispiel ergibt und durch zahlreiche Temperaturmessungen bestätigt wurde, kann für gewöhnlichen Portlandzement die Temperaturerhöhung gegenüber der Anfangstemperatur im Mittel mit rd. 17° für 100 kg Zement in 1 m<sup>3</sup> Beton angenommen werden. Bei hochwertigem Zement ist die Temperaturzunahme größer, bei Hochofenzementen, Thurament u. dgl. geringer. Bei Thurament beträgt sie z. B. etwa nur das 0,4- bis 0,5 fache des Portlandzements.

Da sich das zum Abfluß der Wärme durch die Außenflächen erforderliche Temperaturgefälle in Abhängigkeit von der Wärmeleitfähigkeit des Betons zwar langsam, aber sofort beginnend von außen bis zum Kern ausbildet, kann die gesamte Abbindewärme als Temperaturerhöhung im Betonkern jedoch nur in dem Bereich wirksam werden, der innerhalb der Zeit, in dem die Abbindewärme frei wird, noch nicht von dem Temperaturgefälle erfaßt wird. Bei gewöhnlichem Portlandzement, bei dem die Abbindewärme sich im wesentlichen etwa in 6 bis 7 Tagen entwickelt, liegt die Grenze dieses Bereichs etwa in 3,50 m Abstand von den Außenflächen. Die Höchsttemperatur wird dementsprechend in diesem Bereich bei gewöhnlichem Portlandzement in der Regel auch nach 6 bis 7 Tagen erreicht. In allen näher an den Außenflächen gelegenen Punkten und in Baukörpern mit geringeren Kernabständen von den Außenflächen wird nur ein Teil der Abbindewärme als Temperaturerhöhung wirksam und die entsprechend geringere Höchsttemperatur auch in einem früheren Zeitpunkt erreicht, weil der Temperaturanstieg an jeder beliebigen Stelle dann beendet ist, wenn hier Wärmebildung + Wärmezufuß = Wärmeabfluß wird. Bei hochwertigem Portlandzement sind die Abstände und Zeiten für den Bereich und den Eintritt der vollen Höchsttemperaturen geringer, bei langsamer erhärtenden Bindemitteln größer als bei gewöhnlichem Portlandzement.

Zur Luft muß die Wärme bis zum Ausschalen durch die Schalung abfließen. Der Temperaturverlauf im Betonkörper ist daher auch von der Art der Schalung und dem Zeitpunkt des Ausschalens abhängig. Während Holzschalung je nach Dicke eine mehr oder weniger große abschließende Wirkung ausübt, kann für Stahlschalung praktisch ein unmittelbarer Wärmeabfluß zur Luft angenommen werden. Für die äußere Betonschicht kann dies von erheblicher Bedeutung sein, wie später noch erörtert werden soll. Auf die Temperaturzunahme im Kern ist der Unterschied in der abschließenden Wirkung jedoch nur dann von Einfluß, wenn der größte Kernabstand von der Außenfläche unter der Grenze für die volle Auswirkung der Abbindewärme bleibt.

Da die Ausbildung des Temperaturgefälles im Beton ferner von dem Temperaturunterschied zur Luft abhängig ist und stärker abfallende oder ansteigende Lufttemperaturen den Wärmeabfluß begünstigen oder hemmen, ändert sich mit dem Verlauf der Lufttemperaturen auch allgemein das Temperaturgefälle und die Grenze für den Bereich, in dem die Abbindewärme voll wirksam wird. Innerhalb dieses Bereichs ist die Lufttemperatur aber gleichfalls ohne Einfluß auf die allein von der Anfangstemperatur und der Art und Menge der Bindemittel abhängigen Höchsttemperatur. Der zeitliche Verlauf des späteren Absinkens der Temperaturen im Betonkern wird jedoch durch die Lufttemperatur stark beeinflusst.

Von mehreren zur Klärung des Temperaturverlaufs im Beton ausgeführten Temperaturmessungen sind in Abb. 1 bis 3 einige Ergebnisse wiedergegeben. Es handelt sich dabei um einen Beton mit 300 kg Traßzement 30/70, also 210 kg Portlandzementanteil für 1 m<sup>3</sup> Beton. Der Betonblock, in dem die wiedergegebenen Messungsergebnisse beobachtet wurden, hatte eine Länge von 15,00 m und enthielt rd. 1000 m<sup>3</sup> Beton. Der Beton wurde in Stahlschalung ohne Arbeitsfugen eingebracht. Die Temperaturmessungen wurden mit einbetonierten Thermolementen aus Eisen-Konstantan ausgeführt und mit einem selbstschreibenden Gerät laufend aufgezeichnet. Die Wärmemesser waren im Querschnitt in der Mitte der Blocklänge nach Abb. 1 angeordnet.

<sup>1)</sup> D 84. Erscheint als erweiterter Sonderdruck im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 9.

<sup>2)</sup> Schrifttum siehe am Schluß.

Abb. 2a u. b geben den Verlauf der Temperaturzu- und -abnahme an den einzelnen Meßpunkten wieder. Die Kernmitte lag in 2,90 m Abstand von den Außenflächen und der Sohle. Aus Abb. 2a ist ersichtlich, daß die größte Temperaturzunahme hier am 6. Tage erreicht wurde und  $34^\circ$  betrug. An sämtlichen übrigen Meßpunkten wurde eine geringere Temperaturerhöhung und ein früherer Eintritt der Temperaturspitze beobachtet. Abb. 2b zeigt die starke Abhängigkeit des Temperaturabfalls von der Lage der Meß-

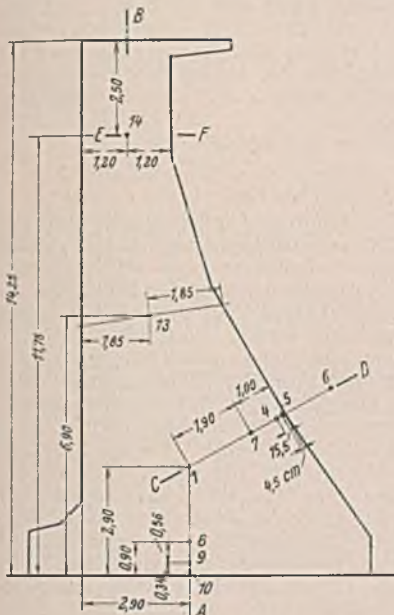


Abb. 1.

Temperaturmessungen im Beton einer Schleusenmauer, Lage der Meßpunkte.

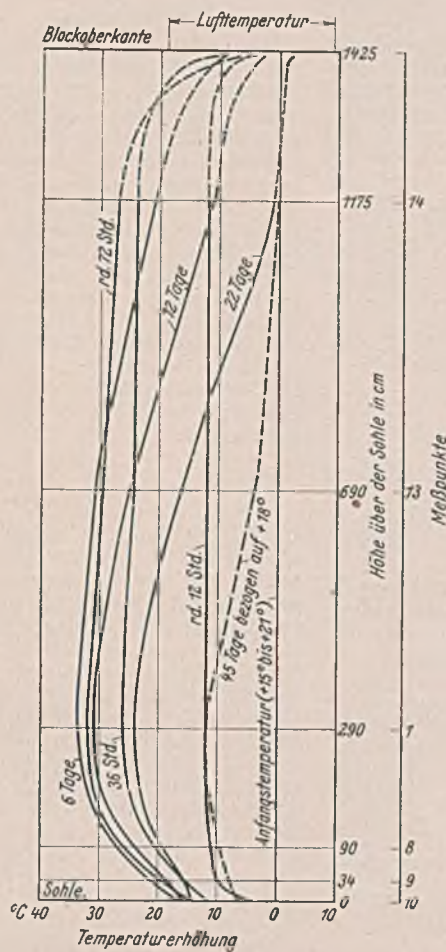


Abb. 3a. Temperaturverlauf im Beton im Schnitt A—B zu verschiedenen Zeiten.

stellen. Bemerkenswert ist, daß in Blockmitte selbst nach 45 Tagen noch kein Temperaturgleich eingetreten war. Ein Vergleich des Temperaturverlaufs der Meßpunkte 4 und 5 in Abb. 2a mit dem Meßpunkt 6 der Luft zeigt die starke Einwirkung der Lufttemperaturen auf die Temperaturen in der äußeren Betonschicht bei der Verwendung von Stahlschalung und im ausgeschalteten Beton. Ferner ist der Einfluß des Berieselns der Außenflächen auf die Temperaturhöhe in der äußeren Betonschicht zu beachten.

Abb. 3a bis c zeigen den Verlauf der Temperaturen im Betonquerschnitt in Abhängigkeit von der Lage der Meßstellen zur Außenfläche und die Ausbildung des Temperaturgefälles von der Außenfläche und der Sohle zum Kern. Aus dem Verlauf der Temperaturhöhen am 6. Tage in Abb. 3b ist zu ersehen, daß bei Erreichung der Höchsttemperatur im Kern bereits auch hier ein geringes Temperaturgefälle vorhanden war. Die Abbindewärme ist daher noch nicht voll als Temperaturerhöhung wirksam geworden. Aus einem Vergleich des Temperaturgefälles zur Sohle mit dem Temperaturgefälle zu den Außenflächen ergibt sich die wärmestauende

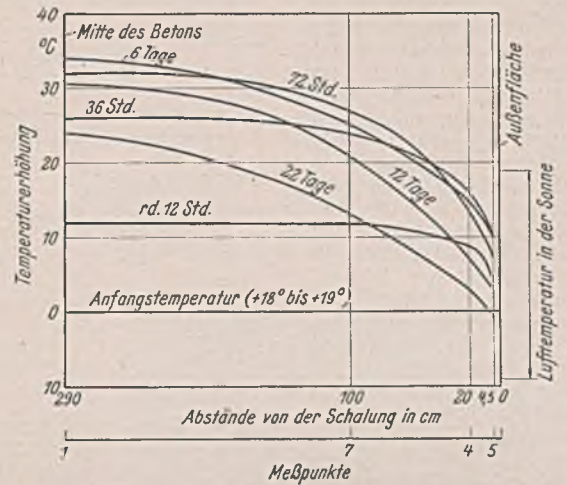


Abb. 3b. Temperaturverlauf im Beton im Schnitt C—D zu verschiedenen Zeiten.

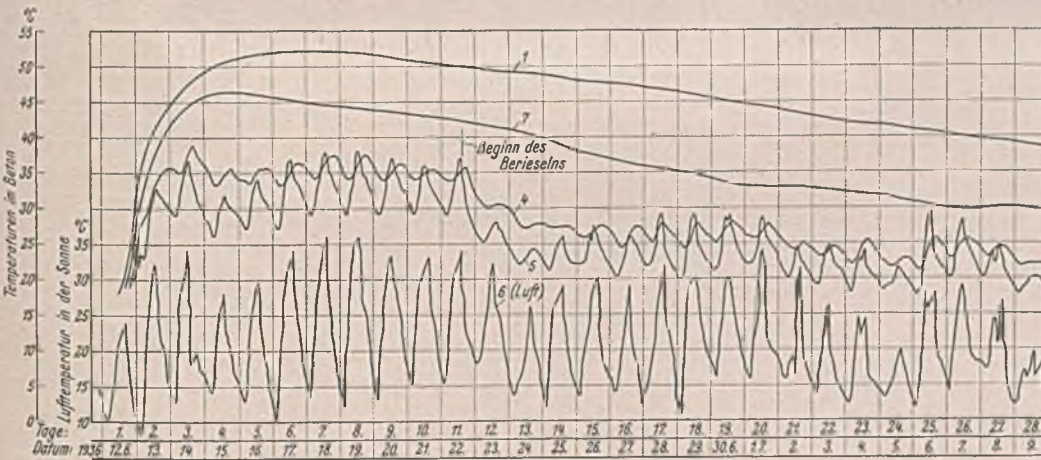


Abb. 2a. Temperaturverlauf in den Meßpunkten 1, 7, 4, 5 u. 6.

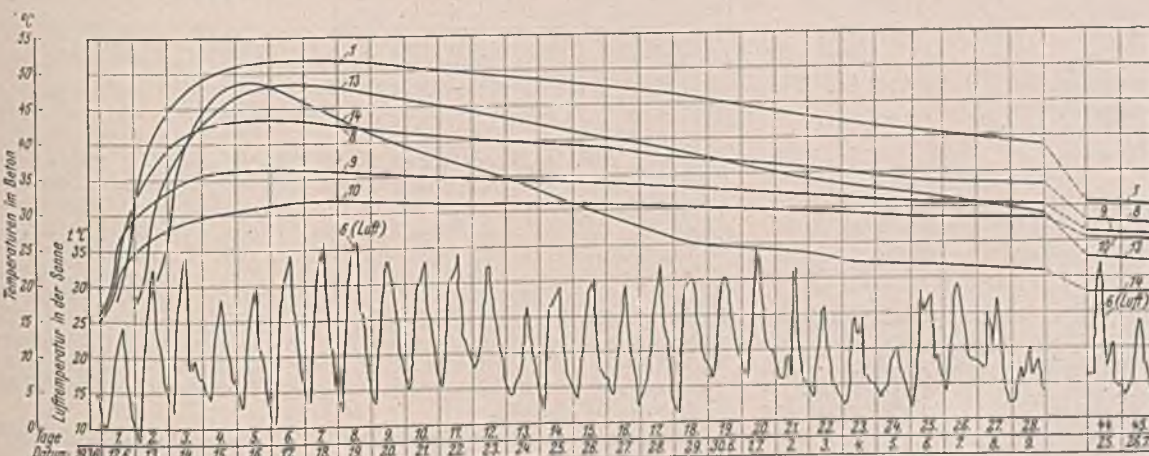


Abb. 2b. Temperaturverlauf in den Meßpunkten 10, 9, 8, 1, 13, 14 u. 6.

Wirkung des Baugrundes an der Unterseite des Blockes. Der Baugrund bestand hier aus festem Tonmergel.

Die Schnitte der Abb. 3a bis c gestatten eine angenäherte Schätzung des Temperaturverlaufs in Baukörpern mit anderen Abmessungen bei der Verwendung von Portlandzement oder Traßzement unter Berücksichtigung abweichender Bindemittelmengen und Anfangstemperaturen. Die wiedergegebenen Messungen wurden in der wärmeren Jahreszeit ausgeführt. Vergleichsmessungen in der kälteren Jahreszeit ergaben keine nennenswerten Unterschiede der Temperaturerhöhung. Der Temperaturanstieg trat jedoch um mehrere Stunden verzögert ein und verlief etwas flacher.

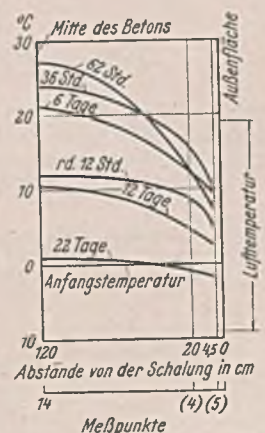


Abb. 3c. Temperaturverlauf im Beton im Schnitt E—F zu verschiedenen Zeiten.

**B. Ursache und Arten der Temperaturschäden.**

Die Beanspruchungen des Betons, die zu Temperaturschäden führen können, werden ganz allgemein durch Temperaturunterschiede und Temperaturänderungen hervorgerufen. Nach der Art der auftretenden Schäden können unterschieden werden Schalenrisse, die im allgemeinen in der Außenschicht des Betons liegen, Spaltreisse, die in ganzer Breite durch den Betonkörper gehen, Schäden in Arbeitsfugen, die die Betonhaftung beeinträchtigen, und Schäden in Sperrmauern, die im wesentlichen in der Bildung von Rissen infolge Schrumpfung des gesamten Mauerkörpers bestehen.

Der Nachweis, daß Temperatureinflüsse Schäden dieser Art hervorrufen, wird im folgenden durch rechnerische Ermittlung der Dehnungen und Beanspruchungen des Betons auf Grund beobachteter Temperaturen an einigen Beispielen geführt.

Die Rechnungsergebnisse sollen dabei in Ermangelung einer genauen Kenntnis der plastischen und elastischen Verformbarkeit, des Elastizitätsmaßes, der Wärmeausdehnung und der Festigkeit des frischen Betons weniger die Bedeutung eines strengen Zahlenbeweises haben, sondern mehr als hinreichend zuverlässiger Nachweis für das zwischen der Festigkeit und der Temperaturbeanspruchung des Baustoffes bestehende Mißverhältnis gelten. Von unmittelbaren Dehnungs-Spannungsmessungen wurde abgesehen, weil derartige Messungen bei Beton besonders im Bereich der Zugspannungen wegen der ungleichmäßigen Verteilung der gröberen Zuschlagstoffe nicht sehr zuverlässig

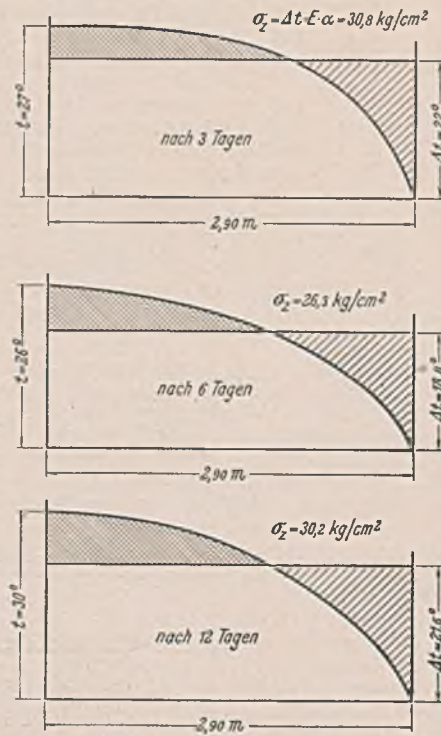


Abb. 4. Temperaturspannungen infolge der Abbindewärme im Schnitt C—D zu verschiedenen Zeiten.

und die Raumausdehnung

$$\Delta V = 1000 \cdot \frac{1}{5} \cdot 43 \cdot 0,000 03 = 1,032 \text{ m}^3$$

betragen. Da zwischen dem Betonkern und den äußeren Betonschichten, der Betonschale, infolge des sofort einsetzenden Wärmeabflusses erhebliche Temperaturunterschiede bestehen, müssen infolge der entsprechend ungleichmäßigen Ausdehnung, soweit diese nicht zu plastischen Verformungen führt, im Betonkern Druckspannungen und in der Betonschale Zugspannungen auftreten. Wird dabei die Betonzugfestigkeit überschritten, reißt die Betonschale ein. Die so entstehenden Risse können daher als „Schalenrisse“ gekennzeichnet werden. Welcher Größenordnung diese Zugspannungen sind, soll an einer Spannungsermittlung für das in Abb. 3b dargestellte Beispiel gezeigt werden. Die in Abb. 4 übernommenen Temperaturlinien können unmittelbar als Spannungslinien angesehen werden, wenn die Annahme gemacht wird, daß der Beton für Druck und Zug das gleiche Elastizitätsmaß hat, das mit  $E = 140 000 \text{ kg/m}^2$  angenommen werden soll, daß keine plastische Verformung eintritt und daß die Querschnittsflächen eben bleiben. Für die äußere Randfaser ergeben sich dann aus Abb. 4 und der Beziehung  $\sigma = E \Delta t \alpha$  folgende Zugspannungen:

nach 3 Tagen	$\sigma = 30,8 \text{ kg/cm}^2$
6	$\sigma = 26,3$
12	$\sigma = 30,2$

Da der Beton in diesem Alter derartige Zugspannungen nicht aufnehmen konnte, sind die Blöcke, für die das Rechnungsbeispiel gewählt wurde, fast ohne Ausnahme gerissen. Trotzdem muß als bemerkenswerte Tatsache festgestellt werden, daß der Umfang der Ribbildung allgemein wesentlich geringer ist, als derartigen Zugspannungen im Beton dieses Alters in der Randfaser entsprechen würde. Dieses läßt vermuten, daß sich der frische Beton den Beanspruchungen zunächst durch plastische Verformung anpaßt und erst mit zunehmender Schubfestigkeit durch elastische Verformung Druck- oder Zugspannungen hervorgerufen werden. Ferner ist das Elastizitätsmaß des Betons in diesem Alter noch geringer, als in dem Rechnungsbeispiel angenommen wurde. Da die Baukörper von begrenzter Länge sind, erfährt außerdem die Betonschale bei den üblichen Blockformen eine von den Ecken zur Blockmitte abnehmende Spannungsverminderung durch Verkrümmen der Außen- und Querschnittsflächen. Nur wenn diese günstigen Umstände nicht genügen, um die Zugspannung in der Schale unter der Festigkeitsgrenze zu halten, bilden sich Risse. Durch das keilförmige Öffnen der Risse wird dann eine weitere Verkrümmung der Querschnittsflächen ermöglicht und in dem zwischen den Rissen liegenden Bereich eine Entspannung bis unter die Zugfestigkeit herbeigeführt.

Die Zugbeanspruchungen in der Betonschale wachsen naturgemäß mit den Blockabmessungen, weil die Verteilung der Druck- und Zugspannungen um so ungünstiger wird, je größer einerseits die Temperaturunterschiede zwischen der Betonschale und dem Kern und je länger andererseits der flach verlaufende innere Teil der Temperaturlinie im Verhältnis zu dem stärker gekrümmten äußeren Teil wird. Daraus erklärt

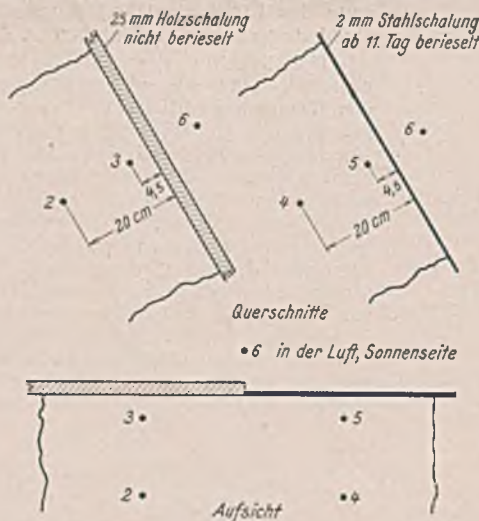


Abb. 5a. Temperaturmessungen im Beton einer Schleusenmauer unter Stahl- und Holzschalung und unter berieselten und nicht berieselten Betonflächen, Lage der Meßpunkte.

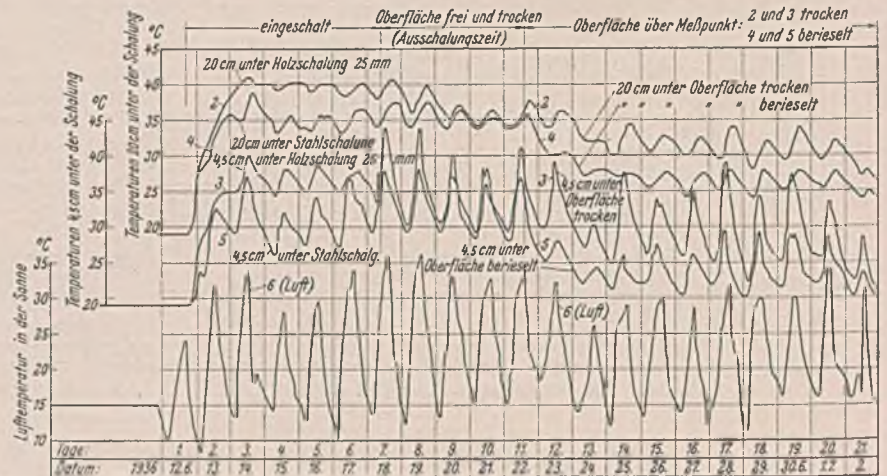


Abb. 5b. Temperaturverlauf in den Meßpunkten unter der Stahl- und Holzschalung und den berieselten und nicht berieselten Betonflächen.

sind und besonders dann versagen, wenn die Beanspruchungen nahe an der Bruchgrenze liegen, weil je nach Verteilung der ersten unsichtbaren Haarrisse sehr unterschiedliche Dehnungen eintreten können.

**1. Schalenrisse.**

Die durch die Abbindewärme verursachte Temperaturerhöhung führt zu einer allseitigen Ausdehnung des Betonkörpers. Für einen mit  $250 \text{ kg/m}^3$  Portlandzement hergestellten Block von  $15,00 \text{ m}$  Länge,  $7,00 \text{ m}$  Wanddicke und  $1000 \text{ m}^3$  Inhalt, bei dem die Temperaturerhöhung im Kern etwa  $43^\circ$  beträgt, würde z. B., wenn als durchschnittliche Erwärmung  $\frac{1}{5}$  dieser Kerntemperatur und die Wärmedehnzahl  $\alpha_1 = 0,00001$  angenommen wird, die Längenausdehnung

$$\Delta l = 15 000 \cdot \frac{1}{5} \cdot 43 \cdot 0,000 01 = 5,16 \text{ mm}$$

sich, daß z. B. im oberen schwächeren Teil des in Abb. 1 dargestellten Querschnitts mit dem Temperaturverlauf nach Abb. 3c keine Schalenrisse aufgetreten sind und allgemein die Schalenrisse um so zahlreicher auftreten, je massiger der Betonkörper ist. Ferner erhöhen sich die Zugbeanspruchungen in der Betonschale durch fallende Lufttemperaturen, während steigende Lufttemperaturen mildernd wirken. Auch dies entspricht der Erfahrung, daß die Schalenribbildung bei stark sinkender Lufttemperatur besonders umfangreich ist und dann oft auch Blöcke einreißen, die im allgemeinen sonst ribfrei geblieben sind. Unter diesen Verhältnissen läßt sich eine bestimmte Grenze für die Abmessungen der Baukörper, in denen Schalenrisse auftreten, gegenüber denen, die ribfrei bleiben, nicht angeben.

Besondere Beachtung im Hinblick auf die später zu erörternden Schutzmaßnahmen verdient ferner der Einfluß der Schalungsart und des vielfach üblichen Berieselns des Betons auf die Zugbeanspruchungen in

der Betonschale. Um diese Einflüsse zu klären, wurde in Verbindung mit der im Abschnitt A wiedergegebenen Temperaturmessung eine Vergleichsmessung unter Stahlschalung und Holzschalung und unter einer berieselten und einer nicht berieselten Außenfläche ausgeführt. Die in Abb. 5a angegebenen Meßpunkte 4 und 5 lagen unter Stahlschalung in 20,0 und 4,5 cm Abstand von ihr. Die Oberfläche dieser Stelle des Betons wurde nach 6 Tagen ausgeschalt und vom 11. Tage an berieselt.

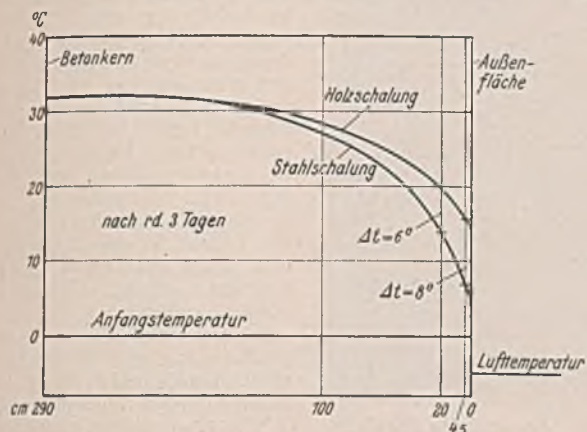


Abb. 5c. Temperaturverlauf im Betonquerschnitt unter der Stahl- und Holzschalung nach rd. 3 Tagen.

In gleicher Weise waren die Meßpunkte 2 und 3 unter gespundeter Holzschalung von 25 mm Dicke angeordnet. Diese Fläche wurde nach dem Ausschalen, das gleichfalls nach 6 Tagen vorgenommen wurde, nicht berieselt. In Abb. 5b ist der Temperaturverlauf der Meßpunkte und in Abb. 5c u. d. der Unterschied des Temperaturgefälles unter Holz- und Stahlschalung und unter berieseltem und nicht berieseltem Beton dargestellt. Aus den ermittelten Unterschieden von etwa 6 bis 8° ergibt sich eindeutig die schützende Wirkung der Holzschalung und der ungünstige Einfluß der Stahlschalung und des Berieselns auf die Zugbeanspruchungen und damit auf die Schalenrißbildung. Falls der Beton jedoch bereits nach 3 bis 6 Tagen ausgeschalt wird, wie es im allgemeinen üblich ist, kommt der günstige Einfluß der Holzschalung im Vergleich mit der Stahlschalung weniger zur Geltung, weil die Gefahr der Rißbildung auch nach dieser Zeit noch besteht. Die nachteilige Wirkung der Berieselung in Bezug auf die Temperaturbeanspruchungen ist besonders groß, wenn sofort nach dem Ausschalen mit dem Berieseln begonnen wird. Bei der Vergleichsmessung wurde das Wasser für die Berieselung mit +19 bis +23° aus einem offenen, stehenden Gewässer entnommen. Falls mit kaltem Grundwasser von etwa +10 bis +12° berieselt wird, ist in der wärmeren Jahreszeit eine noch stärkere Temperatursenkung und Spannungserhöhung in der Betonschale durch das Berieseln zu erwarten.

Die Schalenrisse kann man je nach ihrem Verlauf und ihrer Tiefe nochmals unterteilen in Flachrisse, die netzartig über die ganze Oberfläche verlaufen und nur flach in der äußeren Betonschicht liegen, und Tiefrisse, die in Abhängigkeit von der Form des Baukörpers eine bestimmte, annähernd gradlinige Richtung haben, in größeren Abständen auftreten und tiefer in den Betonkörper eingreifen. Die ersteren entsprechen dem Temperaturverlauf etwa bis zum 4. Tage, während für die letzteren der Temperaturverlauf nach dem 4. Tage maßgebend ist. Zwischen beiden liegen naturgemäß zwar Übergänge, jedoch in auffallend geringem Umfange. Diese Erscheinung findet ihre Erklärung in der Unstetigkeit der Ausbildung des Temperaturgefälles.

Wie sich aus Abb. 3b ergibt, nimmt das Temperaturgefälle in der dünnen Außenschicht etwa bis zum 3. Tage zu. Der Übergang zum Blockinnern geht dabei mit starker Krümmung der Temperaturlinien vor sich. Während dieser Zeit ist zugleich die Zugfestigkeit noch sehr gering. Es bilden sich daher in dem Bereich des sehr steilen Temperaturgefälles zum Ausgleich der in allen Richtungen gleichen Beanspruchung Risse mit entsprechend geringer Tiefe und netzartigem Verlauf. Diese Risse sind so fein, daß sie zunächst auf der Oberfläche nicht sichtbar werden und nur durch längeres Feuchtbleiben beim Abtrocknen der Oberfläche erkennbar sind. Sie gehen später in die als noch feineres Netzwerk über die ganze Oberfläche verlaufenden flachen Schwindrisse über. Von diesen unterscheiden sie sich jedoch dadurch, daß sie auch später bei Temperaturwechsel stärker arbeiten und als großmaschigeres Netz deutlicher sichtbar werden. Abb. 6 zeigt derartige Risse, die sich durch einen stark versprödeten bituminösen Schutzanstrich hindurchgearbeitet haben und auf dem schwarzen Grunde durch Ausscheidung von Kalkspat besonders gut sichtbar geworden sind. Diese flachen Schalenrisse haben im übrigen keine größere Bedeutung als die in der Oberfläche liegenden Schwindrisse. Auch Frostangriff scheinen sie nicht mehr als diese zu begünstigen. Von einer Berücksichtigung der flachen Schalenrisse kann daher im weiteren abgesehen und die Erörterung auf die tiefer greifenden Schalenrisse beschränkt werden.

Etwa vom 4. Tage an vermindert sich das Temperaturgefälle in der Betonschale unter Verlagerung und Streckung des stark gekrümmten Übergangs der Temperaturlinien zum Betoninnern. Die äußere Betonschicht wird dadurch entlastet und die Grenze zwischen der Druck- und

Zugbeanspruchung in größere Tiefe verschoben. Da inzwischen auch die Zugfestigkeit größer geworden ist, werden die sich langsam ändernden Zugbeanspruchungen zunächst aufgenommen. Wird dann jedoch nochmals die Zugfestigkeit überschritten, bilden sich, der tieferen Lage der Zugspannungen entsprechend, einige tiefere Risse, die nun auch einen bestimmten Verlauf annehmen, weil je nach der Blockform die Beanspruchungen in den verschiedenen Richtungen durch mehr oder weniger starke Verformung ungleich werden. Die so entstehenden tiefen Schalenrisse treten daher in der Regel erst nach dem 4. Tage auf, öffnen sich dann zunehmend etwa bis zum 12. Tage und schließen sich später wieder mit dem Absinken der Kerntemperaturen. Sie arbeiten jedoch stark bei jedem Temperaturwechsel, wie gleichfalls aus Abb. 6 ersichtlich ist, in der ein lotrechter tiefer Schalenriß den Schutzanstrich bis zur Blockoberkante durchbrochen hat.

Die tiefen Schalenrisse liegen, je nach den Abmessungen, der Abbindewärme und den Schwankungen der Lufttemperaturen, im allgemeinen in 4 bis 8 m Abstand voneinander oder von den Ecken des Blockes. Im allgemeinen

verlaufen sie bei Stützmauerquerschnitten fast lotrecht, bei besonderer Blockform jedoch auch schräg oder waagrecht. So sind die 15,00 m langen Blöcke, für die das obige Rechnungsbeispiel gegeben wurde, fast

verlaufen sie bei Stützmauerquerschnitten fast lotrecht, bei besonderer Blockform jedoch auch schräg oder waagrecht. So sind die 15,00 m langen Blöcke, für die das obige Rechnungsbeispiel gegeben wurde, fast

verlaufen sie bei Stützmauerquerschnitten fast lotrecht, bei besonderer Blockform jedoch auch schräg oder waagrecht. So sind die 15,00 m langen Blöcke, für die das obige Rechnungsbeispiel gegeben wurde, fast

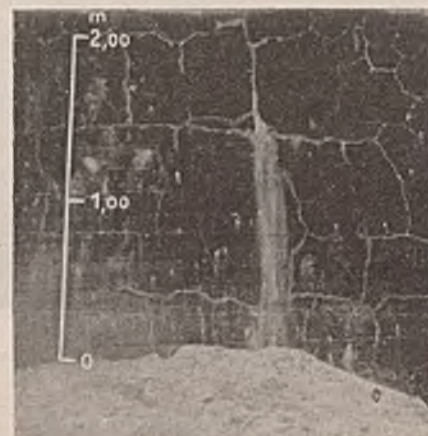


Abb. 6. Schalenrisse, netzartig verlaufende Flachrisse und in der Mitte ein lotrechter Tiefriß.

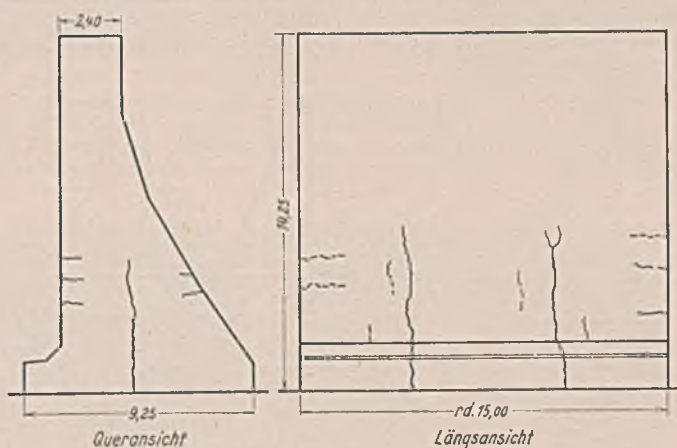


Abb. 7. Schalenrisse in einer Schleusenammermauer.

benachbarten Riß die Zugspannungen vermindert waren. Abb. 8a zeigt einen längeren lotrechten Schalenriß in einer Schleusenmauer, Abb. 8b einen schräg verlaufenden Riß in einem Molenkopf und Abb. 8c einen schräg verlaufenden Riß auf der Rückseite einer hohen Schleusenammerwand mit der anbetonierten Vorlage für eine anschließende Sparbeckenmauer. In Abb. 8d ist der Zwillingsquerschnitt einer Schleusenmittelmauer an der Querseite in ganzer Höhe eingerissen. Dieser Riß hatte am 12. Tage eine Spaltweite von 2,5 mm. Nach etwa 8 Wochen hatte er sich bis auf eine geringe bleibende Weite wieder geschlossen. Das starke Einreißen der Querseite dieses Blockes und die große Öffnungs-



Abb. 8a. Schalenriß in einer Schleusenmauer.

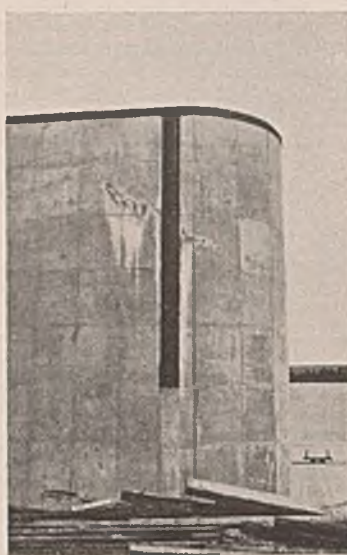


Abb. 8b. Schalenriß in einem Molenkopf.



Abb. 8d. Schalenriß an der Querseite einer Schleusenmittelmauer.



Abb. 8c. Schalenriß auf der Rückseite einer Schleusenmauer.

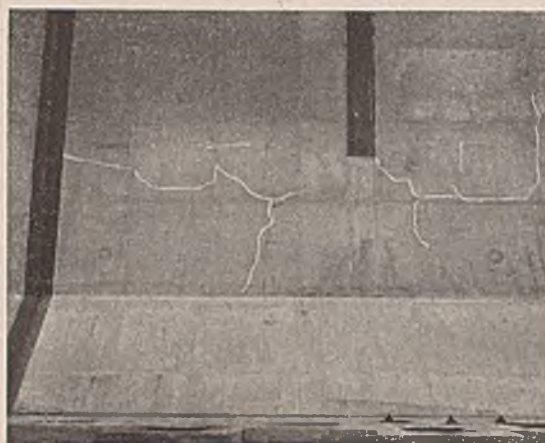


Abb. 8e. Schalenrisse an der Vorderseite der Schleusenmittelmauer der Abb. 8d.

welte ergaben sich aus der Verstärkung der Längsseiten durch die auf diesen stehenden hohen Zwillingsmauern, durch die einerseits eine entspannende Verkrümmung der Längsflächen zugunsten der Querseite verhindert und außerdem die Schale in den Längsseiten gegen ein stärkeres Einreißen geschützt wurde. Die Längsseiten dieses Blockes rissen daher im Bereich des massigen Teiles nur in kürzeren Abständen in verhältnismäßig feinen Rissen, wie Abb. 8e zeigt. Diese Beispiele zeigen, daß Lage, Verlauf und Weite der Risse von den Formen der Baukörper weitgehend abhängig sind.

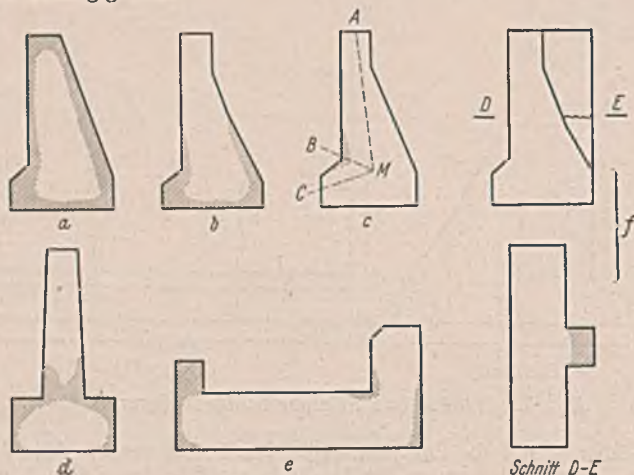


Abb. 9a bis f. Schalenrißflächen in verschiedenen Querschnitten.

Massige, rechteckige Querschnitte und Stützmauerquerschnitte reißen im ganzen Umfange ein, wie in Abb. 9a skizziert ist. Daß die Risse auch oft über der Sohle durchlaufen, kann daraus geschlossen werden, daß auch bei undurchlässigem Baugrund an der Vorderseite Wasser aus den Rissen austritt. Auch der Temperaturverlauf zur Sohle in Abb. 3a berechtigt zu dieser Annahme. Wenn Stützmauerquerschnitte im oberen dünnwandigen

festen Verbindung mit massigeren reißen vollständig durch, während gleichmäßig geformte Blöcke zunächst nur auf verhältnismäßig geringe Tiefe einreißen, deren genaue Feststellung außerordentlich schwierig ist.

Falls massige Betonkörper in den Außenflächen stärker mit Eisen bewehrt sind, bilden sich anstatt einzelner Risse regelmäßig zahlreiche feinere und wild verlaufende Risse, weil die gleichmäßige Dehnung und Haftung des Stahls die Bildung einzelner weiter Risse verhindert.

Wenn Schalenrisse auch in den meisten Fällen das Bauwerk nicht unmittelbar gefährden, so können sie doch zu tiefer greifenden Zerstörungen führen, wenn sie an Stellen liegen, die aus baulichen Gründen bereits geschwächt sind und stärker beansprucht werden. Auch betonschädliches Wasser und Frost können durch Schalenrisse stärker auf den Beton einwirken, und zwar um so mehr, als diese Risse auch bei jedem später im Betonkörper auftretenden Temperaturunterschied stark arbeiten und eine allmähliche Zunahme der Rißtiefe dadurch begünstigt wird. Da sich die Schalenrisse bei vollständigem Temperatureausgleich im Block schließen wollen, dürfen sie nicht mit Zement ausgepreßt werden, denn dadurch würde die Gefahr des vollständigen Durchreißen bei hohen Außen- und niedrigen Kerntemperaturen noch gesteigert und bei stärker arbeitenden Rissen doch keine Dichtung erzielt werden.

## 2. Spaltresse.

Temperaturrisse ganz anderer Art entstehen durch die feste Verbindung von Beton in Arbeitsfugen oder von Beton mit Felsuntergrund, wenn die Teile im Zeitpunkt der festen Verbindung stark abweichende Temperaturen haben, sich also in entsprechend verschiedenen Ausdehnungszuständen befinden. Am häufigsten kommt dieser Fall vor beim Betonieren in der heißen Jahreszeit auf Fels oder auch auf Grundplatten aus Beton, die seitlich vom Erdreich begrenzt sind und bereits seine Temperatur angenommen haben.

Hohe Grundplatten, die seitlich unmittelbar gegen die Baugrubenwand betoniert oder auch schon längere Zeit seitlich eingeschüttet liegen, sowie Felsen haben auch im Sommer eine mittlere Temperatur von +10 bis +12°. Da sich die Erwärmung der oberen Schicht im Sommer nur auf verhältnismäßig geringe Tiefe erstreckt, ist diese mittlere Temperatur auch in der heißen Jahreszeit für den Ausdehnungszustand der oberen Beton- oder Felschicht maßgebend. Wenn dann z. B. nach Abb. 10a auf Felsuntergrund mit einer Eigentemperatur von +10° ein 15,00 m langer

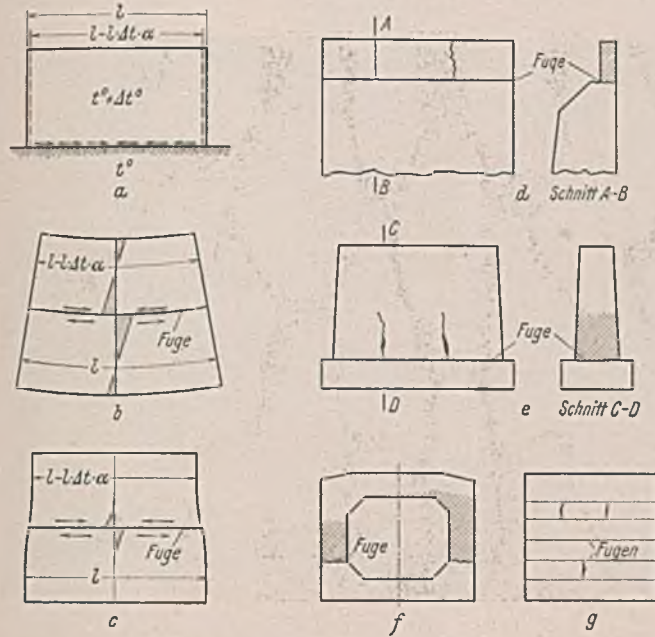
Teil stark überhört sind, bleibt dieser Teil meistens rißfrei, wie in Abb. 9b dargestellt, weil sich hier nur ein flacheres Temperaturgefälle ausbilden konnte. Häufig treten jedoch Schalenrisse in Stützmauerquerschnitten und Pfeilern mit stark verbreiteter Grundplatte auch dann auf, wenn ihre Abmessungen noch nicht so groß sind, daß eine übermäßige Temperaturerhöhung im Kern zu erwarten war. Kennzeichnend ist für diese Risse, daß sie regelmäßig entweder nur in der einspringenden Ecke liegen, wie in Abb. 9c angedeutet ist, oder doch hier am stärksten sind und zu den äußeren Kanten schwach verlaufen. Diese Erscheinung ist dadurch zu erklären, daß der Temperaturabfall vom Kern *M* zu der Betonschale in den Richtungen *A*, *B* und *C* annähernd gleich ist, jedoch zu *B* wegen der geringeren Entfernung vom Kern ein erheblich steileres Temperaturgefälle entsteht, dem jedoch die Betonschale durch Verkrümmung der Endflächen nicht genügend folgen kann, weil die schubfeste Verbindung mit der Schale in *A* und *C* dieses nicht zuläßt. Bei dünnwandigen Pfeilern, die zusammen mit der Grundplatte betoniert werden, kann auf diese Weise ein vollständiger Durchriß im unteren Teil des Schaftes eintreten, wie in Abbild. 9d angedeutet ist. Lotrechte Vorlagen an massigen Querschnitten reißen waagrecht ein, wie Abb. 9f erkennen läßt.



Betonblock mit einer Anfangstemperatur von  $+25^\circ$  aufbetoniert wird, ergibt sich für den gleichen Ausdehnungszustand der beiden fest verbundenen Körper ein Längenunterschied von

$$\Delta l = 15000 (25 - 10) 0,000001 = 2,25 \text{ mm.}$$

Dieser Unterschied wird noch vergrößert, wenn der aufbetonierte Körper so massig ist, daß auch die Abbindewärme stärker als Temperaturerhöhung wirksam wird, weil die feste Verbindung mit dem Felsen nicht sofort, sondern etwa erst am Ende der Abbindezeit eintritt, d. h. in einem Zeit-



a) Unterschied der Blocklänge beim Betonieren mit hohen Anfangstemperaturen auf Felsen gegenüber der Länge im endgültigen Temperaturzustand. b) u. c) theoretische (b) und wahrscheinliche (c) Verformung der mit abweichenden Temperaturen in einer Arbeitsfuge verbundenen Betonkörper. d) bis f) Lage und Verlauf der Spaltrisse in verschiedenen Querschnitten. g) Spaltrisse in Betonkörpern mit mehreren Arbeitsfugen.

Abb. 10a bis g. Spaltrisse.

punkt, in dem sich der Beton bereits um etwa weitere  $8^\circ$  erwärmt hat. In diesem Falle ergibt sich eine Temperatur von  $+33^\circ$  im Zeitpunkt der festen Haftung und ein Längenunterschied

$$\Delta l = 15000 (33 - 10) 0,000001 = 3,45 \text{ mm.}$$

Da der Betonblock diesen bei der späteren Abkühlung bis auf gleichfalls  $+10^\circ$  eintretenden Längenunterschied nicht durch Kürzung ausgleichen kann, muß er sich infolge der entsprechenden Zugbeanspruchungen dehnen. Diese Zugbeanspruchungen würden z. B. für den zweiten Fall unmittelbar über der Fuge betragen

$$\sigma = E \Delta t \alpha = 140000 (33 - 10) 0,000001 = 32,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Da derartige Zugspannungen vom Beton nicht aufgenommen werden können, reißt er durch. Auf diese Weise entstehende Risse gehen stets in ganzer Breite spaltartig durch den aufbetonierten Block, wie in Abb. 10d u. e dargestellt ist. Sie können daher als „Spaltrisse“ gekennzeichnet werden.

Falls es sich um die Verbindung von zwei Betonkörpern handelt, werden je nach dem Größenverhältnis der beiden Körper zueinander in dem unteren Körper Druckbeanspruchungen und Verformungen hervorgerufen, die dem aufbetonierten Körper eine beschränkte Kürzung er-

möglichen und seine Zugbeanspruchungen ermäßigen. So würde z. B. bei gleichem Querschnitt beider Körper und unter der Voraussetzung, daß alle Querschnitte eben bleiben, die in Abb. 10b dargestellte Verformung und Spannungsverteilung eintreten. Die Zugspannungen würden sich in diesem Falle auf die Hälfte der obigen Werte ermäßigen. Bei dem in der Regel vorliegenden Verhältnis der Blockhöhen zur Blocklänge, ist jedoch eine Verkrümmung der Querschnittsflächen nach Abb. 10c wahrscheinlicher. Die Verteilung der Zug- und Druckbeanspruchungen ist dann aber weniger von der Blockhöhe, sondern von dem Verhältnis der Breite in der Arbeitsfuge abhängig. Hieraus erklärt sich auch, daß Spaltrisse besonders häufig in Blöcken auf verbreiterten Grundplatten auftreten.

Steht der aufbetonierte Block allseitig frei, so daß seine mittlere Temperatur der Lufttemperatur weitgehend folgen muß, tritt noch eine erhebliche Erhöhung der Zugspannungen in der kälteren Jahreszeit ein. Besonders in dünnwandigen Baukörpern, die Temperaturen von  $-20^\circ$  und auch noch darunter annehmen können, ergibt sich dann rechnermäßig mehr als eine Verdoppelung der obigen Werte. Hieraus erklärt sich, daß Spaltrisse in frei stehenden Baukörpern sehr häufig erst beim Eintritt niedriger Lufttemperaturen auftreten oder sich so vergrößern, daß sie erst dann deutlich sichtbar werden, und daß auch Baukörper, deren Ausdehnungszustände beim Aufbetonieren weniger stark verschieden waren, manchmal erst in besonders strengen Wintern durchreißen, weil erst dann die Zugfestigkeit überschritten wird. Ein kennzeichnendes Beispiel dafür sind die besonders häufigen Spaltrisse in dünnwandigen frei stehenden Brüstungen auf massigen Brückenwiderlagern, Stützmauern und anderen den Einwirkungen der Luft ganz oder teilweise entzogenen Betonkörpern. In solchen Fällen führt außerdem das gewöhnliche Schwinden des dünnwandigen Baukörpers zu einer Verschärfung der Ribbildung, wenn es auch im Vergleich mit den Temperaturbeanspruchungen nicht von ausschlaggebender Bedeutung dafür ist. In ähnlicher Weise sind auch Straßendecken besonders ribgefährdet, wenn sie in zwei Schichten mit Arbeitsfugen und hoher Anfangstemperatur der oberen Schicht betoniert worden sind.

Spaltrisse sind im wesentlichen von der Länge des aufbetonierten Baukörpers und dem Temperaturunterschied gegenüber dem Unterbeton oder Felsenuntergrund abhängig. Sie treten daher auch in langen, dünnwandigen Baukörpern auf. Bei großen Längen und Breiten des aufgesetzten Betonkörpers können Spaltrisse auch in beiden Richtungen auftreten, sich also kreuzen. Sind die Abmessungen des aufbetonierten Betonkörpers so groß, daß bereits die Abbindewärme Schalenrisse verursacht hat, gehen diese später in Spaltrisse über.

Die Spaltrisse treten je nach der Höhe der Zugbeanspruchungen in der Regel in etwa 2 bis 5 m Abstand voneinander und von den Blockecken auf. Ist die Höhe des aufgesetzten Blockes im Verhältnis zur Länge gering, gehen die Risse nach Abb. 10d bis zur Oberkante. Abb. 11a zeigt drei derartige Spaltrisse in einer dünnwandigen Eisenbetonbrüstung auf einem Widerlager. Höhere Blöcke reißen in der Regel nicht bis auf volle Höhe durch, weil im oberen Teil durch Schrägstellen und Verkrümmen der Endflächen eine so starke Spannungsminderung eintritt, daß die Zugfestigkeit im oberen Teil nicht mehr überschritten wird. Die Risse verlaufen dann nach Abb. 10e. Die Ribbreite ist darin verzerrt dargestellt. Die Risse beginnen in geringer Höhe über der Arbeitsfuge, verbreitern sich schnell und verlaufen, nach und nach enger werdend, nach oben als feine Haarrisse. Infolge der Haftfestigkeit in den Arbeitsfugen können sie nicht unmittelbar über diesen beginnen. Die Zugbeanspruchung führt daher in einem Bereich von geringer Höhe oberhalb der Haftflächen zu fein verteilten Haarrissen. Abb. 11b zeigt zwei Spaltrisse im Block einer Schleusenammerwand, die auf Felsen gegründet wurde. In der Abbildung ist zu erkennen, daß beide Risse stark Wasser durchlassen, sie müssen mithin in voller Breite durchgehen. Der Wasserdurchtritt in voller Ribhöhe ist allgemein kennzeichnend für das Vorliegen von Spaltrissen. Bei Tunnel- und Dükerquerschnitten, bei denen in der Regel zunächst die Sohle und darauf mit Arbeitsfugen die Seitenwände und die Decke in einem Arbeitsgange betoniert werden, verlaufen die Spaltrisse manchmal bis zur Deckenunterkante, häufig aber auch noch durch die untere Decken-

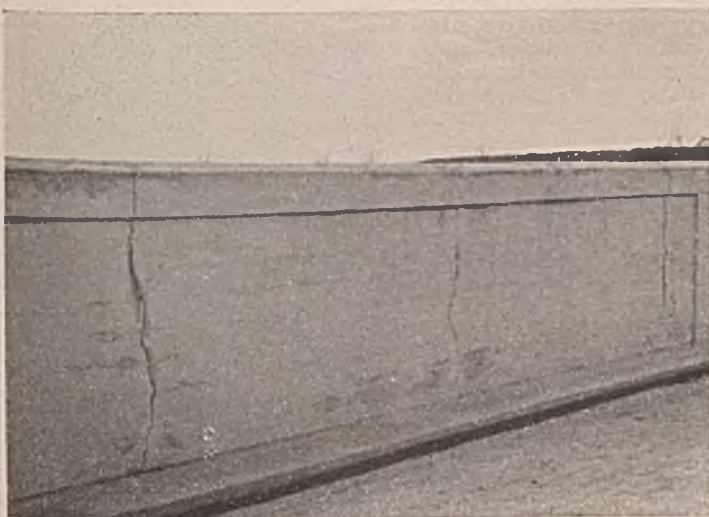


Abb. 11a. Spaltrisse in einer Eisenbetonbrüstung.

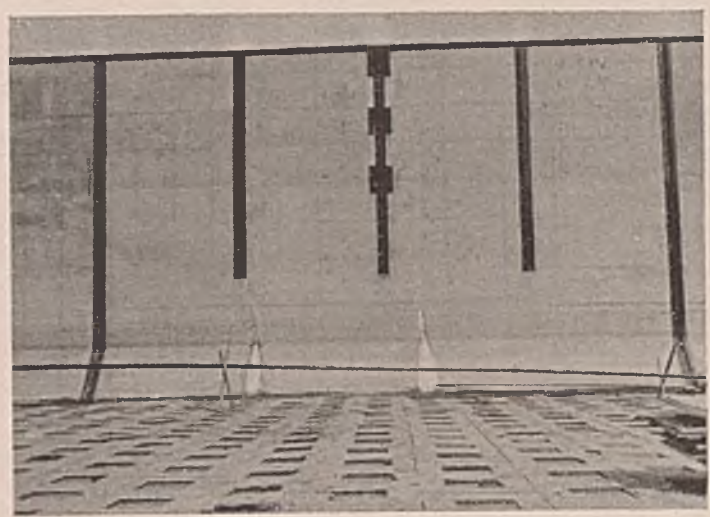


Abb. 11b. Spaltrisse in einer auf Felsen gegründeten Schleusenammerwand.

zone, wie in Abb. 10f dargestellt ist. Abb. 11c zeigt einen derartigen Spaltriß in einer Straßenunterführung unter einem hohen Kanaldamm.

In besonders deutlicher Weise wird die Tatsache, daß Spaltrisse durch verschiedene Ausdehnungszustände des Betons verursacht werden, manchmal an Betonbauwerken erkennbar, die schichtenweise mit zahlreichen Arbeitsfugen betoniert worden sind. Die Risse treten hier in einzelnen



Abb. 11c. Spaltriß in einer Unterführung.



Abb. 11d. Spaltriß zwischen zwei Arbeitsfugen in einem Widerlager.

den Querriegels im Winter, die in Anbetracht der Abmessungen nur bis auf  $\pm 0^\circ$  angenommen werden soll, erhöht sich dieser Längenunterschied bei einem Gesamtunterschied der maßgebenden Temperaturen von  $33^\circ$  sogar auf  $\Delta l_2 = 7,26$  mm. Die massigen Seitenteile gestatten keine nennenswerte Verformung. Das Querschnittsverhältnis der Sohle zum Riegel sei mit 4:1 angenommen, und die geringe Verformung der Seitenteile sei durch die Reibungswiderstände in der Sohle als ausgeglichen angesehen, so daß die Beanspruchungen in diesem Verhältnis auf Sohle und Querriegel verteilt werden können. Die notwendige Dehnung des

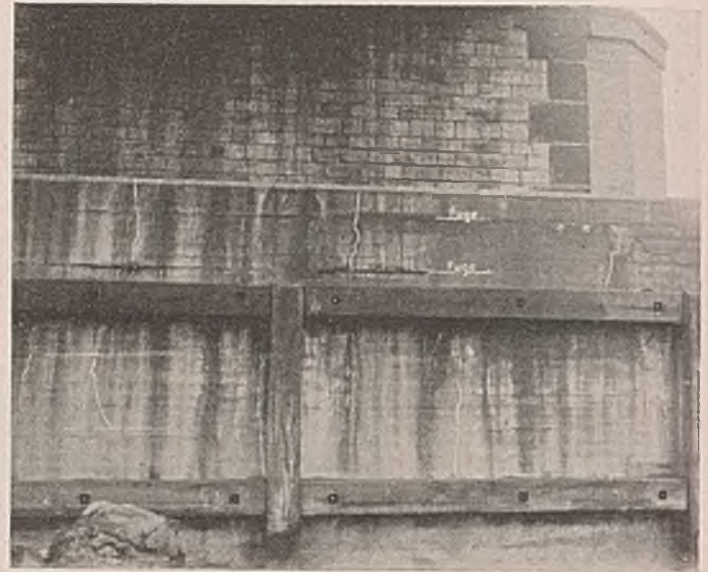


Abb. 11e. Spaltrisse zwischen und über zerstörten Arbeitsfugen in einem Brückenpfeiler.

Schichten zwischen je zwei Arbeitsfugen auf, wie in Abb. 10g dargestellt ist. Da zwischen dem Betonieren der einzelnen Schichten oft längere, durch das Hochtreiben der Schalung bedingte Pausen liegen, werden die Schichten oft teils bei kühlem und teils bei heißem Wetter mit entsprechend verschiedenen Anfangstemperaturen betoniert. Geraten auf diese Weise einzelne Schichten mit besonders hohen Anfangstemperaturen zwischen kältere Schichten, beschränken sich später die Spaltrisse auf die Schichten, die bei heißem Wetter betoniert worden sind. Abb. 11d gibt einen derartigen Riß zwischen zwei Arbeitsfugen in dem Widerlager einer Bogenbrücke und Abb. 11e mehrere derartige Risse im Pfeiler einer Eisenbahnbrücke wieder.

Als Sonderfall gehört zu den Spaltrissen das Durchreißen der Decke bei massigen, rahmenartigen Querschnitten, wie sie bei Unterführungen, Dükern, Umläufen in Schleusen und Turbinengrundbauten sowie als Toröffnung in Unterhäuptern bei Schachtschleusen vorkommen. Da bei derartigen Bauwerken die Seitenwände in der Regel Abmessungen aufweisen, die nur eine geringe elastische Verformung zulassen, wird der Deckenquerschnitt erheblich auf Zug beansprucht, falls der aufgehende Beton mit der Sohle in sehr ungleichen Ausdehnungszuständen verbunden worden ist. Wenn z. B. am Unterhaupt einer Schachtschleuse der Querriegel mit Arbeitsfugen nach Abb. 12a auf die Seitenteile betoniert wird, ergeben sich beim Betonieren des Riegels bei hohen Lufttemperaturen etwa folgende Verhältnisse. Für die Sohle kann wegen ihrer Lage im Erdreich eine mittlere Temperatur von  $+12^\circ$  und für den Beton des Querriegels eine Anfangstemperatur von  $+25^\circ$  angenommen werden. Unter Berücksichtigung einer Temperaturerhöhung bis zur Haftung um etwa  $8^\circ$  ergibt sich dann ein Temperaturunterschied von  $21^\circ$  zwischen den fest zu verbindenden Teilen. Unter Beziehung auf die Mitten der beiden Arbeitsfugen beträgt die mittlere Länge der Sohle und des Querriegels nach Abbild. 12a  $l = 22,00$  m. Bei der später eintretenden Temperaturgleichheit ergibt sich dann ein Längenunterschied von

$$\Delta l_1 = 22000 \cdot 21 \cdot 0,00001 = 4,62 \text{ mm.}$$

Bei einer Abkühlung des frei liegen-

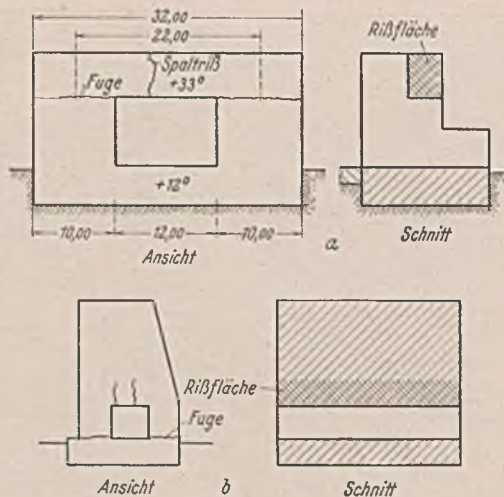


Abb. 12a u. b. Spaltrisse in rahmenartigen Baukörpern.

Querriegels beträgt dann noch  $\frac{4}{5} \cdot \Delta l_1 = 3,70$  und  $\frac{4}{5} \cdot \Delta l_2 = 5,51$  mm. Diesen entspricht eine Zugbeanspruchung im Querschnitt des Riegels von

$$\sigma_1 = \frac{E \cdot \frac{4}{5} \cdot \Delta l_1}{l} = \frac{140000 \cdot 3,70}{22000} = 23,5 \text{ kg/cm}^2$$

bzw.

$$\sigma_2 = \frac{140000 \cdot 5,51}{22000} = 37,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Derartige Zugbeanspruchungen müssen aber zum Durchreißen des Querriegels führen. Der Einriß tritt dort ein, wo zu der Temperaturbeanspruchung noch Zugspannungen durch Biegung hinzutreten, also an der Unterseite des Riegels.

Anzahl und Verlauf der Risse in rahmenartigen Bauteilen sind von dem Verhältnis der Abmessungen der Decke zur Sohle und zu den Seitenwänden sowie von der in solchen Fällen fast stets vorhandenen Eisenbewehrung abhängig. Sind die Abmessungen so, wie in dem angenommenen Beispiel angenommen wurde, und sind im Querriegel nur wenig Eisen vorhanden, so reißt dieser einmal in ganzer Höhe durch. Handelt es sich dagegen um Umläufe mit schwächeren Wänden, aber hoher Überdeckung, wie z. B. in Abb. 12b angegeben, so reißt die Überdeckung einmal oder auch mehrere Male an der Unterseite keilig ein. Ist stärkere Eisenbewehrung vorhanden, bilden sich regelmäßig mehrere feine, wild verlaufende Risse, weil die gleichmäßige Beanspruchung und Dehnung des Eisenquerschnitts den Beton zu einer Verteilung der Dehnung zwingt.

Abb. 13 zeigt einen Spaltriß im Scheitel eines Dükers. Die Risse gehen bei diesem Bauwerk durch die Decke und die darauf stehende Stirnmauer in sämtlichen Öffnungen des dreiseitigen Querschnitts. Die Seitenwände, Decke und Stirnmauer wurden an heißen Tagen auf die zum Teil bereits im kalten Grundwasser liegende Sohlenplatte betoniert, und im folgenden Winter war das Bauwerk im oberen Teil noch der Lufttemperatur alseitig ausgesetzt.



Abb. 13. Spaltriß in der Stirnwand und Decke eines Eisenbetondükers.

Das obige Rechnungsbeispiel für ein fast unelastisches rahmenartiges Bauwerk gibt auch einen Anhalt für den Einfluß der Anfangstemperatur des Betons auf die Beanspruchungen und Verformungen von Bogen und biegungselastischen Rahmen. Wenn die Anfangstemperaturen erheblich über oder auch unter der für die statische Untersuchung angenommenen mittleren Temperatur liegen, müssen größere Kürzungen oder Längungen eintreten, als die Rechnung mit den dafür vorgeschriebenen Temperaturunterschieden ergibt. Diese Abweichungen können bei Rahmen, eingespannten Bogen und Zweigelenbögen beträchtliche Zusatzspannungen und bei diesen Bogen wie auch bei Dreigelenbögen unliebsame Scheitelverschiebungen zur Folge haben. Wenn die Zusatzspannungen im allgemeinen Risse auch nur bei ungünstigen Formen und Querschnittsverhältnissen verursachen, so werden sie doch stets den Sicherheitsgrad vermindern, wenn die Anfangstemperaturen des Betons stärker von der angenommenen Mitteltemperatur oder auch bei Stockwerksrahmen von der Temperatur der fertigen Stockwerke abweichen.

Ferner ist zu erwähnen, daß auch Baukörper ohne Arbeitsfugen nach Art der Spaltresse reißen können, wenn der Reibungswiderstand in der Sohle bei der Schrumpfung so groß ist, daß die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird. Dieser Fall tritt, abgesehen von felsartigem Baugrund, jedoch nur dann ein, wenn der Betonkörper geringe Höhe, aber große Längen- oder Flächenabmessungen hat, wie z. B. Betonstraßendecken oder Bodenbeläge.

### 3. Temperaturschäden in Arbeitsfugen.

Die stärksten Zerstörungen an älteren Betonbauwerken liegen fast regelmäßig in den Arbeitsfugen. Während der übrige Beton noch von guter Beschaffenheit ist, sind im Bereich der Arbeitsfugen mehr oder weniger tiefgreifende Schäden eingetreten. Die stets vorhandene Wasserdurchlässigkeit älterer Arbeitsfugen beweist, daß hier die Einheitlichkeit des Baukörpers in seinen stofflichen Eigenschaften in ganzer Breite gestört ist und daher auch Verwitterung und schädliches Grundwasser an dieser Stelle den Baustoff am stärksten angreifen konnten. Bei langgestreckten Baukörpern machen sich derartige Zerstörungen besonders stark an den Enden und Ecken bemerkbar.

Ein wesentlicher Grund dieser Zerstörungen liegt ohne Zweifel oft in der nicht sachgemäßen Behandlung der Arbeitsfugenflächen. Wenn auf der frischen Betonoberfläche nach wenigen Tagen oder manchmal auch bereits nach einigen Stunden weiterbetoniert wird, muß jede Art der zuvor ausgeführten Behandlung der Fugenflächen zu einer mehr oder weniger starken Lockerung des Betongefüges in der Oberfläche führen, die eine einwandfreie Verbindung des frischen Betons mit dem Unterbeton ausschließt. Abb. 14a zeigt eine in dieser Weise hergestellte

Arbeitsfuge. Das rückseitig höher stehende Wasser tritt fast in ganzer Breite durch die Fuge. Derartig mangelhafte Arbeitsfugen lassen sich vermeiden durch das Abarbeiten der ausgeschleuderten Bindemittelschicht in einem Zeitpunkt, in dem der Beton bereits so erhärtet ist, daß eine Gefügelockerung nicht mehr eintreten kann. Eine dem übrigen Beton gleiche Dichtigkeit wird jedoch auch damit erfahrungsgemäß nicht er-

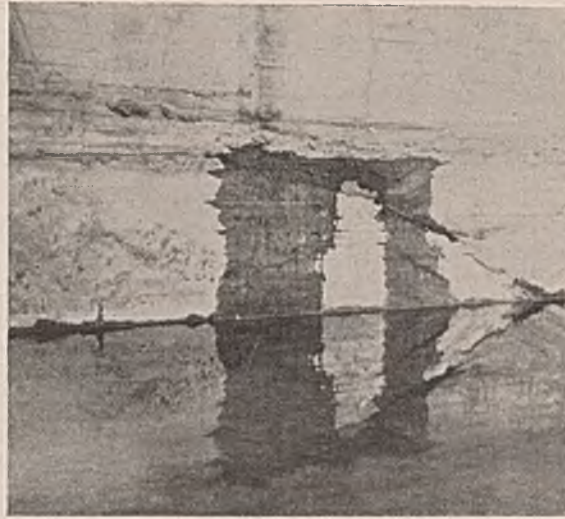


Abb. 14a. Zerstörte Arbeitsfuge in einem Brückenpfeiler.

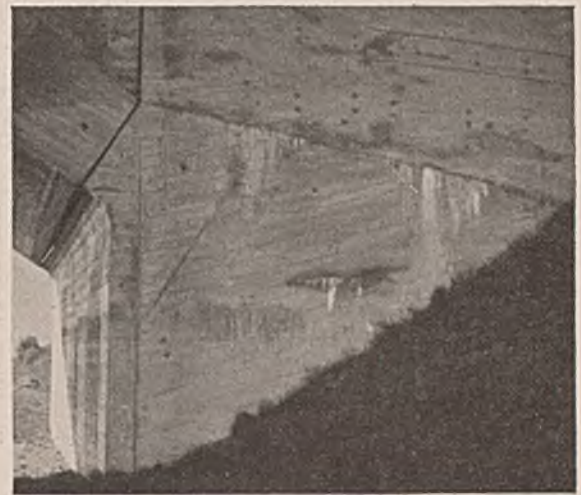


Abb. 14b. Zerstörte Arbeitsfuge in einem Widerlager.

Bildquellen: Sammlung des Wasserstraßenneubauamts Staustufe Magdeburg. Aufnahmen Kuhr (8), Pflughöft (4), Höltkemeier (2).

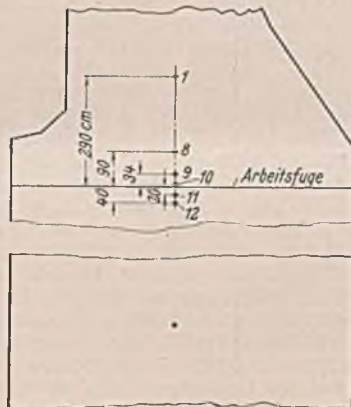


Abb. 15a. Temperaturmessungen im Beton einer Schleusenmauer über und unter der Arbeitsfuge, Lage der Meßpunkte.

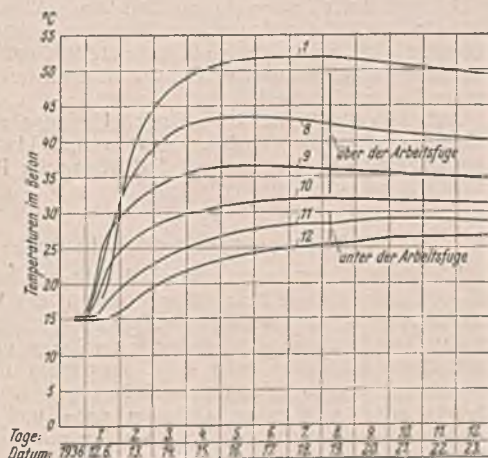


Abb. 15b. Temperaturverlauf in den Meßpunkten über und unter der Arbeitsfuge.

reicht, obwohl die Haftung des Bindemittels auf dem so abgearbeiteten rauhen Beton keine geringere als an den Zuschlagstoffen in der Mischung sein müßte<sup>2)</sup>. Es scheinen daher auch noch andere Einflüsse die Haftung in den Arbeitsfugen zu beeinträchtigen. Bei massigen Betonkörpern wirken vermutlich auch Temperatureinflüsse in mehrfacher Weise in diesem Sinne nachteilig, und zwar im frischen Beton erstens durch Schubbeanspruchungen infolge der Längendehnung und zweitens durch Zugbeanspruchungen infolge der Verkrümmung der Unterfläche bei der durch die Abbindewärme hervorgerufenen Temperaturerhöhung im aufgesetzten Beton. Im älteren Beton wird dann die Arbeitsfuge drittens durch Temperaturänderungen auf Schub beansprucht. Die nachteilige Wirkung dieser Einflüsse auf die Haftung in den Arbeitsfugen ergibt sich aus folgenden Betrachtungen.

In Abb. 15a u. b ist das Ergebnis einer Messung des zeitlichen Verlaufs der Temperaturerhöhungen im Beton über und unter einer Arbeitsfuge und in Abb. 15c das Temperaturgefälle vom oberen zum unteren Beton zu verschiedenen Zeiten wiedergegeben. Der Beton enthielt 300 kg/m<sup>3</sup> Traßzement 30/70. Aus dem Temperaturgefälle ist zu sehen, daß erstens oberhalb der Arbeitsfugen eine stärkere Wärmerestauung eintritt und zweitens die zum Unterbeton abfließende Wärme in diesem nur auf geringe Tiefe und stark verzögert eine verhältnismäßig geringe Temperaturerhöhung hervorruft. Der Unterbeton wird daher bei größerer Höhe durch die ihm zufließende Abbindewärme keine Raumänderung erfahren, während sich der Oberbeton unmittelbar über der Arbeitsfuge infolge seiner Temperaturerhöhung ausdehnen muß. Die Ausdehnung des Oberbetons ist einerseits abhängig von der Temperatur-

<sup>2)</sup> Hampe, Das Betonieren der Doppelschleuse Allerbüttel. Bauing. 1937, S. 705.

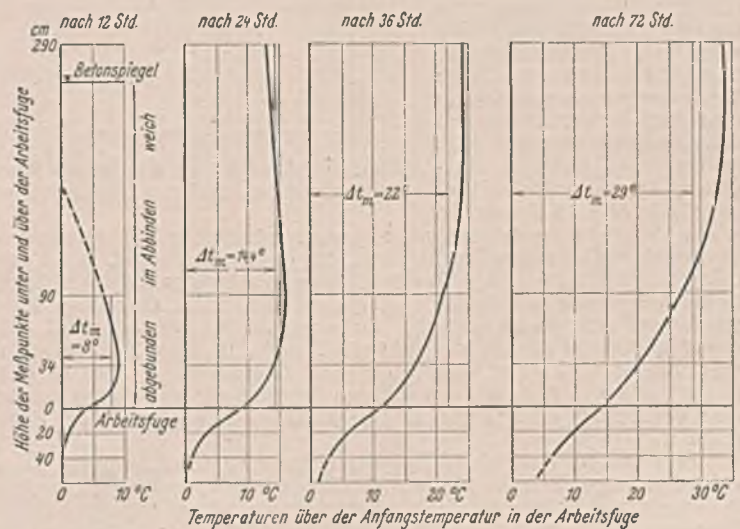


Abb. 15c. Temperaturerhöhung im Beton über und unter der Arbeitsfuge zu verschiedenen Zeiten.

erhöhung unmittelbar über der Fuge. Sie wird aber andererseits noch vergrößert durch die aus der höheren Kerntemperatur des Blockes entstehende Dehnung der Betonschale, die, wie oben nachgewiesen wurde, zu Schalenrissen führt. Die Ausdehnung der Unterfläche des aufgesetzten Betonkörpers kann von der Mitte der Fugenfläche aus nach allen Richtungen gehend angenommen werden. Sie nimmt daher nach den Rändern zu und ist in den Diagonalen zu den Ecken der Fläche am größten.

Welche Verschiebungen der Oberbeton in der Arbeitsfuge ausführen will, ergibt sich aus folgendem Beispiel. Es sei angenommen, daß ein massiger Baukörper von 25,00 m Länge auf Felsen oder eine stark verbreiterte Grundplatte betoniert werde und in der Fugenfläche eine vollkommen reibungslose Bewegung vor sich gehen könne. Aus dem für obigen Blindmittelanteil gefundenen Temperaturverlauf ergeben sich nach Abb. 15c die für die Dehnung zu verschiedenen Zeiten maßgebenden mittleren Temperaturen und daraus die auf die halbe Blocklänge bezogenen Verschiebungen der Endflächen:

Zeit nach dem Betonieren	Mittlere Temperaturerhöhung $\Delta t_m$	Verschiebung $\Delta l = \frac{25000}{2} \cdot \Delta t_m \alpha$	Mittlere Druckspannung $\sigma_m = E \Delta t_m \alpha$
Stunden	Grad	mm	kg/cm <sup>2</sup>
12	8,0	1,0	11,2
24	14,4	1,8	20,2
36	22,0	2,75	30,8
72	29,0	2,63	40,6

Wenn der obere Betonkörper in der Arbeitsfuge sofort haften würde und sich überhaupt nicht verschieben könnte, müßten in der Fuge Schubkräfte übertragen werden entsprechend den in der letzten Spalte angegebenen mittleren Druckspannungen im Oberbeton. Über die Größe der Schubbeanspruchungen selber können keine Angaben gemacht werden, weil die infolge der Haftung in der Fuge eintretende Verformung des oberen Betonkörpers und damit auch die Verteilung der Druckspannungen über seinen Querschnitt vollständig unbekannt ist. Eine Spannungsverteilung unter Annahme der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes, nach der sich im oberen Drittel des Querschnitts sogar Zugspannungen ergeben müßten, erscheint nicht angängig. Wahrscheinlicher wäre eine von der Blockmitte nach den Rändern zunehmende Verkrümmung der Querschnittsflächen. Das Maß der errechneten Verschiebungen und die Höhe der mittleren Druckbeanspruchungen im Oberbeton lassen jedoch auch so erkennen, daß bei sofortiger Haftung in der Fuge Schubkräfte übertragen werden müßten, die wesentlich über die Haftfestigkeit des frischen Betons hinausgehen. Daraus folgt aber, daß sich der obere Betonkörper, von der Mitte nach den Rändern zunehmend, verschiebt, bis die Haftung so groß geworden ist, daß die dann noch restlichen Schubbeanspruchungen aufgenommen werden können. Der Zeitpunkt der festen Haftung ist ungeklärt. Gefühlsmäßig wurde in den verschiedenen hier angeführten Rechnungsbeispielen angenommen, daß die starke Verbindung in der Fuge etwa am Ende der sogenannten Abbindezeit nach einer Temperaturerhöhung um 8° eingetreten ist.

Wenn aber tatsächlich eine teilweise Verschiebung des oberen Betonkörpers eintritt, muß diese zunächst das Abbinden stören und das Gefüge in einer je nach den Körnungen der Zuschlagstoffe verschiedenen hohen Betonschicht über der Arbeitsfuge nachteilig verändern. Mit zunehmender Festigkeit wird diese plastische Verformung nach und nach in eine elastische Verformung und das Abscheren nach und nach in die feste Haftung übergehen. Der so gedachte Vorgang ist in Abb. 16 dargestellt. Wenn sich auf diese Weise auch wegen der plastischen Verformung des Betons ein vollständiges Abscheren in der Fuge nicht ergibt, so ist der nachteilige Einfluß derartiger Temperaturbeanspruchungen auf die Haftung in der Arbeitsfuge und die Güte des Betons unmittelbar über dieser doch mindestens sehr wahrscheinlich. Zu erwähnen ist hierbei noch, daß dieser nachteilige Einfluß verstärkt wird, wenn in einer Zeit betoniert wird, in der aus dem Unterbeton noch Abbindewärme abfließt und dieser infolge der damit verbundenen Schrumpfung selber gleichzeitig eine Verkürzung erfährt, also eine gegenläufige Bewegung in der Fuge ausführt.

Eine weitere Beeinträchtigung der Haftung in der Arbeitsfuge kann sich bei massigen Betonkörpern aus den Temperaturunterschieden zwischen Betonkern und Schale beim Abfluß der Abbindewärme ergeben. Diese Temperaturunterschiede wurden unter Abschnitt B 1 als Ursache der Schalenrisse nachgewiesen unter Hinweis auf die Spannungsverminderung in der Betonschale durch Verkrümmung der Außenflächen. Eine der-

artige Verkrümmung will auch die Unterseite des auf eine Arbeitsfuge gesetzten Betonkörpers nach Abb. 17 annehmen, sobald der Beton aus dem plastischen in den festen, elastischen Zustand übergegangen ist. Hierdurch entsteht aber eine Neigung zum Abheben des Betons an den

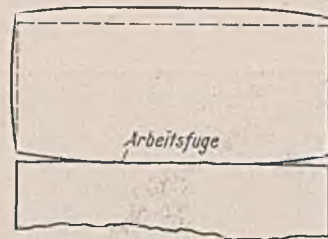


Abb. 17. Öffnen der Arbeitsfugen in massigen Betonkörpern durch Verkrümmung des oberen Betonkörpers.

weil die Arbeitsfuge die schwächste Stelle darstellt und hier zugleich die Zugbeanspruchung am größten ist. Aber auch dann, wenn es nicht zu einer Öffnung der Fuge kommt, begünstigt die immerhin eintretende Entlastung der Fugenränder die zuvor beschriebene Verschiebung und Verformung des frischen Betons unmittelbar über der Fuge.

Zu diesen beiden Beanspruchungen des frischen Betons kommt schließlich eine dritte Beanspruchung der Arbeitsfuge im älteren Beton. Mit dem Abfluß der Abbindewärme geht die Ausdehnung und elastische Verformung des oberen Betonkörpers zurück. Sobald die mittlere Temperatur des oberen Blockes unter die Temperatur sinkt, bei der die Haftung an dem unteren Betonkörper eintrat, entstehen in der Arbeitsfuge entgegengesetzt gerichtete Schubspannungen und im oberen Betonkörper, wie bereits unter Abschnitt B 2 nachgewiesen wurde, Zugspannungen, die hier zu Spaltrissen führen können. Diese Schubspannungen werden besonders groß, wenn der obere Betonkörper mit sehr hohen Anfangstemperaturen auf Felsen oder eine entsprechend kalte Grundplatte betoniert worden und später sehr tiefen Lufttemperaturen ausgesetzt ist. Wird z. B. der obere Betonkörper mit +27° betoniert und für die Grundplatte eine Temperatur von +12° und bis zur Haftung eine Temperaturerhöhung bis auf +35° angenommen, so ergibt sich für den Fall, daß der untere Körper seine Temperatur im Erdreich nicht wesentlich ändert, der obere aber im Winter eine Temperatur von -10° annimmt, ein Temperaturunterschied von 45°. Dieser bedingt aber z. B. für einen 20 m langen Block einen Längenunterschied von 9,0 mm mit entsprechenden Schubbeanspruchungen in der Arbeitsfuge, die auch trotz der dann auftretenden Spaltrisse noch erheblich sind. Falls die Haftfestigkeit diese Beanspruchungen nicht übertragen kann, muß die Arbeitsfuge abgesichert werden. Diese Möglichkeit ist wiederum besonders groß am Rande der Fugen. Sie tritt jedoch im allgemeinen nur dann ein, wenn die Fugenfläche nicht sachgemäß behandelt worden ist und entweder eine minderwertige Schlammeschiebt verblieben oder auch das Gefüge des Unterbetons durch zu frühe Bearbeitung stark gelockert worden ist. Abb. 14a ist für eine derartig zerstörte Arbeitsfuge ein Beispiel. Diese Art der Beanspruchung tritt auch bei längeren dünnwandigen Betonkörpern auf. Wenn diese auf einem im Erdreich liegenden Unterbeton stehen, sind bei ihnen sogar noch größere Temperaturunterschiede möglich, weil der frei stehende dünnwandige Körper die tieferen Lufttemperaturen im Winter vollständig annimmt.

Die drei verschiedenen Einflüsse in den Arbeitsfugen mögen im einzelnen zwar gering erscheinen. Im ganzen kann ihre nachteilige Wirkung auf die einheitliche Beschaffenheit und Haftung des Betons in den Arbeitsfugenflächen nicht in Frage gestellt werden, besonders dann nicht, wenn sie nicht sachgemäß behandelt worden sind. Im besonderen muß die geringe Dichtigkeit der Arbeitsfugen auf derartige Einflüsse zurückgeführt werden. Die allgemeine Erfahrung, daß die Fugen besonders an den Rändern massiger Betonkörper der Zerstörung am stärksten unterliegen, stimmt überein mit der Feststellung, daß hier auch die Beeinträchtigung der Haftung durch Temperatureinflüsse am größten ist. Wenn naturgemäß auch die Ränder der Fugen den Angriffen schädlicher Einflüsse zuerst ausgesetzt sind, so ist doch oft festzustellen, daß die Zerstörungen nach Erreichung einer bestimmten Tiefe nicht mehr fortschreiten, weil hier eine bessere Haftung vorliegt.

Abb. 14b zeigt eine im geringen Umfange zerstörte Arbeitsfuge im Widerlager einer Bogenbrücke, und in Abb. 11e sind Schäden in den Arbeitsfugen in Verbindung mit Spaltrissen im Pfeiler einer Eisenbahnbrücke gut zu erkennen.

#### 4. Temperaturschäden in Sperrmauern.

Die durch Temperatureinflüsse der bisher beschriebenen Art innerhalb des einheitlichen Betonkörpers und in der Verbundfläche zwischen zwei Betonkörpern hervorgerufenen Beanspruchungen wachsen naturgemäß mit den Abmessungen. Die Neigung zu Rissen und Zerstörungen in den Arbeitsfugen ist daher auch bei Sperrmauern und anderen besonders massigen Bauwerken in erhöhtem Maße gegeben. Bei solchen Bauwerken, die aus arbeitstechnischen Gründen nach und nach aus zahlreichen einzelnen Betonkörpern aufgebaut werden müssen und trotzdem als einheitlicher Baukörper wirken sollen, ergeben sich aber außerdem durch Temperatureinflüsse Beanspruchungen und Schäden, die durch die besondere Art der hierbei üblichen Bauausführung bedingt sind [7], [13], [20].

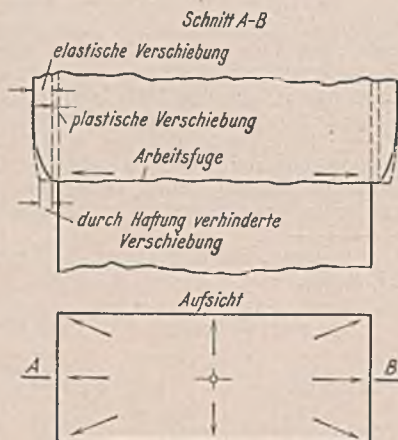


Abb. 16. Ausdehnung des Betons über Arbeitsfugen in massigen Betonkörpern.

Als Gesamtkörper betrachtet ergeben sich z. B. für eine Sperrmauer von 1 Mill. m<sup>3</sup> Inhalt, 80 m Breite am Fuß und 400 m Kronenlänge etwa folgende Verhältnisse. Die Sperrmauer sei mit einem Beton, dessen Bindemittel beim Abbinden eine Temperaturerhöhung um 38° gegenüber der Anfangstemperatur hervorrufen, hergestellt worden. Die Anfangstemperatur des Betons wird bei ungünstigen örtlichen Verhältnissen in der wärmeren Jahreszeit im Mittel etwa +20° und in der kälteren Jahreszeit +10° betragen. Wenn rd. 2/3 der Betonmenge in der wärmeren und 1/3 in der kälteren Jahreszeit hergestellt werden, ergibt sich eine durchschnittliche Anfangstemperatur von rd. +17° für den Gesamteinheit. Falls nicht bereits während der Bauzeit die Abbindewärme teilweise abfließen könnte, würde mithin im Mauerwerk eine durchschnittliche Höchsttemperatur von 38 + 17 = +55° zu erwarten sein. In Abhängigkeit von der Größe der Blöcke, besonders aber von der Höhe der Schichten, in denen betoniert wird, und der zeitlichen Folge der Überdeckung durch die jeweils nächste Schicht sowie der Zeit bis zum Betonieren der seitlich anschließenden Blöcke findet jedoch bereits während der Bauzeit ein beschränkter Wärmeabfluß statt. Unter Berücksichtigung der aus wirtschaftlichen Gründen immer mehr angestrebten kurzen Bauzeiten und entsprechend schnellen Schichtenfolge sei die Temperaturermäßigung durch diesen Wärmeabfluß auf 10° geschätzt, so daß als durchschnittliche Mauertemperatur am Ende der Bauzeit noch rd. +45° zu erwarten wären. Wenn die endgültige mittlere Mauertemperatur mit +12° angenommen wird, besteht mithin noch ein Unterschied von 33°, der nur langsam geringer wird und sich erst nach vielen Jahren vollständig ausgleicht. Die damit verbundene Raumänderung der Sperrmauer beträgt aber unter der an sich nicht zutreffenden Annahme, daß sie sich im Zeitpunkt der Fertigstellung noch in einem von Temperaturspannungen freien Zustand befindet,  $\Delta V = 1,0 \cdot 33 \cdot 0,00003 = \text{rd. } 0,001 \text{ m}^3$  für 1 m<sup>3</sup> und für die angenommene Sperrmauer im ganzen 1000 m<sup>3</sup>. Diese im endgültigen Zustande fehlende Betonmasse muß sich in Spannungen und Rissen im Mauerkörper auswirken. Im besonderen wird sich die Neigung zur Ribbildung in der Länge und Breite der Mauer bemerkbar machen, denn die Mauerkrone müßte bei dieser Schrumpfung eine Kürzung um 132 mm und der Mauerfuß um 26 mm erfahren. Diese können aber nur zum Teil durch Dehnung des Betons unschädlich ausgeglichen werden.

Ein allgemein übliches Mittel, die so entstehenden Beanspruchungen zu mildern, sind lotrechte Dehnungsfugen quer zur Mauerachse. Ihre Wirkung beschränkt sich jedoch nur auf Schrumpfungen in der Längsrichtung der Mauer, und zwar auch nur in sehr bedingter Weise, weil sich die Fugen infolge der Haftung des Mauerkörpers auf dem Felsuntergrund im unteren Teil des Querschnitts nicht beliebig weit und unmittelbar über der Grundfuge überhaupt nicht öffnen können. Außer den Zugbeanspruchungen, die so im unteren Querschnittsteil in der Längsrichtung trotz der Dehnungsfugen verbleiben, ergeben sich aber aus der Unterbrechung der Zugfestigkeit des Mauerquerschnitts in den Dehnungsfugen auch entsprechende Schubbeanspruchungen in der Grundfuge, die ihrerseits starke Beanspruchungen des Felsuntergrundes nach sich ziehen müssen. Diese allgemeinen Überlegungen zeigen bereits, daß das im endgültigen Temperaturzustande zwischen Raum und Masse bestehende Mißverhältnis erhebliche Nebenspannungen und damit entsprechende Gefahren für Zerstörungen des Mauerkörpers bedingt.

ein möglichst dichter Fugenschluß angestrebt, der bei bogenförmigem Grundriß erforderlich ist, wenn die angenommene Gewölbewirkung erreicht werden soll. Die Fugen erhalten dadurch im endgültigen Zustand die Bedeutung von lotrechten Arbeitsfugen. Die einzelnen so verbundenen Scheiben werden in der Regel in Schichten von etwa 1,50 bis 3,00 m Höhe mit waagerechten Arbeitsfugen betoniert, und im unteren breiteren Bereich des Mauerquerschnitts werden auch diese Schichten nochmals durch lotrechte Arbeitsfugen in Abschnitte von etwa 15 bis 25 m Länge unterteilt. Der einzelne in sich einheitliche Betonkörper hat daher einen Inhalt von nur etwa 300 bis 1800 m<sup>3</sup>. Der gesamte Mauerkörper ist aus Blöcken dieser Größe aufgebaut und mithin von zahlreichen Arbeitsfugen durchsetzt. Die Sperrmauer kann unter diesen Verhältnissen nur sehr bedingt als einheitlicher Baukörper aufgefaßt werden, denn jeder in einem Arbeitsgang hergestellte Block und jede Arbeitsfuge unterliegen in sich den Raumänderungen und Beanspruchungen, die sich gemäß Abschnitt B 1, 2 und 3 aus der Abbindewärme und den Unterschieden der Anfangstemperaturen des Betons ergeben.

Zunächst sollen die Verhältnisse innerhalb einer Mauerscheibe untersucht werden. Dabei sei angenommen, daß Blöcke von 20 m Länge und

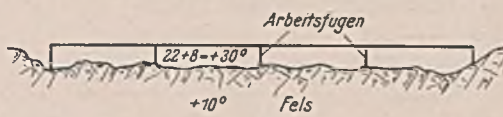


Abb. 19a. Betonieren auf der Grundfuge bei Sperrmauern.

Breite mit 2,50 m Schichthöhe betoniert werden. Nach der Herrichtung des Felsuntergrundes werden zunächst die einzelnen Blöcke der unteren Schicht in kurzer Zeitfolge nach Abb. 19a aneinandergereiht. Wenn dabei eine Anfangstemperatur des Betons von +22° vorhanden ist und die Haftung auf der Felsoberfläche nach einem Temperaturanstieg um 8° auf +30° eintritt, besteht z. B. bei 80 m Fußbreite der Mauer für den endgültigen Zustand gegenüber dem Raumzustand des Felsens, für den eine Temperatur von etwa +10° angenommen werden kann, ein Längenunterschied von  $\Delta l = 80000 \cdot 20 \cdot 0,00001 = 16 \text{ mm}$  für die Verbindung in der Grundfuge. Dieser Unterschied wird durch das kurzfristige Aneinanderbetonieren der einzelnen Blöcke innerhalb der Schicht noch vergrößert. Wenn z. B. das Aneinanderbetonieren mit Pausen von 3 bis 6 Tagen vorgenommen wird, befindet sich der jeweils zuvor betonierete Block bereits im Zustand einer mittleren Temperaturerhöhung um etwa 28° gegenüber der Anfangstemperatur, also um etwa 20° gegenüber dem Zeitpunkt der Haftung. Die lotrechten Arbeitsfugen liegen dann infolge der seitlichen Ausdehnung, falls diese nur je für die halbe Blocklänge berücksichtigt wird, um weitere  $\frac{1}{2} \cdot 20000 \cdot 20 \cdot 0,00001 = 2,0 \text{ mm}$  und bei 3 Fugen im ganzen 6,0 mm verschoben gegenüber der endgültigen Lage. Die feste Verbindung in der Grundfuge geht daher im ganzen mit einem Längenunterschied  $\Delta l = 16,0 + 6,0 = 22,0 \text{ mm}$  vor sich. Dieser Unterschied muß aber später nach Erreichung der endgültigen Mauertemperatur zu erheblichen Schubbeanspruchungen in der Grundfuge und Zugbeanspruchungen in der Schicht unmittelbar darüber führen. Im besonderen entsteht dadurch die Gefahr der Bildung von Spaltissen im unteren Mauerteil, und zwar in der Längsrichtung der Sperrmauer.

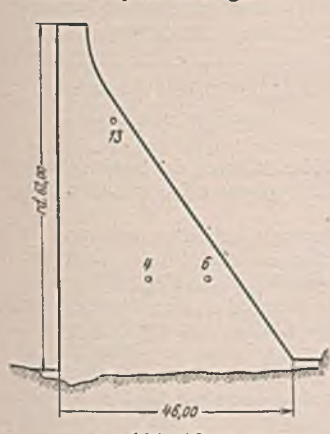


Abb. 18a. Temperaturmessungen in einer Sperrmauer, Lage der Meßpunkte.

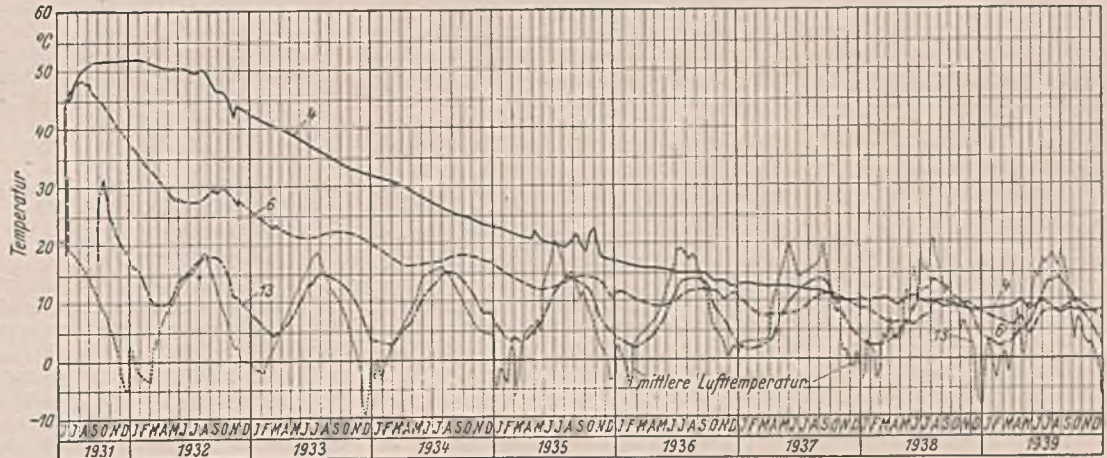


Abb. 18b. Temperaturverlauf in der Sperrmauer.

Die Abb. 18a u. b geben als Beispiel die Temperaturverhältnisse in einer Sperrmauer mit 180 000 m<sup>3</sup> Beton bei der Fertigstellung und das Absinken der Temperaturen wieder<sup>3)</sup>.

Die Art der Beanspruchungen des Mauerkörpers und die Lage der besonders zur Ribbildung neigenden Stellen ergeben sich aus dem allgemein üblichen Bauvorgang.

Betonsperrmauern werden in der Regel nur auf Felsuntergrund errichtet und auch seitlich gegen felsige Talhänge betoniert. In der Längsrichtung werden die Sperrmauern durch lotrechte Fugen in Abständen von etwa 10 bis 25 m scheibenartig in einzelne Baukörper unterteilt. Die Querschnitte sollen dabei jedoch meistens nur vorübergehend als Dehnungsfugen wirken. Durch späteres Auspressen mit Zement wird

Die weiteren Schichten in den einzelnen Scheiben werden dann in der Regel kurze Zeit nach Fertigstellung der jeweils unteren Schicht mit versetzten lotrechten Arbeitsfugen bis zu einer bestimmten, arbeitstechnisch zweckmäßigen Höhe betoniert. Da sich hierbei die fertigen unteren Schichten im Zustande einer starken Erwärmung befinden und die mittlere Temperatur der jeweils fertigen Teilscheibe über der Anfangstemperatur der neuen Schicht liegt, tritt nun umgekehrt wie bei der Grundfuge die Haftung in den Arbeitsfugen auf entsprechend gedehnten Flächen ein. Wenn die Schichten der Teilscheibe überwiegend in der heißen Jahreszeit betoniert worden sind, kann die mittlere Temperatur der Teilscheibe auch noch nach längerer Zeit auf etwa +50° liegen. Falls dann später in der kalten Jahreszeit mit einer Anfangstemperatur des Betons von etwa +4° weiterbetoniert wird und die Haftung bei einer Temperatur von +12° eintritt, besteht zwischen den verbundenen Schichten ein Temperaturunterschied von 38° und z. B. bei einer Fugen-

<sup>3)</sup> Die Meßergebnisse wurden freundlicherweise von der Obere Saale AG. in Weimar zur Verfügung gestellt.

länge von 60 m ein Längenunterschied  $\Delta l = 60000 \cdot 38 \cdot 0,00001 = 22,8$  mm. Auch daraus müssen sich erhebliche Beanspruchungen innerhalb des Mauerquerschnitts ergeben, wenn er später die endgültige Temperatur annimmt, und zwar besteht dann hier die Gefahr der Bildung von Spaltrissen nicht in der Schicht oberhalb, sondern unterhalb der betreffenden Arbeitsfuge. Teilweise gleichen sich derartige Spannungen örtlich dadurch aus, daß die einzelnen Schichten von der unteren Arbeitsfuge aus auf Druck und von der oberen Arbeitsfuge auf Zug beansprucht werden. Dieses Kräftespiel innerhalb jeder Schicht wirkt dem Auftreten von Spaltrissen bei geringeren Temperaturunterschieden ausreichend entgegen. Beim Betonieren einer Teilscheibe mit hohen Anfangstemperaturen und späterem Weiterbetonieren mit sehr niedrigen Anfangstemperaturen entsteht jedoch, wie das vorstehende Beispiel zeigt, ein gefährlicher Spannungssprung in den beiden Schichten der betreffenden Arbeitsfuge.

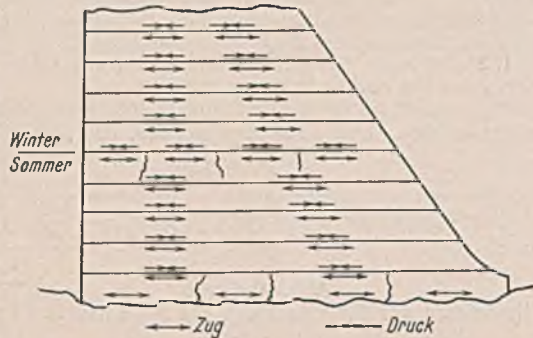


Abb. 19b. Temperaturspannungen über und unter den Arbeitsfugen in Sperrmauerquerschnitten.

Im ganzen ergibt sich hieraus im Regelfall für den Mauerquerschnitt das in Abb. 19b dargestellte Spannungsbild. In den besonders gefährdeten Schichten sind Spaltrisse angedeutet.

Außerdem unterliegt aber auch der einheitliche Gesamtquerschnitt infolge der Haftung und Reibung in der Grundfuge bei späterem Temperaturausgleich der Gefahr der Spaltbildung gemäß Abschnitt B 2. Diese Gefahr wird noch dadurch erhöht, daß in der Schicht über der Grundfuge keine Spannungsmilderung eintritt, sondern auch durch die Arbeitsfuge zur zweiten Schicht Zugspannungen in die untere Schicht übertragen werden. Da derartige Spaltrisse in der Längsrichtung der Mauer verlaufen und durch die ganze Scheibe gehen, können sie bei größerer Höhe des Risses den Zusammenhang und die einheitliche statische Beanspruchung des Querschnitts so beeinträchtigen, daß mindestens die angenommene Sicherheit nicht mehr vorhanden ist. Da sich Spaltrisse dieser Art erst bilden, wenn der Temperaturabfluß aus der Mauer hinreichend weit fortgeschritten ist, besteht nur selten die Möglichkeit, das Auftreten der Risse zu beobachten, denn seitlich sind sie durch die benachbarten Scheiben verdeckt, und die Überwachungsgänge werden nur zufällig derartige Risse schneiden. Das schließt jedoch ihr Vorhandensein innerhalb der Mauer nicht aus.

Als einheitlicher Mauerkörper betrachtet, werden die einzelnen Scheiben ferner in den seitlichen Flächen und auch den jeweils frei liegenden Schichtoberflächen auf Zug beansprucht, weil sich vom Kern der Scheibe zu diesen Flächen ein Temperaturgefälle entwickelt, bis durch das Gegenbetonieren der benachbarten Scheiben oder das Aufbetonieren der nächsten Schicht der Wärmeabfluß zur Luft unterbunden wird. Diese Zugbeanspruchungen führen um so leichter zu tiefgreifenden Schalenrissen, je länger die Flächen der Luft ausgesetzt bleiben und je höher die Scheiben frei stehend bis zum Gegenbetonieren ausgeführt werden. Die besondere Gefährlichkeit dieser Schalenrisse liegt darin, daß sie zu einem ersten, zunächst zwar nur örtlichen Einreißen des Mauerkörpers führen, das sich dann jedoch nach und nach durch die von den Arbeitsfugen ausgehenden Spannungen fortsetzt und unter Umständen durchgehende lotrechte Risse in der Richtung der Mauerachse in den einzelnen Scheiben zur Folge hat, denn das von den Arbeitsfugen ausgehende bleibende Spannungsgewirr bedarf oft nur eines Anstoßes zur Auslösung der Ribbildung.

Um ein wildes Reißen der Scheiben in der Mauerachse zu verhüten, wurden in den USA, bei sehr großen Sperrmauern die Scheiben nochmals durch lotrechte, in ganzer Höhe durchgehende und später ausgepreßte Fugen unterteilt [9], [17]. Die Verhältnisse decken sich dann weitgehend mit denen für die Längsrichtung der Mauer, so daß von einer besonderen Erörterung dieser Ausführungsart abgesehen werden kann.

In der Längsrichtung der Sperrmauer ergeben sich zunächst für die einzelnen Scheiben in der Grundfuge und den übrigen Fugen die gleichen Beanspruchungen wie in der Querrichtung, jedoch wegen der Begrenzung der Scheibenbreite auf etwa 10 bis 25 m in entsprechend geringerem Umfange. Unter ungünstigen Voraussetzungen können sich jedoch auch hier besonders über der Grundfuge trotz beschränkter Scheibenbreite Spaltrisse bilden, die im endgültigen Temperaturzustande tief in den Mauerquerschnitt greifen oder sogar in ganzer Breite durchgehen.

Besonders ungünstig liegen in der Längsrichtung die Verhältnisse für die Bildung von Schalenrissen in den beiden Außenflächen der Scheiben, also auf der Luft- und Wasserseite der Mauer, weil sich zu diesen sofort ein Temperaturgefälle ausbildet, das sich bis zum endgültigen Temperaturausgleich erhält und die Betonschale mithin sehr lange Zeit stark auf Zug beansprucht. Besonders in den Scheibenabschnitten, die noch mit hohen Anfangstemperaturen im Spätsommer betoniert worden sind und bald danach sehr tiefen Frosttemperaturen ausgesetzt werden, können lotrecht verlaufende Schalenrisse in den Außenflächen auftreten, die gleichfalls in Verbindung mit den von den Arbeitsfugen und Mauerdurchbrechungen ausgehenden Beanspruchungen zu tieferen Rissen führen. Durch eine

Verminderung der Scheibenbreite auf etwa 10 m wird eine derartige Ribbildung zwar vermindert, aber auch die Zahl der lotrechten Fugen und ihre Nachteile werden dadurch vermehrt.

Ferner wirken sich in der Längsrichtung die Temperatureinflüsse auf den Schluß der lotrechten Fugen zwischen den Scheiben aus. Die einzelnen Scheiben werden in der Regel in Gruppen abgetreppelt gegeneinander betoniert, etwa nach Abb. 19c. Dabei können sich die Scheiben, die beiderseits frei betoniert werden, entsprechend ihrer mittleren Temperatur, die im Zeitpunkt des Gegenbetonierens der anschließenden Scheiben noch  $+50^\circ$  betragen möge, nach beiden Seiten unbehindert ausdehnen. Da die Temperatur unter dieser Annahme  $38^\circ$  über der endgültigen Temperatur liegt, wird von solchen Scheiben nach jeder Seite ein um  $\Delta b_1 = \frac{1}{2} \cdot 20000 \cdot 38 \cdot 0,00001 = 3,8$  mm zu breiter Raum eingenommen, wie in Abb. 19d dargestellt ist. Falls die benachbarte Scheibe mit einer Anfangstemperatur von  $+22^\circ$  dagegenbetoniert und die plastische Verformung bei Erreichung einer Temperatur von  $+30^\circ$  als beendet angesehen wird, füllt diese beiderseits den ihr im endgültigen Zustande zukommenden Raum wegen des Unterschiedes zur endgültigen Temperatur von  $18^\circ$  um  $\Delta b_2 = \frac{1}{2} \cdot 20000 \cdot 18 \cdot 0,00001 = 1,8$  mm nicht aus. Bei der Erwärmung dieser Scheibe auf die Höchsttemperatur infolge der Abbinde-



Abb. 19c. Betonieren der Sperrmauern in den Mauer Scheiben abgestuft.

wärme entstehen dann zunächst erhebliche Druckspannungen in den Berührungsflächen mit den benachbarten Scheiben. Im endgültigen Zustande muß sich aber zwischen den beiden Scheiben eine Fugenweite von  $\Delta b = 3,8 + 1,8 = 5,6$  mm ergeben. Wenn die günstige Annahme gemacht wird, daß sich die einseitig gegenbetonierten Scheiben nach der freien Seite auch nur der halben Breite entsprechend ausdehnen, also die einseitig auftretenden Druckkräfte keine Verschiebung zur freien Seite zur Folge haben, ergeben sich hier jedesmal die gleichen Verhältnisse wie bei den beiderseits frei stehend betonierten Scheiben. Das Maß der Fugenweite wird nur bei niedrigen Anfangstemperaturen der gegenüber auch zwischenbetonierten Scheiben etwas geringer. So ermäßigt sich der davon abhängige Anteil z. B. günstigstenfalls bei einer Anfangstemperatur von  $+2^\circ$  und einer Beendigung der plastischen Verformung bei  $+10^\circ$  auf die negative Größe  $\Delta b_2 = \frac{1}{2} \cdot 20000 (10 - 12) \cdot 0,00001 = -0,2$  mm. Die Scheibe wird dann den ihr endgültig zukommenden Raum sogar etwas überschreiten. Die endgültige Fugenweite beträgt jedoch auch in diesem Falle noch  $\Delta b = 3,8 - 0,2 = 3,6$  mm. Im Mittel wird man

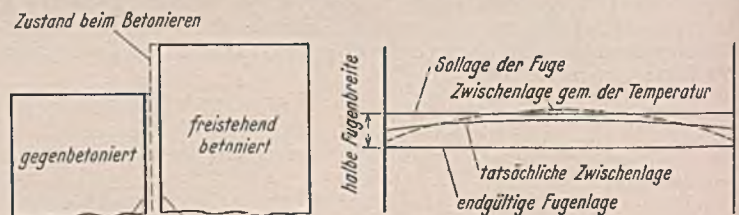


Abb. 19d. Ausdehnungszustand benachbarter Mauer Scheiben beim Betonieren und endgültiger Zustand der Scheiben.

Abb. 19e. Öffnen der Sperrmauerfugen, waagerechter Schnitt.

demnach mit Fugenweiten von 4 bis 5 mm im endgültigen Zustande der Mauer rechnen können.

Ein Auspressen der Fugen Hohlräume während oder am Ende der Bauzeit ist unmöglich, weil sie sich erst später bilden und die Fugen zunächst sogar unter Druck stehen. Erst bei dem Absinken der Mauertemperatur auf etwa  $+40$  bis  $+30^\circ$  öffnen sich die Fugen, wodurch die Gewölbewirkung bogenförmiger Staumauern aufgehoben wird. Da die Temperaturen in den äußeren Schichten früher als im Kern absinken, verläuft das Öffnen der Fugen von außen zum Kern unter teilweiser Verkrümmung der Fugenflächen. Die Fugen werden dabei jedoch nach Abb. 19e auch im Kern schon früher zum Öffnen gebracht, als der hier noch vorhandenen Temperatur entspricht, weil sich die stärkere Schrumpfung der Außenschicht infolge der Schubfestigkeit bis in den Kern überträgt. Sind die Fugen so behandelt worden, daß unter dem Einfluß der hier im frischen Beton zunächst entstehenden Pressung eine gute Haftung eingetreten ist, können anstatt der Fugenöffnung auch besonders an Querstoßen und anderen Mauerdurchbrechungen wilde Risse auftreten. Ferner kann die Fugenöffnung zu Rissen im Felsen führen, weil bei der Schrumpfung der Scheiben durch die Haftung in der Grundfuge erhebliche Zugbeanspruchungen in den Bereich des nach unten verlängert gedachten Fugenschnitts übertragen werden. Risse dieser Art sind in Abb. 19c angedeutet.

In lotrechter Richtung unterliegt der Mauerquerschnitt im endgültigen Zustande einer besonders eigenartigen Beanspruchung durch Temperatureinflüsse. Der Wärmeabfluß aus jeder einzelnen Schicht innerhalb einer Scheibe bedingt an den Rändern besonders zur Luft- und Wasserseite stets eine niedrigere Temperatur gegenüber der Mitte im Zeitpunkt des Betonierens der nächsten Schicht. Wegen der geringen Schichthöhe wird

dieser Temperaturunterschied nicht zu einer Öffnung der Arbeitsfugen, sondern nur zu einer Verkrümmung der Oberfläche der einzelnen Schichten an den Rändern führen. Die Schichten werden daher stets auf den so verkrümmten Flächen betoniert. Bezogen auf den endgültigen Zustand mit überall gleichen Temperaturen bedeutet das aber eine der Verkrümmung entsprechende Vermehrung der Betonmasse in der Schale der Mauer gegenüber dem Kern nach Abb. 19f. Die Verkrümmung wird nach dem von der zeitlichen Folge des Betonierens abhängigen Temperaturgefälle in den fertigen Schichten verlaufen. Wird angenommen, daß im Mittel im Zeitpunkt des Weiterbetonierens in der Randfaser die Temperatur  $20^{\circ}$  niedriger ist als in der Mitte, so ergibt sich für eine Schichthöhe von 2,00 m eine Abweichung der Ränder von der Ebene  $\Delta h = 2000 \cdot 20 \cdot 0,00001 = 0,4$  mm und z. B. für eine 60 m hohe Mauer mit 30 Schichten als Gesamtvermehrung der Masse in der Randfaser  $\Sigma \Delta h = 30 \cdot 0,4 = 12,0$  mm. Da die Verkrümmungen bei dem späteren Temperaturengleich auf Null zurückgehen wollen, ergeben sich aus dieser keilartig in der Mauer liegenden Mehrmasse in lotrechter Richtung in der Betonschale Druck- und im Kern Zugbeanspruchungen. Diese Verhältnisse schließen zwar das vorübergehende Auftreten von Zugspannungen in der Betonschale bei dem Fortschreiten des Temperaturgefälles zum Kern und die Bildung von waagerechten Schalenrissen nicht aus, werden die Risse jedoch auf jeden Fall mildern. Dem Auftreten von Zugspannungen im Kern im endgültigen Zustand wirkt das Eigengewicht der Mauer entgegen. Ob trotzdem hier noch restliche Zugspannungen verbleiben, läßt sich rechnerisch nicht erfassen, weil die Verteilung der Druck- und Zugspannungen über den waagerechten Schnitt nicht bekannt ist. Die entlastende oder auch abhebende Wirkung der Zugbeanspruchungen im Kern auf die Arbeitsfugen und besonders auf die Grundfuge bleibt jedoch zu beachten.

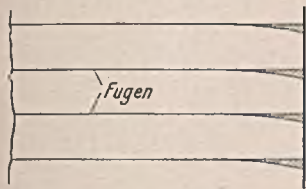


Abb. 19f. Betonieren der einzelnen Schichten der Mauer-schelben auf verkrümmten Arbeitsfugenflächen.

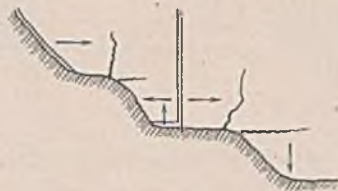


Abb. 19g. Risse in den seitlichen Sperrmuer-anschlüssen an Felshängen.

Die beim Temperaturengleich eintretende Gesamtschrumpfung der Mauer in lotrechter Richtung muß zu einer entsprechenden Senkung der Mauerkrone führen. Diese hat jedoch mit Ausnahme des nachstehenden Falles keine Schäden zur Folge.

Besondere Verhältnisse ergeben sich für die Anschlüsse an den Felshängen, und zwar in der Längsrichtung wie auch in der lotrechten Richtung der Mauer. Der Oefnung der lotrechten Fugen entsprechend lockert sich die Mauer auch an den lotrechten oder geneigten Berührungsfächen mit dem Felsen. Da die Mauer stufenförmig angeschlossen wird, kann sich hier jedoch eine zusammenhängende lotrechte Fuge nicht bilden. Infolge der Haftung auf den Stufenflächen können dann besonders leicht lotrechte Teilrisse nach Abb. 19g, von den Stufenkanten ausgehend, entstehen. Die Stufen verhindern außerdem auch die lotrechte Schrumpfung des Mauerkörpers und die Senkung der Mauerkrone. Diese Behinderung kann sich in waagerechten Rissen oder auch im Abheben des Betons von einzelnen Stufenflächen nachteilig bemerkbar machen. Aus diesen ungünstigen Beanspruchungen des seitlichen Anschlusses erklärt sich die an den Felshängen besonders starke Wasserdurchlässigkeit fast aller Sperrmauern.

#### 5. Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse.

Die Untersuchungen haben gezeigt, wie im Beton Temperaturunterschiede entstehen, welche Beanspruchungen, Form- und Raumänderungen dadurch verursacht werden und zu welchen verschiedenartigen Schäden diese in Betonbauwerken führen können. Als wesentlichste Ursache der gefährlichen Temperaturunterschiede wurden die Abbinde-wärme der Bindemittel und hohen Anfangstemperaturen des frischen Betons erkannt. Die Mitwirkung der Lufttemperatur bei der Entstehung der Temperaturschäden, der Einfluß der Schalungsart und des Berieselns sowie die Abhängigkeiten von den Abmessungen der Betonkörper, dem Betonier-verfahren und den endgültigen Bauwerkstemperaturen wurden aufgezeigt. Kurz zusammengefaßt konnten die der Betonbauweise eigenen Temperatur-schäden nach Ursache und Art wie folgt gekennzeichnet werden:

1. Die in massigen Betonkörpern durch die Abbinde-wärme eintretenden Temperaturerhöhungen und der beim Wärmeabfluß entstehende Temperaturunterschied zwischen Kern und Schale führen zu Schalen-rissen.
2. Die Verbindung von Beton in Arbeitsfugen oder mit Felsen mit stark abweichenden Temperaturen im Zeitpunkt der Haftung führt bei größeren Fugenlängen in dem Teil mit der höheren Temperatur zu Spaltrissen.
3. Beim Betonieren massiger Betonkörper mit Arbeitsfugen kann die infolge der Temperaturerhöhung durch die Abbinde-wärme eintretende Ausdehnung und Verformung des frischen Betons zu Gefügestörungen und zur Verminderung der Haftung und Dichtigkeit in und unmittelbar über der Fuge führen.

4. Bei Sperrmauern bedingt das übliche Betonieren mit beliebig hohen Anfangstemperaturen und ohne Berücksichtigung der Eigentempe-raturen der jeweils fertigen Mauer-teile und des Felsgrundes einen erheblichen Mangel an Betonmasse gegenüber dem im endgültigen Temperaturzustande auszufüllenden Raum, entsprechende Schrump-fungen und dem Betoniervorgang entsprechende verschiedenartige Beanspruchungen. Diese führen beim Absinken der Mauertempe-raturen zur Öffnung der lotrechten Fugen sowie zu wilden Rissen und sonstigen Schäden, und zwar besonders im Bereich der Grund-fuge und in den seitlichen Anschlüssen an den Felshängen. Außerdem verbleiben im Mauerkörper erhebliche nicht nachprüf-bare Neben-spannungen.

Die Untersuchungen lassen auch den Unterschied zwischen Schäden, die auf Temperatureinflüsse, und solchen, die auf das Schwinden zurück-zuführen sind, erkennen. Wenn auch das Schwinden des Betons allgemein im gleichen Sinne wie die Temperaturunterschiede nachteilig wirkt, so ist der Einfluß des Schwindens im Vergleich damit bei massigen Beton-körpern nur gering, denn abgesehen davon, daß das Schwinden schon in der Natur allgemein wesentlich geringer ist als das an kleinen Versuchs-körpern im Prüfraum ermittelte Schwindmaß, kann für Massenbeton in der Regel mit Ausnahme der Oberflächenschicht ein nennenswertes Schwinden kaum noch angenommen werden, weil die Abmessungen und die natürlichen Feuchtigkeitsverhältnisse ein tieferes Austrocknen nicht zulassen. Es ist daher lediglich bei den flachen, ungefährlichen Schalenrissen und bei Spaltrissen in dünnwandigen frei stehenden Betonkörpern eine stärkere Beteiligung des Schwindens an der Ribbildung als gegeben, für alle übrigen hier behandelten Risse und sonstigen Schäden das Schwinden jedoch im allgemeinen als verhältnismäßig belanglos anzusehen.

Den Untersuchungen über die Ursache der Temperaturschäden wurden ausschließliche Erfahrungen und Beobachtungen aus der Praxis zugrunde gelegt, weil es sich dabei um Fragen handelt, die einer Untersuchung im Prüfraum an kleinen Versuchskörpern nicht zugänglich sind. Die Unter-suchungsergebnisse werden daher auch unmittelbar als Grundlage für die Erörterung praktischer Maßnahmen zur Verhütung der Temperaturschäden dienen können.

#### Schrifttum.

- [1] Hruschka, Bericht über den Vortrag von B. Hellström über Ein-flüsse, welche Verformung in Gewichtstaumauern verursachen. (Tagung der Weltkraftkonferenz und der Internationalen Talsperren-konferenz 1933 in Stockholm.) Wkr. u. Ww. 1933, Heft 20, S. 235.
- [2] Ringwald, Neuere Forschungsergebnisse über Zement und Beton. Bauing. 1933, Heft 37/38, S. 481. (Auszug aus Eng. News-Rec. Vol. 110, Nr. 10.)
- [3] Sommer, Die Verwendung von Thurament beim Bau der Saale-talsperre am Kleinen Bleiloch. Bautechn. 1934, Heft 17, S. 229 bis 232, und Heft 18, S. 238 bis 241.
- [4] Erwärmung und Abkühlung des Betons. Bautechn. 1934, Heft 24, S. 304 u. 305.
- [5] Grün u. Köhler, Vergleichsprüfung der Abbinde-wärme von Zementen. Bauing. 1936, Heft 23/24, S. 231 bis 236.
- [6] Arp, Mangelhafter Beton. Diskussionsbeitrag zum 2. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brücken- und Hochbau 1936 in Berlin.
- [7] Sandri, Die Vorausberechnung der Temperaturerhöhung in Stau-mauern. Zement 1936, Heft 43, S. 743 bis 747.
- [8] Keller, Der Einfluß silikatischer Beimengungen auf die Bildung von Kalkhydrat, auf Abbinde-wärme und Festigkeit von Portland-zement. B. u. E. 1937, Heft 14, S. 231 bis 235, und Heft 15, S. 248 bis 255.
- [9] Tölke, Über die Sicherung der einheitlichen Mauerwirkung von Staumauern durch Kühlmaßnahmen. B. u. E. 1937, Heft 18, S. 289 bis 295.
- [10] Beton im Lichte internationaler Forschung. TIZ 1937, Heft 86, 957 u. 958.
- [11] De Langavant, Verwendung von Hochofenzement für große Tal-sperren. Travaux 1937, Juli- u. August-Heft.
- [12] Lea, Spezialzemente für Massenbetonkonstruktionen und ihre Nor-mung. Zement 1937, Heft 17, S. 277 bis 282.
- [13] Musterle, Die Temperaturmessungen in der Staumauer der Saale-talsperre am Kleinen Bleiloch. Bautechn. 1937, Heft 55, S. 729 bis 734.
- [14] S. Meißner u. T. Moran, Zement mit niedriger Abbinde-wärme. Eng. News-Rec. 1938, Bd. 121, S. 589 bis 593.
- [15] Tölke, Wasserkraftanlagen, 2. Hälfte, 1. Teil, S. 285 bis 320. Berlin 1938, Julius Springer.
- [16] Tode, Die Saale-talsperre bei Hohenwarte. Bautechn. 1938, Heft 49, S. 665 bis 670, und Heft 51, S. 692 bis 696.
- [17] v. Rothe, Der Bau der Bouldertalsperre. Zement 1939, Heft 8, S. 111 ff.
- [18] Hellström, Wasserbauzement bei amerikanischen Riesenstau-mauern. DWW 1939, Heft 9, S. 398 bis 406.
- [19] Hampe, Betonkühlversuche an der Doppelschleuse Sülfeld. Bau-ing. 1939, Heft 9/10, S. 113 bis 122.
- [20] Petzny, Über die Temperatureinflüsse auf eine Betonstaumauer. Wkr. u. Ww. 1939, Heft 7/8, S. 84 bis 87.
- [21] Petzel, Neue Schleusenbauten im Bereich der Elbstrombauver-waltung. Bautechn. 1939, Heft 21, S. 296 bis 299.
- [22] Appelt, Bau einer Flußschleuse. Bautechn. 1940, Heft 4, S. 41 bis 45, und Heft 6/7, S. 71 bis 74.
- [23] Ziegler, Die geometrischen und die tatsächlichen Verformungen von Gewölbesperren. DWW 1940, Heft 12, S. 369 bis 374, und 1941, Heft 1, S. 20 bis 25.

Alle Rechte vorbehalten.

## Ausbetonieren der Kühlrohre im Beton einer Schleuse.

Von Regierungsbaurat Dipl.-Ing. Sigurd Hiorth in Darmstadt.

Bei einer in den Jahren 1937 und 1938 erbauten Schleuse sind die großen Betonblöcke der Schleusenhäupter und der Kammerwände unter künstlicher Kühlung betoniert worden, um der Rissebildung durch Schwindspannungen zu begegnen. Zur Kühlung diente ein Kühlrohrnetz aus stählernen Verteilungs- und Sammelrohren von 50 mm Durchm. und stählernen Kühlrohren von 25 mm Durchm., durch die Kühlwasser hindurchgepumpt wurde. Nach Beendigung der Kühlung sollte das Kühlrohrnetz möglichst vollständig mit Beton ausgefüllt werden, um ihm das Wesen eines Fremdkörpers im Beton zu nehmen und bei etwaiger Rissebildung im Beton und Durchrosten der Rohre einen Wasserdurchgang zu verhindern. Die Aufgabe war deshalb nicht ganz einfach, weil die zahlreichen rechtwinkligen Abzweigungen der 25-mm-Kühlrohre von den 50-mm-Verteilungsleitungen beim Einfüllen von Beton leicht zu Verstopfungen und zur Bildung von Luftsäcken in einzelnen Rohrnetzteilen führen konnten und zudem der kürzeste Durchgangsweg von der Eintritts- bis zur Austrittsstelle bis zu 50 m betrug. Trotzdem wurde das Ziel in der hier beschriebenen Weise anstandslos erreicht.

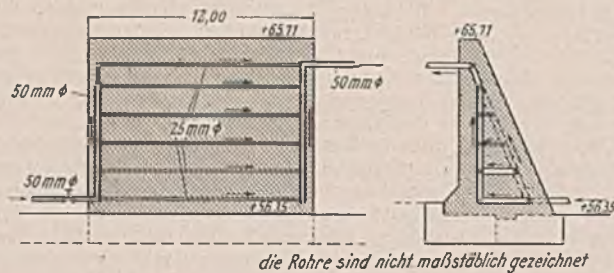


Abb. 1. Anordnung der Kühlrohrleitungen in dem Kammerwandblock einer Schleuse.

Für das Einbringen des Zementmörtels in die Rohrleitungen wurde eine vom Verfasser entworfene Handeinpreßpumpe (DRGM.) verwendet, mit der es möglich ist, Zementbrei und dickflüssigen Mörtel mit Korngrößen bis zu 3 mm gegen einen Druck von 30 bis 40 at zu fördern (Abb. 3). Die Anordnung des Kühlrohrnetzes in einem Kammerwandblock der Schleuse ist in Abb. 1 dargestellt. Die Pumpe wurde an das untere Austrittsende des Rohrnetzes angeschlossen, damit das in der Rohrleitung etwa noch stehende Wasser und die in ihr enthaltene Luft beim Einpumpen des Mörtels auf diesem schwimmend nach oben entweichen konnten. In die Verbindungsleitung zwischen Pumpe und Rohrnetz war ein Hochdruck- absperrhahn mit rundem Durchgang eingebaut, damit bei etwaigen Ventilverstopfungen an der Pumpe die Ventile herausgenommen und gereinigt werden konnten, ohne daß der Mörtel zurückströmte. Vor dem Einpumpen der eigentlichen Mörtelmischung wurde eine verhältnismäßig dünne, reine Zementmischung mit etwa 20 l Wasser auf 50 kg Zement in das Rohrleitungsnetz gepumpt, um die Rohre überall anzufeuchten und zu schmieren, weil sonst dem Mörtel von den trockenen und angerosteten Rohren zuviel Wasser entzogen wird und leicht Verstopfungen eintreten. Die dünnflüssige Zementbrühe wurde durch die nachfolgend gepumpte dickflüssige Mörtelmischung am anderen Ende der Leitung wieder herausgedrückt. Als dann die dickflüssige Mischung am oberen Leitungsende auszufließen begann, wurde hier ein Windkessel angeschlossen. Nach kurzem weiteren Pumpen, was ungefähr dem Auffüllen des Windkessels entsprach, zeigte der am Windkessel angebrachte Druckmesser einen Druck von 30 at an. Der Windkessel wurde angebracht, weil sonst der Druck nach Füllung und Schließen der Rohrleitung beim Weiterpumpen sprunghaft gestiegen, durch geringe Undichtigkeiten in der Leitung aber sofort wieder abgefallen sein würde. Mit der Pumpe kann der Druck nicht gehalten werden, weil sie beim Pressen ohne gleichzeitige Förderung sich nach einiger Zeit verstopft. Der mit dem Windkessel gehaltene hohe Druck bewirkt u. a.,

daß etwaige Luftsäcke auf einen sehr kleinen Rauminhalt zusammengedrückt werden.

Um nach beendeter Auspressung die Pumpe und den Windkessel abnehmen zu können, wurden die Anschlußrohre an ihrer Austrittsstelle aus dem Betonblock kurze Zeit mit einer Lotlampe erwärmt, wodurch an diesen

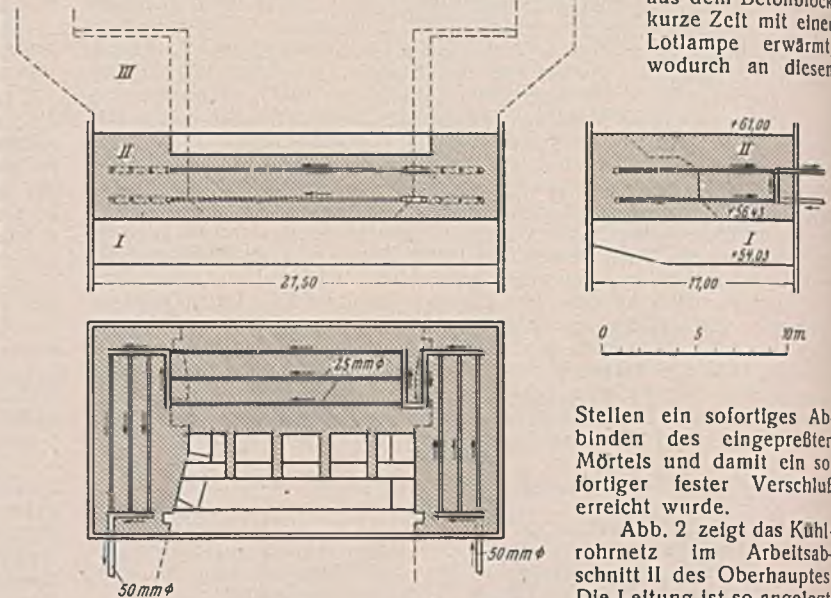


Abb. 2. Kühlrohrnetz im Arbeitsabschnitt II des Oberhauptes der Schleuse.

Stellen ein sofortiges Abbinden des eingepreßten Mörtels und damit ein sofortiger fester Verschluss erreicht wurde.

Abb. 2 zeigt das Kühlrohrnetz im Arbeitsabschnitt II des Oberhauptes. Die Leitung ist so angelegt, daß alle Durchgangswegen den gleichen Strömungswiderstand haben.

Für das Pumpen waren erforderlich: 3 Mann für die Bedienung der Pumpe, 1 Mann zum Nachfüllen des Mörtels in die Pumpe, 1 Mann zum Mischen des Mörtels und 1 Vorarbeiter zur Aufsicht. Die Leistung der Pumpe betrug bei diesen Arbeiten etwa 200 bis 400 l/Ste.; Ausbesserungen an der Pumpe waren während der Arbeiten, die sich entsprechend dem Baufortschritt über mehrere Monate hinzogen, nicht erforderlich, auch zeigte sich kein nennenswerter Verschleiß.

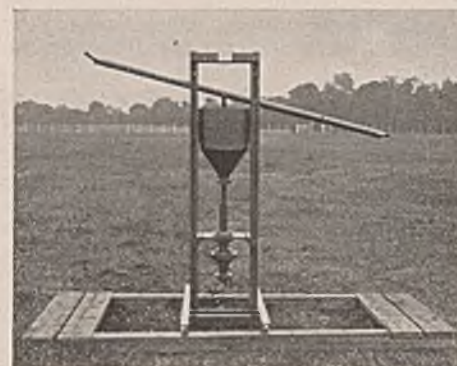


Abb. 3. Mörteleinpreßpumpe für Handantrieb und bis über 30 at Preßdruck.

der Ausführung des Kühlrohrnetzes von vornherein auf den späteren Anschluß der Pumpe und des Windkessels Rücksicht nehmen müssen. Die Rohrstützen für die Anschlüsse müssen etwas aus dem Betonblock herausstehen, so daß nötigenfalls das Gewinde nachgeschnitten werden kann, wenn es während des Baues beschädigt sein sollte.

## Vermischtes.

Die Grand Coulee-Talsperre im Columbia-Fluß. Mit 1950 km Länge steht der Columbia-Fluß an dritter Stelle unter den Flüssen von Nordamerika; nur vom Mississippi, der gemeinschaftlich mit dem Missouri einen einheitlichen Wasserlauf von 6970 km Länge bildet, und vom Colorado in Kalifornien mit seinen 2900 km wird er an Länge übertroffen. 740 km seines Oberlaufs liegen in Britisch Columbia. In den Vereinigten Staaten durchfließt er die Staaten Washington und Oregon, auf einem Teil seines Laufes ihre gemeinschaftliche Grenze bildend (Abb. 1). Sein Niederschlagsgebiet, das außer den genannten Staaten noch Teile von Idaho und Montana mit ihren Naturschutzgebieten umfaßt, ist im ganzen gegen 650 000 km<sup>2</sup> groß, wovon 570 000 km<sup>2</sup> auf die Vereinigten Staaten entfallen. 190 000 km<sup>2</sup> liegen oberhalb der Grand Coulee-Talsperre, von der hier berichtet werden soll. Sie führt ihren Namen nach einem Tal von etwa 50 km Länge, das in der Richtung von Norden nach Süden, etwas nach Westen abweichend, streicht (Abb. 2). Entstanden ist es dadurch, daß in der Eiszeit ein Gletscher dem Columbia-Fluß den Weg versperrte, so daß er sich, von seinem Lauf abgedrängt, durch das Gebirge hindurchfressen mußte. Der Gletscher schmolz in

späterer Zeit, und der Fluß hinterließ bei seiner Rückkehr in sein altes Bett ein trockenes Tal mit fruchtbarem Boden, das aber jetzt etwa 180 m über dem Flußbett liegt, weil dieses sich mittlerweile um dieses Maß vertieft hat. Der Fluß fließt jetzt am Nordende des Tals vorbei. Hier wird im Fluß das Stauwerk angelegt, das es unter anderem ermöglichen soll, daß das an sich fruchtbare, aber trockene Tal wieder landwirtschaftlich ausgenutzt wird. Damit wird ein Plan durchgeführt, wie er großzügiger kaum erdacht werden kann: durch die Neubesiedlung und Ausnutzung der zu bewässernden Flächen erhalten die Vereinigten Staaten sozusagen einen neuen Bundesstaat. Im 19. Jahrhundert ist das Tal besiedelt und bebaut worden, und es brachte in regenreichen Jahren guten Ertrag. Trockene Jahre mit dürrer Ernte veranlaßten aber die Siedler zur Abwanderung, und zur Zeit ist nur etwa ein Drittel der Fläche angebaut.

Das im Fluß hinter der Grand Coulee-Talsperre gespeicherte Wasser wird zunächst durch Pumpen gehoben und gelangt durch einen 2,7 km langen Kanal in einen künstlichen Ausgleichsee von 47 km Länge, dessen Spiegel 180 m über dem Stauspiegel der Talsperre liegt. Das Ausgleich-



becken wird dadurch gebildet, daß das Tal an seinen beiden Enden durch einen Erd- und Felsdamm abgeriegelt wird. Die weitere Anlage besteht aus einem 18 km langen Kanal mit 425 m<sup>3</sup>/sek Wasserführung, der sich in zwei Hauptzubringer von 250 km und 160 km Länge teilt, von denen dann die eigentlichen Bewässerungskanäle abzweigen. Gegen 90 000 ha sollen zunächst bewässert werden. Dazu sind eine ganze Anzahl Bauwerke, Tunnel, Brücken, Wehre, Überläufe usw. zu errichten, auch Pumpwerke, die einen Teil des Wassers noch weitere 30 m hochheben. Im ganzen umfassen die Pläne ein Gebiet von 500 000 ha.

Wasser wird nur für Siedler geliefert, deren Grundbesitz 16,2 ha für einen einzelnen Mann oder 32,3 ha für ein Ehepaar nicht überschreitet. Grundbesitzer, denen größere Flächen gehören, sind verpflichtet, den überschließenden Teil zu dem Preis zu verkaufen, der dem Wert des unbewässerten Landes entspricht. Ein besonderes Gesetz vom Jahre 1937 soll die Preistreiber auf dem Grundstücksmarkt im Bewässerungsgebiet unmöglich machen.

Das 190 000 km<sup>2</sup> große Niederschlagsgebiet des Columbia-Flusses oberhalb der Grand Coulee-Talsperre ist, abgesehen von seinen gebirgigen Teilen, regenarm. Die wichtigsten Flußläufe dieses Gebiets führen ihr Hochwasser nicht gleichzeitig, sondern nacheinander ab, und infolgedessen ist der Wasserstand des Columbia-Flusses im Juni und Juli am höchsten und bleibt auch während des ganzen Sommers hoch. Das Wasser zur Bewässerung und zur Stromerzeugung wird also vom Fluß unmittelbar durch das Schmelzwasser der Gletscher in den Selkirk-Bergen und dem kanadischen Felsengebirge geliefert, ohne vorher gespeichert zu werden. Somit kann die Grand Coulee-Talsperre auch Ausgleichskraft für die Täler anderer Flüsse im Nordwesten der Vereinigten Staaten liefern, die im Sommer Niederwasser führen.



Abb. 1. Lageplan der Grand Coulee-Talsperre.



Abb. 2. Das Grand Coulee-Tal.

Seit dem Jahre 1913 angestellte Beobachtungen haben ergeben, daß die Wasserführung des Columbia-Flusses an der Baustelle für die Talsperre zwischen 480 m<sup>3</sup>/sek und 14 000 m<sup>3</sup>/sek im Tagesdurchschnitt schwankt; die höchste beobachtete Wassermenge ist 20 500 m<sup>3</sup>/sek, das Mittel etwa 3100 m<sup>3</sup>/sek. Im Jahresdurchschnitt fließen 98,7 Milliarden Kubikmeter ab.

Die Sperrmauer am Grand Coulee (Abb. 3) ist eine Schwerkraftsmauer von 168 m Höhe, gemessen von der Gründungssohle bis zu der 7,9 m breiten Straße, die auf der Mauerkrone liegt. Diese ist 1310 m lang und 9,15 m breit. Die Mauer nimmt nach unten bis auf 152,5 m Dicke zu und ist an der Sohle noch 915 m lang. Ihr Rauminhalt beträgt ziemlich genau 8 Mill. m<sup>3</sup>. Der Mittelteil der Sperre wird durch den 503 m langen Überlauf eingenommen, der durch elf Klappenwehre von 8,55 m Höhe und je 41,2 m

Länge abgeschlossen wird. Am Fuße der Sperrmauer liegt ein 27,5 m breites Tosbecken von 9,15 m Tiefe. Neben den Wehren sind noch 60 Entlastungsleitungen von 2,6 m Durchm. vorgesehen, von denen 20 in Niederwasserhöhe und je 20 um 30 m höher und tiefer liegen. Als größte abzulassende Wassermenge werden 6,4 Milliarden m<sup>3</sup> angenommen; ein solcher Abfluß wird die Höhe des Wasserspiegels um 24,4 m senken.

Die Staumauer wird von Stollen von insgesamt 13,7 km Länge durchzogen, von denen einer unmittelbar über der Grundsohle, ihren Unregelmäßigkeiten folgend, verläuft. Die übrigen reichen von einem Hang zum anderen und liegen in etwa 15 m Höhenabstand.

Hinter der Grand Coulee-Sperrmauer sollen etwa 12 Milliarden m<sup>3</sup> Wasser in einem über 240 km langen Stausee gespeichert werden. (Um sich einen Begriff von dieser Wassermenge zu machen, vergegenwärtige man sich, daß sie einen Würfel von 2,29 km Seitenlänge oder eine Kugel von 1,42 km Halbmesser füllen würde; sie würde das deutsche Altreich ungefähr 2,5 cm hoch überfluten). Der Stausee reicht bis an die Grenze gegen Kanada. Für die Bewässerungsanlagen werden jährlich etwa 4,8 Milliarden m<sup>3</sup> Wasser verbraucht, und daneben dient das gespeicherte Wasser zur Gewinnung von Strom.

Die Bauarbeiten an der Talsperre sind im Jahre 1933 begonnen worden. Es galt damals, die Arbeitslosigkeit zu bekämpfen, und die Milliarden, die zu diesem Zweck bereitgestellt wurden, sollten an erster Stelle dem besonders notleidenden Nordwesten des Landes zugute kommen. Für den Bau der Sperrmauer sind 119 Mill. Dollar vorgesehen, dazu kommen 67 Mill. für die Kraftwerke. Die Bewässerungsanlagen sind mit 208 Mill. Dollar veranschlagt, doch soll dieser Betrag ebenso wie die Kosten für die Kraftwerke auf Jahrzehnte verteilt werden. Von den genannten Beträgen müssen als eigentliche Baukosten aus Bundesmitteln nur 260 Mill. Dollar aufgebracht werden, der Rest soll durch die Einkünfte aus dem Betrieb des zunächst gebauten Kraftwerks an der Talsperre und der zunächst zu schaffenden Bewässerungsanlagen gedeckt werden. Die Bundesregierung erwartet, daß sie aus den Einkünften das gesamte Baukapital wird tilgen können, und rechnet bei vollem Ausbau aller Anlagen mit einer Jahreseinnahme von 15 Mill. Dollar. Bis Anfang 1942 soll die Staumauer eines der beiden Kraftwerke und die Pumpanlage so weit vollendet sein, daß mit der Bewässerung der dazu zunächst in Aussicht genommenen Flächen begonnen werden kann. Die Entwurfsarbeiten und die Leitung der Bauausführung liegt in den Händen der technischen Truppe des amerikanischen Bundesheeres, des Corps of Engineers, das in den Vereinigten Staaten die Wasserbaubeamten stellt. Als Unternehmer sind am Bau vor allem die sechs Unternehmen beteiligt, die sich zum Bau der Boulder-Talsperre zu einer Gemeinschaft zusammengeschlossen hatten.

Der erste Bauvertrag, der zum Bau der Grand Coulee-Talsperre abgeschlossen wurde, bezog sich auf die Gewinnung von 1,5 Mill. m<sup>3</sup> Abraummassen; durch eine Rutschung wuchs diese Menge auf das anderthalbfache. Um weitere Rutschungen zu verhüten, wurden die Massen, die abzurutschen drohten, durch einen Erddamm abgeschlossen, der dadurch die nötige Festigkeit erhielt, daß man ihn gefrieren ließ. Dabei wurde das von Pötsch erfundene und im deutschen Berg- und Wasserbau übliche Gefrierverfahren unter Anpassung an die veränderten Verhältnisse benutzt. Der Damm hat sich bewährt; er hat nicht nur die in Ruhe befindlichen Massen gestützt, sondern auch Widerstand geleistet, als neue Rutschungen auftraten.

der Mauerkrone liegt. Diese ist 1310 m lang und 9,15 m breit. Die Mauer nimmt nach unten bis auf 152,5 m Dicke zu und ist an der Sohle noch 915 m lang. Ihr Rauminhalt beträgt ziemlich genau 8 Mill. m<sup>3</sup>. Der Mittelteil der Sperre wird durch den 503 m langen Überlauf eingenommen, der durch elf Klappenwehre von 8,55 m Höhe und je 41,2 m

Zu den ersten Bauarbeiten gehörte auch die Anlage von zwei Städten: Mason City für die beim Bau beteiligten Unternehmungen und Coulee Dam für die Bauleitung, ferner die Anlage einer 50 km langen Eisenbahn, von Straßen- und Brückenbauten und einer ebenfalls 50 km langen Kraftleitung.

Die Erdbewegungen für den Bau der Talsperre umfaßten etwa 11,5 Mill. m<sup>3</sup>. Der größte Teil dieser Massen wurde in einer 1,5 km entfernten Schlucht abgelagert und mußte dabei 150 bis 180 m hoch gefördert werden. Die Monatsleistung betrug dabei 750 000 m<sup>3</sup>; an einem Tage mit 21 Arbeitsstunden wurde eine Fördermenge von 38 866 m<sup>3</sup> erreicht.

Schon die Ablenkung des Columbia-Flusses, um die Baustelle freizulegen, war ein höchst bemerkenswertes Unternehmen. Man hatte für diese Arbeiten mit einem Wasserabfluß von 15 600 m<sup>3</sup>/sek gerechnet, es flossen aber, solange die Fangedämme zur Abschließung der Baustelle in Tätigkeit waren, nie mehr als 11 330 m<sup>3</sup>/sek ab. Das Flußbett ist an der Baustelle 250 m breit, das Tal etwa 900 m. Auf dem Westufer wurde in 90 Tagen ein 900 m langer Fangedamm geschüttet, der eine Fläche von 27 ha einschloß. Innerhalb dieses Damms wurde ein 107 m breiter Teil der Gründung für die Sperrmauer bis in Höhe der Flußsohle eingebaut, während im übrigen die Mauer 12 m höher hergestellt wurde. Die so gelassene Lücke führte das Flußwasser bei Fortsetzung des Baues ab, nachdem der westliche Fangedamm abgetragen worden war. Im Schutze eines zweiten, sich quer durch das Tal erstreckenden Fangedamms wurde dann der östliche Teil der Gründung für die Sperrmauer eingebaut. Für die Dämme wurde über 18 000 t Spundwandstahl, 2800 t sonstiger Stahl und gegen 44 000 m<sup>3</sup> Holz verbraucht.

Der Baugrund unter der Sperrmauer besteht aus Granit. Er wurde durch Niedertreiben von insgesamt 1100 m Bohrlöchern untersucht, die bis auf 270 m Tiefe reichten. Er kann zwar die ihm zugemutete Belastung aufnehmen, da er aber zerklüftet ist, mußte er durch Einpressen

von Zementmörtel gedichtet werden. Vor dem Einbringen des Betons für die Gründung wurden fünf Reihen etwa 9 m tiefe Bohrlöcher in 6 m Entfernung voneinander an der Wasserseite der Grundsohle niedergetrieben und mit Mörtel ausgepreßt. Dann folgte eine Reihe von Bohrlöchern bis auf etwa 23 m Tiefe unterhalb der Mauer, nachdem eine mindestens 15 m hohe Betonschicht eingebaut war. Schließlich wurde auf der Luftseite durch Auspressen von Bohrlöchern mit Zementmörtel eine Art Herdmauer hergestellt; diese Bohrlöcher gingen vom untersten Stollen in der Sperrmauer aus und reichten bis auf eine Tiefe von 45 bis 60 m.

Der Beton wurde mit Hilfe von Schüttgefäßen von 3 m<sup>3</sup> Inhalt eingebaut. Je vier solche Gefäße wurden auf Plattformwagen über Gerüste mit drei und vier Gleisen, deren Höhe bis 62,5 m und deren Länge bis 1100 m ging, an die Verwendungsstelle gebracht.

Die Sperrmauer besteht aus einzelnen Blöcken von 15 zu 15 m Grundfläche, die in Arbeitsschichten von 1,5 m Höhe hergestellt wurden. Die einzelnen Blöcke sind nut- und federfertig miteinander verriegelt. Der Beton wurde in Schichten von 30 bis 45 cm Höhe eingebracht, durch Rütteln verdichtet und dann 14 Tage lang feucht gehalten. Nach 72 Stunden wurde die Oberfläche der Arbeitsschicht mit Sand und Wasser unter Druckluft abgespritzt und mit dünnflüssigem Mörtel benetzt, worauf die nächste Schicht aufgebracht wurde.

Der Beton wurde mit einer Wärme von 15 bis 25° eingebaut; er erwärmte sich beim Abbinden bis auf etwa 55° C. Er mußte deshalb künstlich gekühlt werden. Zu diesem Zweck sind Rohre von 2,5 cm Durchm. und insgesamt 3,2 km Länge in den Beton eingelegt worden, in die kaltes Flußwasser eingeleitet wurde. Der Beton wurde dabei bis auf 7° abgekühlt. Seine mittlere Wärme im Dauerzustand wird etwa 10° sein, so daß er sich beim Erwärmen auf diesen Zustand wieder etwas ausdehnt und sich verdichtet. Der einzelne Block verkleinert sich beim Kühlen um etwa 2,4 mm, so daß sich die Fugen zwischen den Blöcken

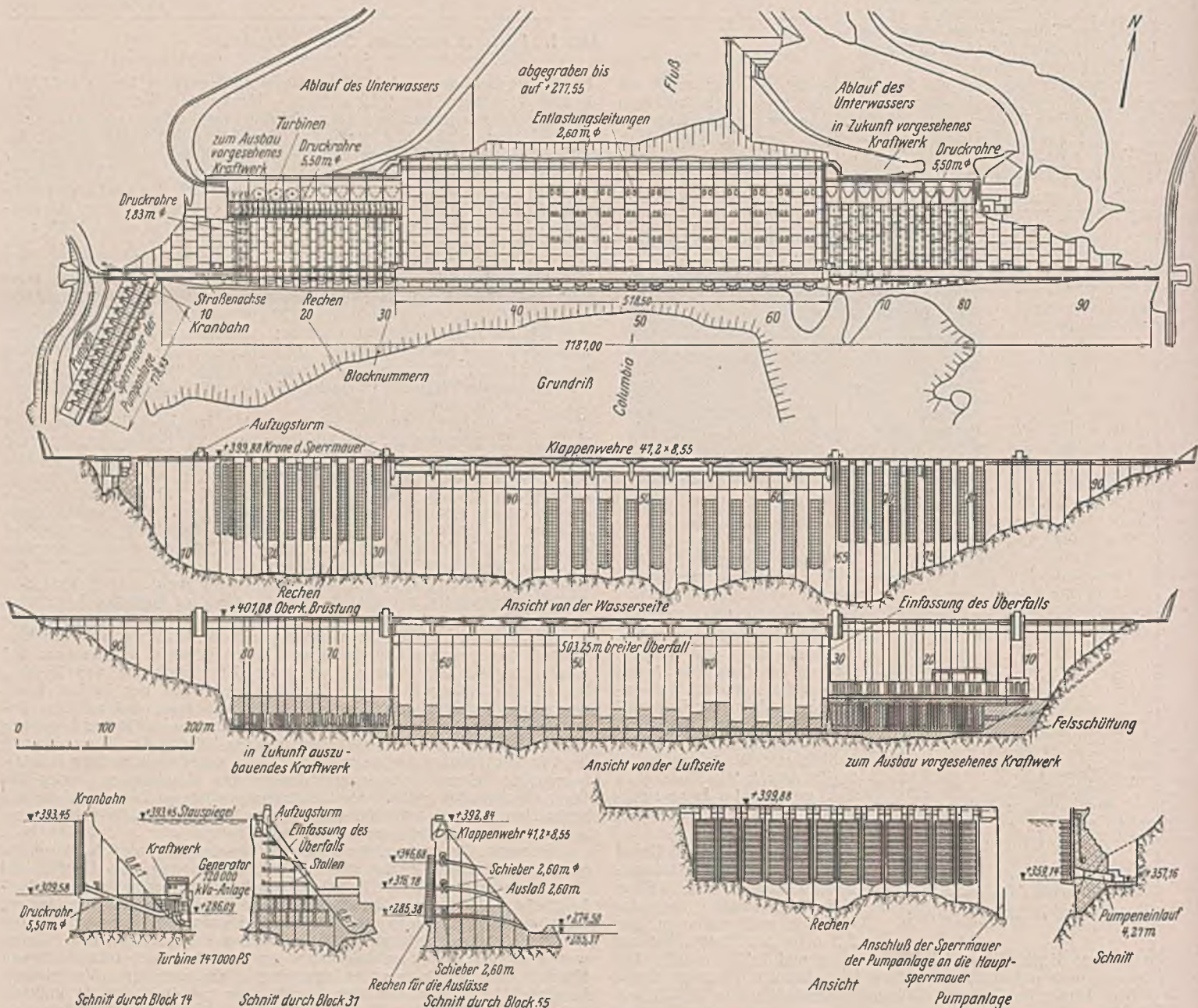


Abb. 3. Die Grand Coulee-Talsperre.

öffnen; sie sind deshalb mit Kupferblechen abgeriegelt. Nach Erreichen des Dauerzustands werden sie mit Zementmörtel ausgegossen.

Auf die umfangreichen Anlagen zur Betonbereitung soll nicht näher eingegangen werden, erwähnt sei nur, daß im ganzen gegen 9 Mill. m<sup>3</sup> Beton herzustellen sind. Im Oktober 1939 wurde die Höchstleistung mit 410 000 m<sup>3</sup> eingebautem Beton erreicht, wozu täglich 70 Wagenladungen Zement und 600 Wagenladungen Kies und Schotter verbraucht wurden. Die groben Bestandteile des Betons wurden in einem 3 km von der Baustelle entfernten Steinbruch gewonnen, wo sie aufbereitet und von wo sie auf einem 1,2 m breiten Förderband zu den Lagern bei der Mischanlage befördert wurden. Diese Förderanlage, deren einheitliches Band 80 t wiegt, galt seinerzeit für die längste Anlage dieser Art; sie ist aber mittlerweile durch den 16 km langen, aus 26 aneinandergesetzten Schüssen bestehenden Bandförderer der Shasta-Talsperre in Kalifornien erheblich an Länge übertroffen worden<sup>1)</sup>.

Der Zement wurde in loser Schüttung in Mengen von zuweilen mehr als 100 Wagenladungen täglich, meist in Mengen von 50 Wagenladungen am Tage angeliefert und mit Hilfe von Füller-Kinyon-Pumpen entladen. Um ein gleichmäßiges Erzeugnis zu erzielen, wurden die verschiedenen Lieferungen gemischt; die Mischung wurde sodann durch 20 und 35 cm weite Röhre, die zusammen 1890 m lang waren, den Bunkern bei der Mischanlage zugeführt.

Die für das Kraftwerk nutzbare Druckhöhe schwankt zwischen 78,1 m und 109,2 m, sie beträgt im Mittel 101,5 m. Mit Hilfe des gespeicherten Wassers könnten beim vollen Ausbau des Werks 12,5 Milliarden kWh gewonnen werden. Davon werden fast 2 Milliarden für die Pumpwerke der Bewässerungsanlagen gebraucht, 85 Mill. werden an Ort und Stelle benötigt, und es bleiben also gegen 10,4 Milliarden kWh zum Verkauf. Abnehmer dafür scheinen vorhanden zu sein. In die zwei Kraftwerke rechts und links unterhalb der Sperrmauer sollen im ganzen 18 Einheiten zur Stromgewinnung mit einer Leistung von je 108 000 kVa in jedem der beiden Turbinenhäuser eingebaut werden; dazu kommen noch drei kleinere Einheiten zu je 10 000 kVa. Im August 1941 sollen die ersten drei Einheiten in Gang gesetzt werden. Zunächst ist nur das eine Turbinenhaus gebaut worden, für das zweite sind nur die Gründungen und die Zuläufe hergestellt.

Sowohl bei den baulichen Anlagen wie in den Vorkehrungen zur Kraftgewinnung handelt es sich um ein Werk von ganz ungewöhnlicher Größe. Die Anlagen der Boulder-Talsperre im Colorado-Fluß übertrafen schon ihre Vorgänger an Größe und Leistung sehr erheblich, sie werden aber durch die bei der Grand Coulee-Talsperre weit überholt. Durch die Regelung des Wasserabflusses aus dem Oberlauf des Columbia-Flusses wird auch die Schiffbarkeit des mittleren Unterlaufs verbessert und die Leistungsfähigkeit der neuen Kraftanlagen auf dieser Strecke erhöht, die zum Teil — wie die Bonneville-Sperre — bereits fertiggestellt, zum Teil geplant sind.

Quellen: Eng. News-Rec., Bd. 115, 1. August 1935, S. 141; desgl. Bd. 119, 23. Dezember 1937, S. 1021; Mech. Eng., Bd. 62, September 1940, S. 651; Military Engineer, Bd. 31, Januar/Februar, S. 19 u. 91; Juli/August, S. 254.  
Wkk.

## Bücherschau.

Anger, G., Dr.-Ing.: Zehntellige Einflußlinien für durchlaufende Träger. Dritte neubearbeitete und erweiterte Auflage. IV u. 175 S. Berlin 1939, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 11 RM, geb. 12 RM.

Die erste Auflage erschien im Jahre 1936, sie wurde damals hier besprochen<sup>2)</sup> und in ihren Vorzügen gewürdigt. Im Jahre 1939 erschien schon die dritte Auflage, sie zeigt gegen die erste Auflage eine Erweiterung von fast 100 Seiten. Wenn diese Auflage erst heute besprochen wird, so ist dies mit der Inanspruchnahme durch die Zeitverhältnisse und nicht etwa dadurch zu erklären, daß die Besprechung weniger wichtig wäre.

Alle Stützmomente sind zwecks größerer Genauigkeit nochmals auf acht Stellen nachgerechnet worden. Bei den Belastungswerten sind Belastungsgleichwerte neu aufgenommen worden, d. h. diejenigen gleichförmigen Belastungen, die das gleiche Stützmoment hervorrufen wie die tatsächlichen Lasten. Diese Belastungsgleichwerte ermöglichen es, der Berechnung der Stützmomente die einfachen Gleichungen für gleichförmige Belastung zugrunde zu legen.

Für die Berechnung von durchlaufenden Trägern, die über mehr als vier Öffnungen durchgehen, ist das seltenerzeit von Zimmermann<sup>3)</sup> angegebene Verfahren näher erläutert.

Auf den ersten 30 Seiten des Buches sind Gleichungen und Formeln, namentlich für Stützmomente, Feldmomente, Auflagerkräfte und Querkkräfte angegeben. Sie enthalten weiter die Belastungsanordnung für gleichförmig verteilte bewegliche Lasten zur Berechnung der Größt- und Kleinstwerte, Einflußlinien für Momente und Querkkräfte und Einflußlinien für die Größtmomente. Es folgen dann auf den Seiten 31 bis 175 die Tafeln für die Einflußlinien. Neu sind die Tafeln für die Stützweitenverhältnisse 1:1,3, 1:1,7, 1:1,9 bei zwei, drei und vier Feldern, ferner das Stützweitenverhältnis 1:1,25:1, das im Kranbau oft vorkommt, und die Tafeln der Einflußlinien für die Größtmomente.

Der Wert des Buches ist durch die Ergänzungen in der dritten Auflage noch wesentlich gesteigert worden. Allen Ingenieuren, die im Brückenbau oder im Ingenieurhochbau mit der Berechnung durch-

laufender Träger zu tun haben, bringt das Buch eine große Erleichterung ihrer Arbeit und eine ganz wesentliche Zeitersparnis. Auf ihrem Arbeitstisch darf dies Buch nicht fehlen.  
Schaper.

Thum, A., Professor Dr., und Federn, K., Dr.-Ing.: Spannungszustand und Bruchausbildung. Anschauliche Darstellung der spannungsmechanischen Grundlagen der Gestaltfestigkeit und der Gesetzmäßigkeiten der Bruchausbildung. V, 78 S. mit 83 Abb. Berlin 1939, Verlag Julius Springer. Preis geh. 9,60 RM.

Diese Zusammenstellung der wichtigsten einschlägigen Ergebnisse aus der Versuchsforschung kann als ein erfolgreiches Ringen um anschauliche Erklärungen der Bruchvorgänge bezeichnet werden, womit nicht nur die Wesensart des Buches, sondern überhaupt die derzeitige Entwicklungsrichtung dieses wichtigen Gebietes gekennzeichnet ist. Die Anschaulichkeit ist unter allen Umständen und gerade in den schwierigsten Fällen praktischer Entscheidungen die wichtigste Grundlage ingenieurmäßigen Denkens. Sie hat außerdem den Vorteil der Allgemeinverständlichkeit; damit bildet sie den Schlüssel zum Enderfolg aller technischen Forschungen, nämlich zur praktischen Anwendung der neuesten Erkenntnisse auf breiter Linie. Daher dürfte jeder Ingenieur ohne Kenntnis des betreffenden Fachschrifttums den vorbildlichen Erläuterungen gut folgen können.

Obwohl die Verfasser in bevorzugtem Maße vom maschinenbautechnischen Standpunkt aus ihre Betrachtungen anstellen, bildet gerade das Gebiet der Bruchgefahren eine erfreuliche Querverbindung zum Bauingenieurwesen, insbesondere zum Stahlbau, der heute mehr denn je auf ähnliche Fragestellungen wie der Maschinenbau ausgerichtet ist, wie allein ein Hinweis auf die Gefahren des Trennbruches bei geschweißten Bauteilen und auf die Dauerfestigkeit erkennen läßt. Die spannungstechnischen Untersuchungen, die von dem an Anschaulichkeit nicht zu überbietenden Mohrschen Spannungskreise ausgehen, sind dem Bauingenieur von jeher besonders geläufig, so daß ihm der Gebrauch des Buches wenig Schwierigkeiten bereiten wird. Die Ausführungen über die Kerbwirkungen, die den Stahlbauingenieur nach Einführung der Dauerfestigkeit in die Berechnungsvorschriften für stählerne Eisenbahnbrücken auch angehen, vermitteln eine gediegene Grundlage für die Beurteilung dieser Gefahren, zu deren Abwägung der Bauingenieur im Gegensatz zu dem Maschinenbauingenieur leider im allgemeinen nicht gezwungen ist, weil ihm die zulässigen Beanspruchungen stets vorgeschrieben sind. Dennoch wird ein verantwortlicher Ingenieur nicht darauf verzichten, sich diese werkstofflich-mechanischen Grundlagen anzueignen, wodurch er in manchen, oft gerade ausschlaggebenden Fällen in der Lage ist, die einzelnen Tragwerke besser entwerfen und bemessen zu können als allein auf Grund der Vorschriften, die ja niemals umfassend sein können und besonders auf den der Entwicklung stark unterworfenen Sondergebieten dem neuesten Stand der Erkenntnisse nicht immer rasch genug zu folgen vermögen. Besondere Aufmerksamkeit verdienen die neuartigen Darstellungen des Mohrschen Spannungskreises als Relativbahn des Spannungsvektor-Endpunktes in Abhängigkeit von der sich drehenden Schnittebene, ferner die Darlegungen der grundsätzlichen Unterschiede zwischen Strömungs- und Spannungsfeld (Vektor und Tensor). In der Kerbspaltungstheorie dürfte das Verfahren zur Berechnung der Spannungsverteilung für die Biegung aus derjenigen für den gleichen gezogenen Stab Anklang finden. Dieses Verfahren und auch andere Untersuchungen werden durch die elastizitätstheoretischen Ergebnisse Neubers nachgeprüft, dessen bekanntes Buch über Kerbspaltungstheorie überhaupt eine wichtige Grundlage der vorliegenden Schrift bildet. In diesem Zusammenhang ist auch die schöne Darstellung des Einflusses der Korngröße auf die Kerbempfindlichkeit sehr scharf gekerbter Prüfstäbe hervorzuheben.

Die Verfasser stützen sich auf die Mohr-Guestsche Bruchtheorie, was allerdings nicht besonders ausgesprochen wird. Erweiternd kommen in Fällen, in denen das Spannungskriterium nicht eindeutig ist (z. B. bei der Verdrehung von Wellen), Verformungsbetrachtungen hinzu. Nach dem Stand unserer heutigen Erkenntnisse schalten wohl bei der Deutung von Dauerbrüchen ohnehin alle Bruchtheorien aus, die auf Energiegrößen aufgebaut sind. Die Überhöhung des werkstofflichen Widerstandes an der Spannungsspitze wird mit der „Stützwirkung“ des inhomogenen Spannungsfeldes und nicht mit dem plastischen Spannungsabbau erklärt. Damit ist ein entscheidender Schritt in Richtung der Werkstoffmechanik getan, die die Ergebnisse der mathematischen Elastizitätstheorie niemals entbehren, aber auch nicht als ausreichend anerkennen kann. Auch diese Erweiterung betrifft zusätzlich den Mohr-Guestschen Erklärungsversuch und wird mit der Annahme quantenhaften Fließens nach Kuntze begründet; von ihm hätte übrigens auch das „Widerstandsmittel“ zur Erfassung des Grades der Ungleichartigkeit eines Spannungsverlaufs gut in die Betrachtungen hineingepaßt.

Auf S. 57 wird erklärt, weshalb der Anriß beim eingespannten Stab auf der Druckseite voreilt, aber nicht über das Zugspannungsgebiet der durch plastische Verformungen verursachten Eigenspannungen hinausgeht. Damit ließe sich auch allgemein der Einfluß der Vorlast auf die ertragbare Schwingweite erklären, wonach dann auch bei Ursprungsbelastung an den Spannungsspitzen Wechselspannungen auftreten. Unter diesem Gesichtspunkt lassen allerdings Versuchsergebnisse aus dem Stahlbau eine starke Abhängigkeit von der Stahlart erkennen. An anderer Stelle (S. 43) wird dieser Einfluß der Vorlast aus ihrem Anteil an den Gleitungen erklärt. Dieser Betrachtung lassen sich die Ergebnisse unterschiedlicher Bruchausbildungen (z. B. bei der verdrehten Welle) gut unterordnen. Eine Vereinigung beider Betrachtungsweisen wäre erstrebenswert.

Die Frage des plötzlichen Überganges vom Verformungs- zum Trennbruch bei zügiger Belastung wird nicht besonders erörtert; in der Tat

<sup>1)</sup> Bautechn. 1941, Heft 28, S. 307.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1936, Heft 27, S. 402.

<sup>3)</sup> Bautechn. 1937, Heft 10, S. 122 u. 123.

Zu den ersten Bauarbeiten gehörte auch die Anlage von zwei Städten: Mason City für die beim Bau beteiligten Unternehmungen und Coulee Dam für die Bauleitung, ferner die Anlage einer 50 km langen Eisenbahn, von Straßen- und Brückenbauten und einer ebenfalls 50 km langen Kraftleitung.

Die Erdbewegungen für den Bau der Talsperre umfaßten etwa 11,5 Mill. m<sup>3</sup>. Der größte Teil dieser Massen wurde in einer 1,5 km entfernten Schlucht abgelagert und mußte dabei 150 bis 180 m hoch gefördert werden. Die Monatsleistung betrug dabei 750 000 m<sup>3</sup>; an einem Tage mit 21 Arbeitsstunden wurde eine Fördermenge von 38 866 m<sup>3</sup> erreicht.

Schon die Ablenkung des Columbla-Flusses, um die Baustelle freizulegen, war ein höchst bemerkenswertes Unternehmen. Man hatte für diese Arbeiten mit einem Wasserabfluß von 15 600 m<sup>3</sup>/sek gerechnet, es flossen aber, solange die Fangedämme zur Abschließung der Baustelle in Tätigkeit waren, nie mehr als 11 330 m<sup>3</sup>/sek ab. Das Flußbett ist an der Baustelle 250 m breit, das Tal etwa 900 m. Auf dem Westufer wurde in 90 Tagen ein 900 m langer Fangedamm geschüttet, der eine Fläche von 27 ha einschloß. Innerhalb dieses Damms wurde ein 107 m breiter Teil der Gründung für die Sperrmauer bis in Höhe der Flußsohle eingebaut, während im übrigen die Mauer 12 m höher hergestellt wurde. Die so gelassene Lücke führte das Flußwasser bei Fortsetzung des Baues ab, nachdem der westliche Fangedamm abgetragen worden war. Im Schutze eines zweiten, sich quer durch das Tal erstreckenden Fangedamms wurde dann der östliche Teil der Gründung für die Sperrmauer eingebaut. Für die Dämme wurde über 18 000 t Spundwandstahl, 2800 t sonstiger Stahl und gegen 44 000 m<sup>3</sup> Holz verbraucht.

Der Baugrund unter der Sperrmauer besteht aus Granit. Er wurde durch Niedertreiben von insgesamt 1100 m Bohrlöchern untersucht, die bis auf 270 m Tiefe reichten. Er kann zwar die ihm zugemutete Belastung aufnehmen, da er aber zerklüftet ist, mußte er durch Einpressen

von Zementmörtel gedichtet werden. Vor dem Einbringen des Betons für die Gründung wurden fünf Reihen etwa 9 m tiefe Bohrlöcher in 6 m Entfernung voneinander an der Wasserseite der Grundsohle niedergelassen und mit Mörtel ausgepreßt. Dann folgte eine Reihe von Bohrlöchern bis auf etwa 23 m Tiefe unterhalb der Mauer, nachdem eine mindestens 15 m hohe Betonschicht eingebaut war. Schließlich wurde auf der Luftseite durch Auspressen von Bohrlöchern mit Zementmörtel eine Art Herdmauer hergestellt; diese Bohrlöcher gingen vom untersten Stollen in der Sperrmauer aus und reichten bis auf eine Tiefe von 45 bis 60 m.

Der Beton wurde mit Hilfe von Schüttgefäßen von 3 m<sup>3</sup> Inhalt eingebaut. Je vier solche Gefäße wurden auf Plattformwagen über Gerüste mit drei und vier Gleisen, deren Höhe bis 62,5 m und deren Länge bis 1100 m ging, an die Verwendungsstelle gebracht.

Die Sperrmauer besteht aus einzelnen Blöcken von 15 zu 15-m Grundfläche, die in Arbeitsschichten von 1,5 m Höhe hergestellt wurden. Die einzelnen Blöcke sind nut- und federfertig miteinander verriegelt. Der Beton wurde in Schichten von 30 bis 45 cm Höhe eingebracht, durch Rütteln verdichtet und dann 14 Tage lang feucht gehalten. Nach 72 Stunden wurde die Oberfläche der Arbeitsschicht mit Sand und Wasser unter Druckluft abgespritzt und mit dünnflüssigem Mörtel benetzt, worauf die nächste Schicht aufgebracht wurde.

Der Beton wurde mit einer Wärme von 15 bis 25° eingebaut; er erwärmte sich beim Abbinden bis auf etwa 55° C. Er mußte deshalb künstlich gekühlt werden. Zu diesem Zweck sind Rohre von 2,5 cm Durchm. und insgesamt 3,2 km Länge in den Beton eingelegt worden, in die kaltes Flußwasser eingeleitet wurde. Der Beton wurde dabei bis auf 7° abgekühlt. Seine mittlere Wärme im Dauerzustand wird etwa 10° sein, so daß er sich beim Erwärmen auf diesen Zustand wieder etwas ausdehnt und sich verdichtet. Der einzelne Block verkleinert sich beim Kühlen um etwa 2,4 mm, so daß sich die Fugen zwischen den Blöcken

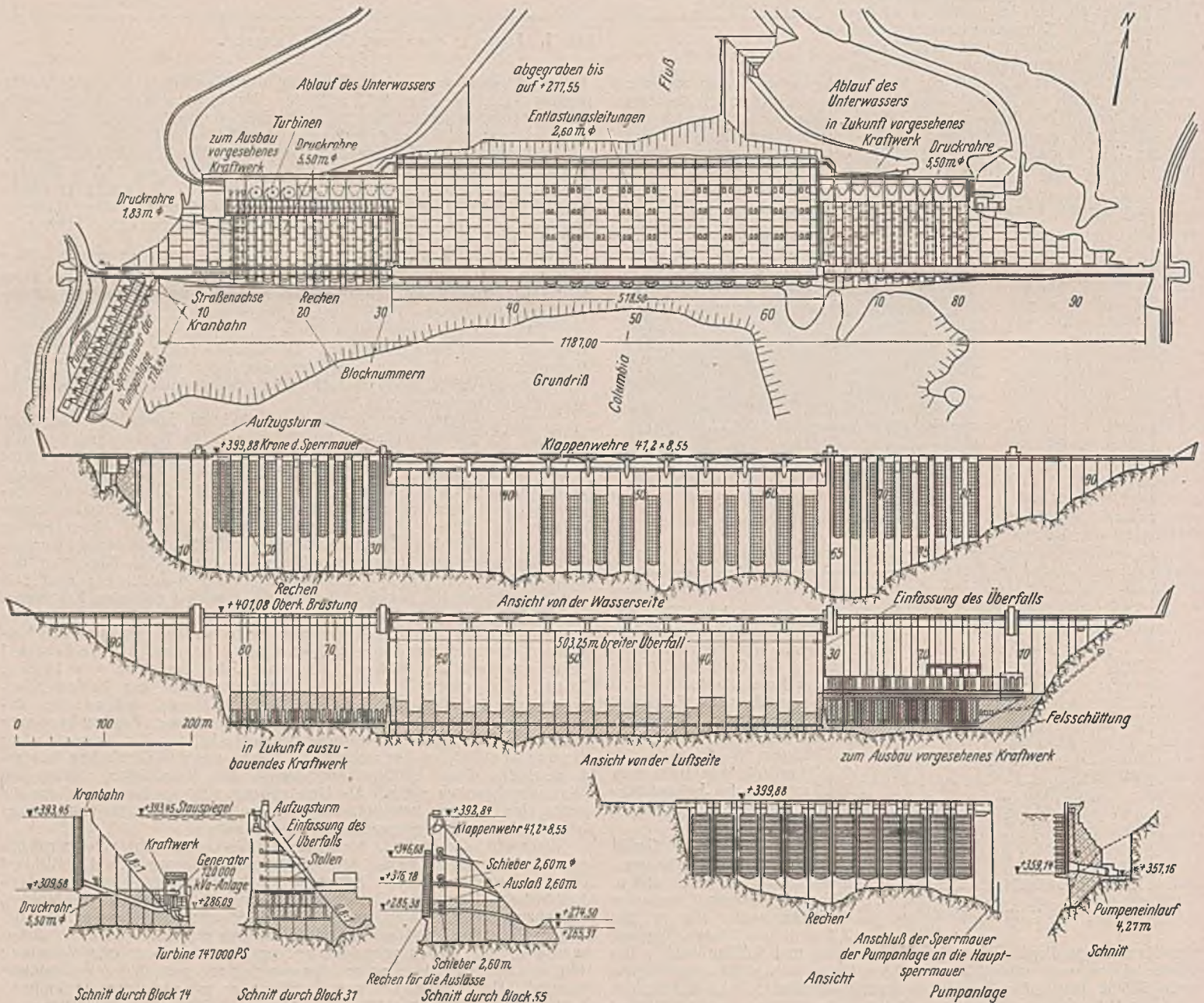


Abb. 3. Die Grand Coulee-Talsperre.

öffnen; sie sind deshalb mit Kupferblechen abgeriegelt. Nach Erreichen des Dauerzustands werden sie mit Zementmörtel ausgegossen.

Auf die umfangreichen Anlagen zur Betonbereitung soll nicht näher eingegangen werden, erwähnt sei nur, daß im ganzen gegen 9 Mill. m<sup>3</sup> Beton herzustellen sind. Im Oktober 1939 wurde die Höchstleistung mit 410 000 m<sup>3</sup> eingebautem Beton erreicht, wozu täglich 70 Wagenladungen Zement und 600 Wagenladungen Kies und Schotter verbraucht wurden. Die groben Bestandteile des Betons wurden in einem 3 km von der Baustelle entfernten Steinbruch gewonnen, wo sie aufbereitet und von wo sie auf einem 1,2 m breiten Förderband zu den Lagern bei der Mischanlage befördert wurden. Diese Förderanlage, deren einheitliches Band 80 t wiegt, galt seinerzeit für die längste Anlage dieser Art; sie ist aber mittlerweile durch den 16 km langen, aus 26 aneinandergefügt Schüssen bestehenden Bandförderer der Shasta-Talsperre in Kalifornien erheblich an Länge übertroffen worden<sup>1)</sup>.

Der Zement wurde in loser Schüttung in Mengen von zuweilen mehr als 100 Wagenladungen täglich, meist in Mengen von 50 Wagenladungen am Tage angeliefert und mit Hilfe von Fuller-Klonyon-Pumpen entladen. Um ein gleichmäßiges Erzeugnis zu erzielen, wurden die verschiedenen Lieferungen gemischt; die Mischung wurde sodann durch 20 und 35 cm weite Rohre, die zusammen 1890 m lang waren, den Bunkern bei der Mischanlage zugeführt.

Die für das Kraftwerk nutzbare Druckhöhe schwankt zwischen 78,1 m und 109,2 m, sie beträgt im Mittel 101,5 m. Mit Hilfe des gespeicherten Wassers könnten beim vollen Ausbau des Werks 12,5 Milliarden kWh gewonnen werden. Davon werden fast 2 Milliarden für die Pumpwerke der Bewässerungsanlagen gebraucht, 85 Mill. werden an Ort und Stelle benötigt, und es bleiben also gegen 10,4 Milliarden kWh zum Verkauf. Abnehmer dafür scheinen vorhanden zu sein. In die zwei Kraftwerke rechts und links unterhalb der Sperrmauer sollen im ganzen 18 Einheiten zur Stromgewinnung mit einer Leistung von je 108 000 kVa in jedem der beiden Turbinenhäuser eingebaut werden; dazu kommen noch drei kleinere Einheiten zu je 10 000 kVa. Im August 1941 sollen die ersten drei Einheiten in Gang gesetzt werden. Zunächst ist nur das eine Turbinenhaus gebaut worden, für das zweite sind nur die Gründungen und die Zuläufe hergestellt.

Sowohl bei den baulichen Anlagen wie in den Vorkehrungen zur Kraftgewinnung handelt es sich um ein Werk von ganz ungewöhnlicher Größe. Die Anlagen der Boulder-Talsperre im Colorado-Fluß übertrafen schon ihre Vorgänger an Größe und Leistung sehr erheblich, sie werden aber durch die bei der Grand Coulee-Talsperre weit überholt. Durch die Regelung des Wasserabflusses aus dem Oberlauf des Columbia-Flusses wird auch die Schiffbarkeit des mittleren Unterlaufs verbessert und die Leistungsfähigkeit der neuen Kraftanlagen auf dieser Strecke erhöht, die zum Teil — wie die Bonneville-Sperre — bereits fertiggestellt, zum Teil geplant sind.

Quellen: Eng. News-Rec., Bd. 115, 1. August 1935, S. 141; desgl. Bd. 119, 23. Dezember 1937, S. 1021; Mech. Eng., Bd. 62, September 1940, S. 651; Military Engineer, Bd. 31, Januar/Februar, S. 19 u. 91; Juli/August, S. 254.  
Wkk.

### Bücherschau.

Anger, G., Dr.-Ing.: Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger. Dritte neubearbeitete und erweiterte Auflage. IV u. 175 S. Berlin 1939, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 11 RM, geb. 12 RM.

Die erste Auflage erschien im Jahre 1936, sie wurde damals hier besprochen<sup>2)</sup> und in ihren Vorzügen gewürdigt. Im Jahre 1939 erschien schon die dritte Auflage, sie zeigt gegen die erste Auflage eine Erweiterung von fast 100 Seiten. Wenn diese Auflage erst heute besprochen wird, so ist dies mit der Inanspruchnahme durch die Zeitverhältnisse und nicht etwa dadurch zu erklären, daß die Besprechung weniger wichtig wäre.

Alle Stützenmomente sind zwecks größerer Genauigkeit nochmals auf acht Stellen nachgerechnet worden. Bei den Belastungswerten sind Belastungsgleichwerte neu aufgenommen worden, d. h. diejenigen gleichförmigen Belastungen, die das gleiche Stützenmoment hervorrufen wie die tatsächlichen Lasten. Diese Belastungsgleichwerte ermöglichen es, der Berechnung der Stützenmomente die einfachen Gleichungen für gleichförmige Belastung zugrunde zu legen.

Für die Berechnung von durchlaufenden Trägern, die über mehr als vier Öffnungen durchgehen, ist das seinerzeit von Zimmermann<sup>3)</sup> angegebene Verfahren näher erläutert.

Auf den ersten 30 Seiten des Buches sind Gleichungen und Formeln, namentlich für Stützenmomente, Feldmomente, Auflagerkräfte und Querkräfte angegeben. Sie enthalten weiter die Belastungsanordnung für gleichförmig verteilte bewegliche Lasten zur Berechnung der Größt- und Kleinstwerte, Einflußlinien für Momente und Querkräfte und Einflußlinien für die Größtmomente. Es folgen dann auf den Seiten 31 bis 175 die Tafeln für die Einflußlinien. Neu sind die Tafeln für die Stützweitenverhältnisse 1:1,3, 1:1,7, 1:1,9 bei zwei, drei und vier Feldern, ferner das Stützweitenverhältnis 1:1,25:1, das im Kranbau oft vorkommt, und die Tafeln der Einflußlinien für die Größtmomente.

Der Wert des Buches ist durch die Ergänzungen in der dritten Auflage noch wesentlich gesteigert worden. Allen Ingenieuren, die im Brückenbau oder im Ingenieurhochbau mit der Berechnung durch-

laufender Träger zu tun haben, bringt das Buch eine große Erleichterung ihrer Arbeit und eine ganz wesentliche Zeitersparnis. Auf ihrem Arbeitstisch darf dies Buch nicht fehlen.  
Schaper.

Thum, A., Professor Dr., und Federn, K., Dr.-Ing.: Spannungszustand und Bruchausbildung. Anschauliche Darstellung der spannungsmechanischen Grundlagen der Gestaltfestigkeit und der Gesetzmäßigkeiten der Bruchausbildung. V, 78 S. mit 83 Abb. Berlin 1939, Verlag Julius Springer. Preis geh. 9,60 RM.

Diese Zusammenstellung der wichtigsten einschlägigen Ergebnisse aus der Versuchsforschung kann als ein erfolgreiches Ringen um anschauliche Erklärungen der Bruchvorgänge bezeichnet werden, womit nicht nur die Wesensart des Buches, sondern überhaupt die derzeitige Entwicklungsrichtung dieses wichtigen Gebietes gekennzeichnet ist. Die Anschaulichkeit ist unter allen Umständen und gerade in den schwierigsten Fällen praktischer Entscheidungen die wichtigste Grundlage ingenieurmäßigen Denkens. Sie hat außerdem den Vorteil der Allgemeinverständlichkeit; damit bildet sie den Schlüssel zum Enderfolg aller technischen Forschungen, nämlich zur praktischen Anwendung der neuesten Erkenntnisse auf breitester Linie. Daher dürfte jeder Ingenieur ohne Kenntnis des betreffenden Fachschrifttums den vorbildlichen Erläuterungen gut folgen können.

Obwohl die Verfasser in bevorzugtem Maße vom maschinenbautechnischen Standpunkt aus ihre Betrachtungen anstellen, bildet gerade das Gebiet der Bruchgefahren eine erfreuliche Querverbindung zum Bauingenieurwesen, insbesondere zum Stahlbau, der heute mehr denn je auf ähnliche Fragestellungen wie der Maschinenbau ausgerichtet ist, wie allein ein Hinweis auf die Gefahren des Trennbruches bei geschweißten Bauteilen und auf die Dauerfestigkeit erkennen läßt. Die spannungstechnischen Untersuchungen, die von dem an Anschaulichkeit nicht zu überbietenden Mohrschen Spannungskreise ausgehen, sind dem Bauingenieur von jeher besonders geläufig, so daß ihm der Gebrauch des Buches wenig Schwierigkeiten bereiten wird. Die Ausführungen über die Kerbwirkungen, die den Stahlbauingenieur nach Einführung der Dauerfestigkeit in die Berechnungsvorschriften für stählerne Eisenbahnbrücken auch angehen, vermitteln eine gediegene Grundlage für die Beurteilung dieser Gefahren, zu deren Abwägung der Bauingenieur im Gegensatz zu dem Maschinenbauingenieur leider im allgemeinen nicht gegangenen ist, weil ihm die zulässigen Beanspruchungen stets vorgeschrieben sind. Dennoch wird ein verantwortlicher Ingenieur nicht darauf verzichten, sich diese werkstofflich-mechanischen Grundlagen anzueignen, wodurch er in manchen, oft gerade ausschlaggebenden Fällen in der Lage ist, die einzelnen Tragwerke besser entwerfen und bemessen zu können als allein auf Grund der Vorschriften, die ja niemals umfassend sein können und besonders auf den der Entwicklung stark unterworfenen Sondergebieten dem neuesten Stand der Erkenntnisse nicht immer rasch genug zu folgen vermögen. Besondere Aufmerksamkeit verdienen die neuartigen Darstellungen des Mohrschen Spannungskreises als Relativbahn des Spannungsvektor-Endpunktes in Abhängigkeit von der sich drehenden Schnittebene, ferner die Darlegungen der grundsätzlichen Unterschiede zwischen Strömungs- und Spannungsfeld (Vektor und Tensor). In der Kerbspannungstheorie dürfte das Verfahren zur Berechnung der Spannungsverteilung für die Biegung aus derjenigen für den gleichen gezogenen Stab Anklang finden. Dieses Verfahren und auch andere Untersuchungen werden durch die elastizitätstheoretischen Ergebnisse Neubers nachgeprüft, dessen bekanntes Buch über Kerbspannungstheorie überhaupt eine wichtige Grundlage der vorliegenden Schrift bildet. In diesem Zusammenhang ist auch die schöne Darstellung des Einflusses der Korngröße auf die Kerbempfindlichkeit sehr scharf gekerbter Prüfstäbe hervorzuheben.

Die Verfasser stützen sich auf die Mohr-Guestsche Bruchtheorie, was allerdings nicht besonders ausgesprochen wird. Erweiternd kommen in Fällen, in denen das Spannungskriterium nicht eindeutig ist (z. B. bei der Verdrehung von Wellen), Verformungsbetrachtungen hinzu. Nach dem Stand unserer heutigen Erkenntnisse schalten wohl bei der Deutung von Dauerbrüchen ohnehin alle Bruchtheorien aus, die auf Energiegrößen aufgebaut sind. Die Überhöhung des werkstofflichen Widerstandes an der Spannungsspitze wird mit der „Stützwirkung“ des inhomogenen Spannungsfeldes und nicht mit dem plastischen Spannungsabbau erklärt. Damit ist ein entscheidender Schritt in Richtung der Werkstoffmechanik getan, die die Ergebnisse der mathematischen Elastizitätstheorie niemals entbehren, aber auch nicht als ausreichend anerkennen kann. Auch diese Erweiterung betrifft zusätzlich den Mohr-Guestschen Erklärungsversuch und wird mit der Annahme quantenhaften Fließens nach Kuntze begründet; von ihm hätte übrigens auch das „Widerstandsmittel“ zur Erfassung des Grades der Ungleichartigkeit eines Spannungsverlaufs gut in die Betrachtungen hineingepaßt.

Auf S. 57 wird erklärt, weshalb der Anriß beim eingespannten Stab auf der Druckseite voreilt, aber nicht über das Zugspannungsgebiet der durch plastische Verformungen verursachten Eigenspannungen hinausgeht. Damit ließe sich auch allgemein der Einfluß der Vorlast auf die ertragbare Schwingweite erklären, wonach dann auch bei Ursprungsbelastung an den Spannungsspitzen Wechselspannungen auftreten. Unter diesem Gesichtspunkt lassen allerdings Versuchsergebnisse aus dem Stahlbau eine starke Abhängigkeit von der Stahlart erkennen. An anderer Stelle (S. 43) wird dieser Einfluß der Vorlast aus ihrem Anteil an den Gleitungen erklärt. Dieser Betrachtung lassen sich die Ergebnisse unterschiedlicher Bruchausbildungen (z. B. bei der verdrehten Welle) gut unterordnen. Eine Vereinigung beider Betrachtungsweise wäre erstrebenswert.

Die Frage des plötzlichen Überganges vom Verformungs- zum Trennbruch bei zügiger Belastung wird nicht besonders erörtert; in der Tat

<sup>1)</sup> Bautechn. 1941, Heft 28, S. 307.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1936, Heft 27, S. 402.

<sup>3)</sup> Bautechn. 1937, Heft 10, S. 122 u. 123.

ist diese wichtige Frage auch noch nicht wesentlich gefördert worden. Für Formziffer sollte besser Formzahl gesagt werden, da es sich in der Regel um Zahlen handelt, die aus mehreren Ziffern bestehen.

Jedem Stahlbauingenieur, der die Zeichen seiner Zeit dahingehend verstanden hat, daß es heute bei der immer besseren Ausnutzung und baulichen Verwendung des Stahles in erster Linie darauf ankommt, seine Werkstoffkenntnisse zu vertiefen, wird die Beschäftigung mit diesem kurz gefaßten und drucktechnisch bestens ausgestatteten Buche viel Freude bereiten.

K. Klöppel.

**Boerner, F.**, Beratender Ingenieur: Statische Tabellen. Amtliche Vorschriften, Belastungsangaben und Formeln zur Aufstellung von Berechnungen für Baukonstruktionen. 12. Aufl. XVI, 460 S. mit 510 Textabb. Mit 1. Nachtrag. Berlin 1940, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 9,40 RM, Leinen 10,40 RM.

In zwölfter Auflage sind unlängst die Statischen Tabellen von Boerner herausgegeben worden. Nach der altbewährten Anordnung sind im ersten Abschnitt die mathematischen Tafeln und Formeln wiedergegeben. Es folgen sodann die Abschnitte über Festigkeitslehre mit Statik, Gewicht- und Belastungsangaben mit der Wiedergabe der amtlichen Bestimmungen und schließlich der dem Stahlbau gewidmete Teil.

Das Buch ist in technischen Kreisen gut bekannt. Es erfüllt auch in der neuen erweiterten und dem neuesten Stande angepaßten Ausgabe alle Erwartungen, die man an einen bewährten und lieb gewordenen Arbeitskameraden stellt.

Berlitz.

**Deutscher Verkehrs-Kalender 1941**, 2. Jahrg., herausgeg. mit Unterstützung des Reichsverkehrsminderiums. Leipzig 1941, Konkordia-Verlag Reinhold Rudolph. Preis 2 RM.

Der Wandkalender soll in alle Zweige des Großdeutschen Verkehrs wesens Einblick gewähren und die Mannigfaltigkeit der Beförderungseinrichtungen, ihre Eigenart und ihre Aufgaben zeigen. In gut ausgewählten, anschaulichen Bildern, die jedesmal mit kurzen Erläuterungen versehen sind, werden die Binnenwasserstraßen, die Binnenschiffahrt auf Flüssen und Kanälen, der Straßenverkehr (Reichsautobahnen, Kraftwagen, Lastkraftwagen, Kraftpost, Straßenbahnen, Radfahrwege usw.), die großstädtischen Schnellbahnen, die Eisenbahnen, der Umschlag in den See- und Binnenhäfen und der Luftverkehr dargestellt. Allwöchentlich bringt so ein neues Bild einen bestimmten Ausschnitt aus dem großen Getriebe des Verkehrs dem Beschauer nahe. Der Kalender wird dazu beitragen, das Verständnis für die Aufgaben und die Leistungen der einzelnen Verkehrsmittel zu vertiefen.

**Tolkmitz, G.**: Grundlagen der Wasserbaukunst. Dritte überarbeitete Auflage von Dr.-Ing. e. h. Willy Zander. VIII, 267 S. mit 82 Textabb. Berlin 1940, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 14 RM, Leinen 15,50 RM.

Das jedem Wasserbauer bekannte Buch von G. Tolkmitz, Grundlagen der Wasserbaukunst, ist in dritter überarbeiteter Auflage erschienen. Strombaudirektor a. D. Prof. Dr.-Ing. e. h. Willy Zander hat sich der Mühe unterzogen, das im Jahre 1907 letztmalig in zweiter Auflage herausgegebene Werk auf den heutigen Stand der Wasserbaukunst zu bringen. Entsprechend dem von dem Verfasser im Vorwort zur ersten Auflage geäußerten Wunsch berührt auch die dritte Auflage kurz alle Gebiete des reinen Wasserbaues, erhebt aber auf erschöpfende Behandlung der Aufgaben keinen Anspruch.

Die Anzahl und Bezeichnung der Abschnitte und Unterabschnitte ist unverändert geblieben. Da der Inhalt der ersten neun Abschnitte allgemeiner Natur ist, waren hier keine wesentlichen Änderungen erforderlich. An geeigneten Stellen sind vom Neubearbeiter Hinweise auf neuzeitliche Bauten gemacht, Abbildungen verbessert und einige neue hinzugefügt worden. Abschnitt 10, der sich mit den Wasserstraßen befaßt, ist jedoch wesentlich ergänzt worden, wobei insbesondere die Verhältnisse an der Elbe und am Mittellandkanal berücksichtigt sind. Besonders verdient hat sich der Neubearbeiter dadurch gemacht, daß er die Fußnoten gegenüber der zweiten Auflage erheblich vermehrt, durch sie auf das Schrifttum hingewiesen und so dem Leser Gelegenheit gegeben hat, Genaueres über die in dem Werk nur kurz berührten Fragen nachzulesen. Tolkmitz hatte gemäß dem Vorwort zur ersten Auflage zwar absichtlich auf Angabe des Schrifttums verzichtet; es ist jedoch nicht zu bestreiten, daß das Werk durch diese Hinweise erheblich an Wert gewonnen hat.

Die dritte Auflage des Werkes reiht sich den früheren würdig an und ist dem Studierenden als ein nützliches Werkzeug zur Belehrung und dem Praktiker als ein Hilfsmittel zur Beratung bestens zu empfehlen.

Plarre.

**Reichsadreßbuch** der Staatlichen und Kommunalen Baubehörden und Baubeamten, vereinigt mit dem Handbuch der Deutschen Baubehörden. 24. Jahrgang, Ausgabe 1940. XL u. 864 S. Herbert Zippel K.-G., Langenberg (Thür.). Preis in Leinen 15 RM.

Der 24. Jahrgang des bekannten Werkes bringt zunächst einen Nachweis der Organisation der Bauwirtschaft unter Angabe der verschiedenen Kammern und Wirtschaftsgruppen, dann ein Verzeichnis der Bauverwaltungen des Reiches, der Länder, der Städte und Gemeinden und endlich Berichte einer großen Zahl von städtischen Bauverwaltungen über in Ausführung begriffene oder geplante Bauten. Dazwischen sind einzelne Aufsätze eingeschoben, wie ein Aufsatz von Dr. Dresler über monumentales Bauen im Dritten Reich und von Oberbaurat Stephan über die Neuplanung der Reichshauptstadt Berlin. Auch finden sich eine Reihe von Angaben über Bauwissenschaft und Forschung.

Das Buch ist wie früher ein wertvolles Nachschlagewerk für jedermann, der mit Bauarbeiten zu tun hat.

**Bodenmechanik und neuzeitlicher Straßenbau**, 2. Folge; Schriftenreihe der „Straße“, Band 16. Bearbeiter: Leo Casagrande. 150 S. mit 88 Abb. Berlin 1939, Volk und Reich Verlag. Preis Pappb. 6,50 RM. — *Desgl.*, 3. Folge; Schriftenreihe, Band 17. 148 S. mit 70 Abb. Preis Pappb. 6,50 RM.

In der Schriftenreihe der „Straße“ sind nunmehr mit dem im Jahre 1936 herausgegebenen Heft 3 im ganzen drei Hefte unter dem obigen Titel erschienen. Die beiden neuen Bändchen bringen wieder Beiträge namhafter Bodenkundler, die den heutigen Stand der Forschung, soweit sie den Straßenbau berührt, umreißen. Die Aufsätze können im einzelnen nicht angeführt werden, sie behandeln in Heft 17 ausschließlich die Frostfrage (hauptsächlich in Beiträgen von Dücker und Kobold), in Heft 16 vorwiegend die Verdichtung von Dämmen (Loos, R. Müller, Breth, Kretzer, Kobold) und Setzungsbeobachtungen (v. Gottstein, Leo Casagrande), aber auch andere Fragen, wie die Tonchemie (Endell) und die Scherfestigkeit der Böden, über die ein besonders wertvoller Aufsatz von Arthur Casagrande wiedergegeben wird. Der Bearbeiter der beiden Hefte (Leo Casagrande) hat selbst eine Reihe von Beiträgen über verschiedene Fragen geliefert. Beide Hefte sind gedacht als Rüstzeug des Straßenbaues, sie werden aber darüber hinaus jedem Ingenieur, der mit Erdbau und Bodenkunde zu tun hat, ein gutes Hilfsmittel sein.

Lohmeyer.

## Personalmeldungen.

**Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn.** b) Betriebsverwaltung. Ernann: zum Abteilungspräsidenten: die Oberreichsbahnrate Bruno Geier, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Erfurt, Dr.-Ing. Julius Köhle, Abteilungsleiter und Referent der Generaldirektion der Ostbahn in Krakau, Eugen Säufferer, Leiter der Eisenbahnbetriebsdirektion Warschau; — zum Reichsbahndirektor: der Oberreichsbahnrat Rudolf Langer, Dezernent der RBD Mainz; — zum Oberreichsbahnrat: die Reichsbahnrate Georg Witt, Vorstand des Betriebsamts Flensburg, Maximilian Amthor, Vorstand des Neubauamts Wien 3, Theodor Wezel, Vorstand des Betriebsamts Worms, bisher bei der RBD Stuttgart, Ernst Moser, Vorstand des Neubauamts St Pölten, Dr.-Ing. Franz Böhm bei der RBD Wien, Ewald Kretschmar, Dezernent der RBD Stettin, Otto Fäby in Seesen, Otto Gabriel, Vorstand des Neubauamts Bludenz, Wilhelm Barkhof, Dezernent der RBD Berlin, Willy Sommer, Dezernent der RBD Essen, Kurt Kern, Dezernent der RBD Wuppertal, bisher Vorstand des Betriebsamts Bromberg, Otto Michaelsen, Dezernent der RBD Karlsruhe, Erwin Fröhlich, Dezernent der RBD Danzig, Karl Rogge beim Oberpräsidium in Breslau, der frühere italienische Staatsbahnbeamte Viktor Tietz bei der RBD Villach; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaueassessoren Walter Nieländer in Halle (Saale), Karl Krakowitzer, zur Zeit Vorstand des Betriebsamts Teschen, Konrad Schmieden bei der RBD Königsberg (Pr), Werner von Reden in Stettin, Karl-Ludwig Rohde in Berlin, Hans-Joachim Mau, Vorstand des Neubauamts Berlin-Lichtenrade, Rolf Hamann bei der RBD München, Heinz Werner in Leipzig, Franz Sperlich in Kempten (Allg.), Kurt Möhl in Wuppertal, Hans Stirzel bei der Eisenbahnbetriebsdirektion Warschau, Friedrich Kunsemüller, Vorstand des Neubauamts Hohen-salza, Ernst Lehmann bei der Reichsbahnbaudirektion Berlin, Karl Heinrich Hansen bei der Eisenbahnbetriebsdirektion Krakau, Walter Vetter, Vorstand des Betriebsamts Kassel 2, Fritz Haferkorn bei der RBD Dresden, Alfons Rebstock bei der Reichsbahnbaudirektion Berlin; der Reichsbahndiplomingenieur Fritz Ackermann bei der RBD Münster (Westf.); der Reichsbahnamtmann Ernst Rothe bei der RBD Hamburg; der technische Reichsbahnoberinspektor Hermann Knecht in Paderborn; der Angestellte auf Dienstvertrag Dipl.-Ing. Edgar Edler von Rennenkampf bei der RBD Oppeln.

Übertragen: den Reichsbahnräten Erich Traeg bei der Obersten Bauleitung für Elektrifizierungen Salzburg die Geschäfte eines Dezernenten, Bruno Volmer beim Neubauamt Wolfenbüttel die Stellung des Vorstandes.

Überwiesen: der Oberreichsbahnrat Dr. phil. Anton Grüb, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen München, als Dezernent zur RBD München.

In den Ruhestand getreten: der Oberreichsbahnrat Gustav Perner bei der RBD Wien.

Gestorben: die Oberreichsbahnrate Xaver Staudinger, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Nürnberg, Immo Zillinger, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Kassel; — der Reichsbahnrat Georg Knopf bei der RBD Münster (Westf.).

Im Ruhestand verstorben: der Oberreichsbahnrat a. D. Eugen Frey in Stuttgart-Bad Cannstatt, zuletzt Mitglied der RBD Stuttgart; — der Regierungsbaur a. D. Karl Gullmann in Oberrnigk, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Görlitz 1; — der Reichsbahnrat a. D. Georg Ebel in Stralsund, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Soldin.

**Hochschulnachrichten.** Deutsche Technische Hochschule Prag. Dem Dozenten Dr. techn. Richard Guldan ist unter Ernennung zum außerordentlichen Professor der Lehrstuhl für Betonbau übertragen worden.

**INHALT:** Über Traßement. Bemerkungen zu DIN 1167. — Temperaturschäden im Beton. — Ausbetonieren der Kühlrohre im Beton einer Schleuse. — Vermischtes: Die Grand Coulee-Talsperre im Columbia-Fluß. — Bücherschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.