

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER  
ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

19. JAHRGANG.

BERLIN, DEN 11. NOVEMBER 1922.

No. 18.

## Gründung mit ABEG-Beton-Bohrpfählen.

Von Ingenieur Ernst Lorenz, Direktor der Allg. Bau-A.-G., Berlin.

(Schluß.) Hierzu die Abb. S. 139.

2. Einschnittbahn der Stettiner Futtermittelwerke.



edingt durch die örtlichen Verhältnisse mußte die Anschlußbahn für die Stettiner Futtermittelwerke z. T. parallel dem Vorflutgraben in

einem Abstand von nur etwa 3,0 m und unter der neuen Brücke im Zuge der Altdammstraße hindurch geführt werden. Unter der Brücke mußten die Gleise zur Gewinnung der notwendigen Durchfahrts Höhe so tief gesenkt werden, daß die Schienenoberkante etwa 1,0 m unter Grundwasser und etwa 2 cm unter dem Wasserspiegel des dicht benachbarten Vorflutgrabens verlief. Die Ausführung dieser so entstehenden Einschnittbahn wurde in Form eines Eisenbetontroges vorgesehen, der außerdem noch eine Pfahlgründung erhalten mußte, da tragfähiger Boden erst in großer Tiefe vorhanden war. Abb. 6a und b, S. 138, zeigt Längsschnitt und Grundriß dieses Bauwerks.

Infolge des hohen Grundwasserstandes konnten für die Bauteile außerhalb der Straßenbrücke Holzpfähle gewählt werden; im Bereich des Brückenüberbaues war die Aufstellung von Rammen bei einer lichten Höhe von nur etwa 3,0 m jedoch nicht möglich; es waren deshalb Beton-Bohr-Pfähle vorgesehen, für die nach eingehenden Erwägungen Abeg-Beton-Bohrpfähle seitens der Baubehörde gewählt wurden. Abb. 6 zeigt die Anordnung des Pfahlrostes. Da immerhin für die auf gerammte Holzpfähle zu gründenden Bauteile einerseits und für den auf Abeg-Bohrpfähle zu stützenden Mittelteil andererseits mit verschiedenen Setzungen gerechnet werden mußte, wurden 2 Bewegungsfugen durch den ganzen Trogkörper angeordnet, deren Ausbildung infolge der Lage ihrer unteren Hälfte im Grundwasser besonderes Interesse beansprucht. Die Abbildungen 7a-c, S. 139, lassen die Ausbildung dieser Dehnungs-



Abb. 9. Ausführung des Troges unter der Straßenbrücke.



Abb. 10. Probelastung eines Beton-Bohr-Pfahles.



fuge in der allgemeinen Anordnung und den Einzelheiten klar erkennen. Abb. 8a und b hierunter zeigt außerdem die Bewehrung des Eisenbetontrogges am Pumpensumpf. Der Eisenbetontrog war für die im Grundwasser liegenden Teile mit einer äußeren Isolierschicht und mit einer diese schützenden Eisenbetonschale versehen.

Entwurf und Bauleitung lagen in Händen des Stettiner Wasserbauamtes unter Leitung des damaligen

eine Probelastung vorgenommen, von der Abb. 10, S. 137, ein Bild gibt. Aus dem hierüber aufgestellten Protokoll gibt nachstehender Auszug bemerkenswerte Angaben:

1. Bauausführung. Die Herstellung der Pfähle erfolgte in der Weise, daß eiserne Blechmantelrohre von je 2 m Länge und 32 cm Durchmesser ausgebohrt und unter Belastung und Drehen eingetrieben wurden. Der tragfähige Baugrund wurde in einer Tiefe von 14 m unter dem Gelände — entsprechend 12,0 Oder-Pegel — erreicht, wobei die Pfähle etwa 4 bis 5 m in dem tragfähigen Baugrundsand standen. Die durchdrungenen Schichten zeigten, von oben gerechnet, bis etwa 3,5 m Tiefe aufgefüllten Boden, zum Teil mit Schotter, Findlingen, Holzknüppeln und Faschinen durchsetzt, darunter bis zu einer Stärke von etwa 5 m festgelagerten Torf, dann eine Lage festen Schlick von 1 m Stärke und darunter feinen, nach unten gröber werdenden Sand (vgl. Abb. 5, S. 129, in Nr. 17).

Bei dem Einbringen des eisernen Mantelrohres stand das Wasser immer bis etwa an den oberen Rand des Rohres, entsprechend dem Wasserspiegel des unmittelbar benachbarten Vorflutgrabens. Nach erfolgtem Eintreiben des Rohres wurden die Pfähle unter Wasser ausbetoniert, und zwar gingen in 1 cbm Rohrraum etwa 1,2 cbm lockerer Beton. Der so unter Wasser hergestellte Beton wurde später durch Ausstemmen auf seine Dichtigkeit hin untersucht und zeigte gute Struktur und Erhärtung.

2. Probelastung. Am 27. Mai 1916 wurde im Alter von etwa 6 Wochen ein 12,0 m langer Pfahl einer Probelastung unterzogen. Die Wahl des Pfahles wurde der Bauverwaltung überlassen. Der Aufbau für die Probelastung geschah so, daß ein Ausweichen der Belastung ausgeschlossen und die eintretende Senkung genau meßbar war.

Den Aufbau bildete gemäß Abb. 10 ein Kasten aus Bohlen und Balken von 2,5:2,5 m Grundfläche und 2,0 m Höhe; als Belastungsstoff gelangte nasser Betonsand im Gewicht von 2,0 t für 1 cbm zur Verwendung. Unter der in 1½ Stunden aufgebrachtten Höchstlast von 26,6 t (einschl. 17 Arbeiter, zu je rd. 0,07 t in Rechnung gestellt) drückten sich die den Kasten tragenden Balken um 15 mm zusammen und in den Pfahlkopf hinein. Der Pfahl zeigte nur eine Senkung von nicht ganz 2 mm, die auch nach der Abnahme der Last, die nach 1½ Stunden erfolgte, verblieb, während die Zusammenpressung des Holzes nach der Entlastung um 9 mm

zurückging. Die Zusammenrückung des Holzes wurde unter Benutzung eines Nivellierinstrumentes bei einer auf dem Kastenboden über dem Pfahlkopf aufgesetzten Nivellierlatte abgelesen, die Einsenkung des Pfahles selbst an einer an demselben angebrachten Marke unmittelbar beobachtet. Die Einsenkung des Pfahles von nicht ganz 2 mm muß für einen Bohrpfahl als ungewöhnlich günstig angesehen werden. Die Zusammenpressung des Holzaufbaues von 19 mm spricht im

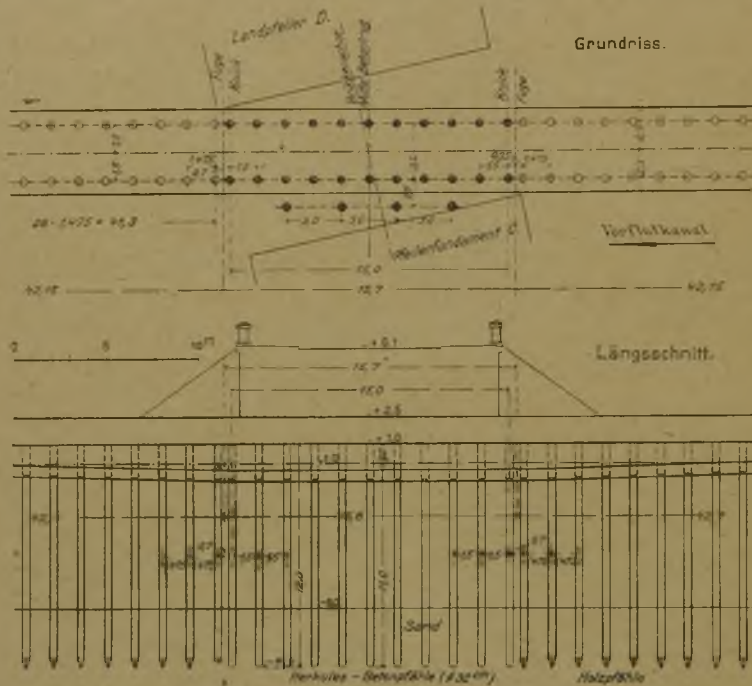


Abb. 6a und b. Schnitt und Grundriß unter der Straßenbrücke.

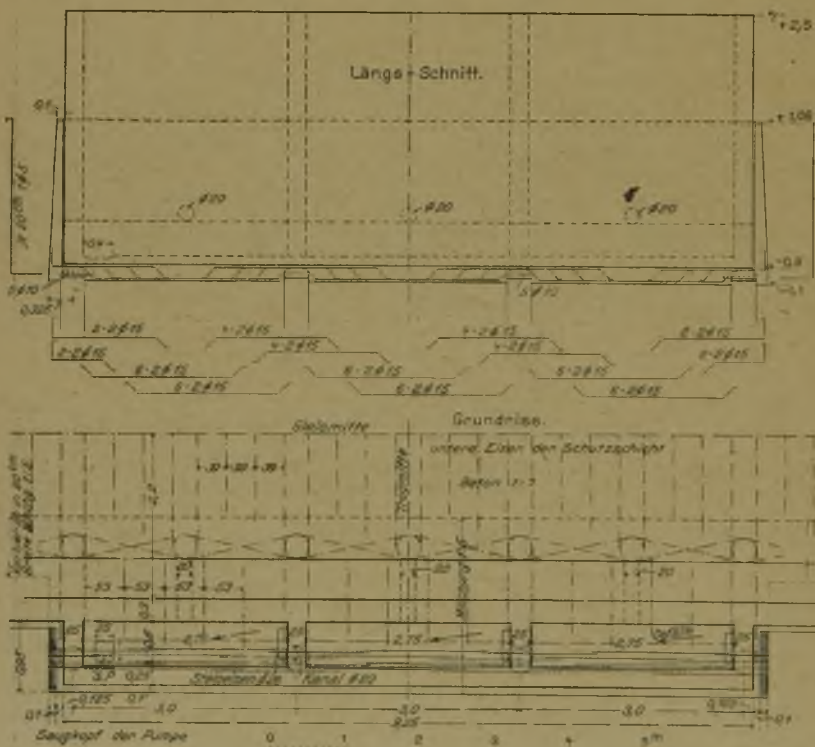


Abb. 8a und b. Bewehrung des Eisenbetontrogges am Pumpensumpf.

Stadtbauinsp. Leichtweiß; die konstruktive Durchbildung des Eisenbetontrogges einschl. der Grundwasserdichtungen, der Bewegungsfugen, der Pfähle sowie die gesamte Ausführung bewirkte die Allgemeine Beton- und Eisen-G. m. b. H., jetzt Allgemeine Bau-Aktiengesellschaft in Berlin.

Die Ausführung führte zu vollem konstruktiven Erfolge. Abb. 9, S. 137, zeigt einen Teil der Baugrube und die Herstellung der Abeg-Bohrpfähle unter der Brücke. Es ist auch auf Verlangen der Bauleitung



Vergleich zur Einsenkung des Pfahles von weniger als 2 mm gleichfalls für die große Tragfähigkeit der Abeg-Beton-Bohrpfähle.

Schließlich sei noch auf die Anwendung der Abeg-Bohrpfähle für jene Fälle hingewiesen, wo sich zwar

die Aufstellung einer Ramme nicht lohnt, aber doch Pfähle von großer Tragfähigkeit und unbegrenzter Lebensdauer gefordert werden, wie bei kleineren Brückenbauten, Gründung von Masten und Stützen in größeren Abständen u. dergl. mehr. —

### Temperaturbeobachtungen an der bogenförmigen Sperrmauer von Montsalvens an der Jogne (frz. Schweiz). (Schluß.)



Was nun die Temperaturbeobachtungen selbst betrifft, so ist dabei zu unterscheiden zwischen den Messungen während des Baus der Talsperre, die im Dezember 1919 beginnen und sich bis in den Oktober 1920 hinein erstrecken. Die Höhe + 800, die mit dem aufgestauten Wasserspiegel und dem Rücken des Überfalles zusammenfällt. (vergl. die Abb. 2<sup>1</sup>). S. 132 in Nr. 17) war bis Ende September 1920 in der ganzen Länge der Sperrmauer erreicht, d. h. es wurden an keiner Stelle der Mauer mehr bedeutendere Massen an frischem Beton zugeführt. Die Periode, in der infolge der beim Abbindeprozeß frei werdenden Wärme der Temperaturzustand der Mauer noch immer wieder beeinflusst wird, ist damit abgeschlossen und es beginnt nun vom November 1920 an die zweite Beobachtungsreihe, die die Abkühlung der Talsperre verfolgt. Sie reicht bis Ende Mai 1921. Zum Schluß sind noch einige Zahlenangaben aus neuester Zeit gemacht, die die Grenzwerte der Temperatur im Innern der Mauer im Winter und Sommer angeben. Aus den Zahlen, Diagrammen und ihrer Erklärung können hier nur einige Punkte herausgegriffen werden.

#### 1. Messung der Temperatur während der Ausführung der Sperrmauer.

Die erste Messungsreihe umfaßt die Thermometer der Reihe A und B, Abb. 2 in Nr. 17, auf Höhe + 751,5 und Höhe + 760, also im dicksten Teil der Mauer. Nachdem die Höhe + 763 erreicht war, mußte des Frostes wegen die Betonierung bis März 1920 ausgesetzt werden. Während dieser Zeit war, um dem Schwinden des Betons zu begegnen, oberhalb Ordinate + 752,50 eine lotrechte Fuge von 1,80 m Breite, in der Längsachse der Mauer liegend und durch deren volle Stärke hindurchgehend, offen gelassen. Die Thermometer 2, 4, 5 Reihe A lagen unmittelbar unter dieser Fuge und waren nur mit 1 m Beton überdeckt, während die Thermometer 1 und 3 von 10 m Beton überlagert waren. Die ersteren waren also dem abkühlenden Einfluß der Luft viel stärker ausgesetzt als die letzteren.

Der Bericht gibt für die Reihe A und B folgende Zahlen für die Temperatur im Beton an:

#### Temperaturmessungen in der Sperrmauer während der Herstellung.

Nr. des Thermometers	1. Dez.		15. Dez.		23. Dez.		31. Dez.		15. März		5. April		15. April		
	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	
Reihe A	1	17,1	12,5	8,8	10,0	6,6	6,9	8,8	9,5						
	2	10,1	—	—	—	4,5	11,6	11,6	12,0						
	3	15,2	12,9	9,2	7,5	7,0	8,0	11,0	11,9						
	4	8,7	5,0	4,4	5,3	4,2	12,6	11,8	12,1						
	5	8,4	4,7	—	5,3	4,2	9,5	9,2	9,4						

Nr. des Thermometers	1. Dez.		15. Dez.		31. Dez.		20. März		31. März		13. April	
	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	
Reihe B	7	15,0	8,3	4,2	— 2,9	1,8	5,4					
	8	19,9	21,0	12,3	0,6	0,2	4,4					
	9	18,4	16,1	10,3	0,2	0,7	4,1					
	10	19,0	15,9	10,9	— 1,3	— 0,7	3,6					
	11	17,0	13,4	6,5	— 0,1	0,4	4,4					

Die ersten Zahlen vom 1. Dezember liegen 7 Wochen nach der Einbettung der Thermometer und geben noch eine ziemlich hohe Temperatur des Betons an. Die Zahlen der unter der Fuge liegenden Thermometer 2, 4 und 5 der Reihe A lassen den Einfluß der geringeren Betonüberdeckung deutlich erkennen. Der niedrigsten Betontemperatur am 23. Dezember entspricht eine niedrigste Lufttemperatur von  $-16^{\circ}\text{C}$  am 11. Dez. Während die Temperatur vom 15.—31. Dezember nur um  $4^{\circ}$  sinkt, schwankt die Lufttemperatur im Schatten gemessen, um  $25^{\circ}$  zwischen  $-16$  und  $+9^{\circ}\text{C}$ . Die mittl. Monatstemperatur der Luft war  $0^{\circ}$ . Bei Wiederaufnahme der Betonierung Mitte März 1920 tritt wieder eine Steigerung der bis dahin gesunkenen Betontemperatur durch neue Wärmezufuhr beim Abbinden des frischen Betons ein. Die Einwirkung der offen gelassenen Fuge auf die ihr benachbarten Thermometer ist dabei unverkennbar. Bei der Reihe B, mit deren Ein-

betonierung am 22. November 1919 begonnen wurde, liegen die Thermometer 7, 9, 10 nur in einem seitlichen Abstand von 7 cm von der Fuge. Auch hier ist daher der Einfluß gegenüber den stärker mit Beton überdeckten Thermometern deutlich bemerkbar. Die höchste Temperatur zeigte Thermometer 8 am 10. Dezember (nicht in der Tabelle angegeben) mit  $23,2^{\circ}$ , während die mittlere Lufttemperatur vom 1.—10. Dezember  $-0,4^{\circ}$  war. Vom 22.—27. März, in welcher Zeit täglich dreimal abgelesen wurde, folgen die Thermometer im Beton den Schwankungen der Lufttemperatur, aber mit einer gewissen Verzögerung und starken Abschwächung. Während die Außentemperatur um  $14^{\circ}$  schwankt, überschreiten die Schwankungen der Betontemperatur kaum  $1^{\circ}$ . Die genaueren Beobachtungen zeigten eine höhere Temperatur des Betons am Morgen als

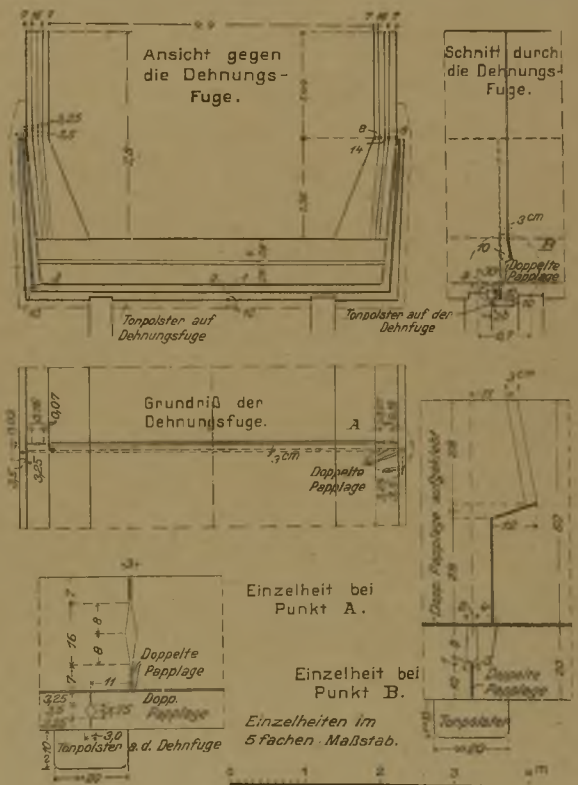


Abb. 7a—c. Ausbildung der Ausdehnungsfuge. Gründung mit Abeg-Beton-Bohrpfählen.

am Abend, das bedeutet ein Zurückbleiben hinter der Lufttemperatur um etwa 16 Stunden und eine Abschwächung der Temperatur-Unterschiede auf 7 v. H. denjenigen der Luft. Diese Beobachtungen sind ähnlich denjenigen von Schürch am Langwieser Viadukt.

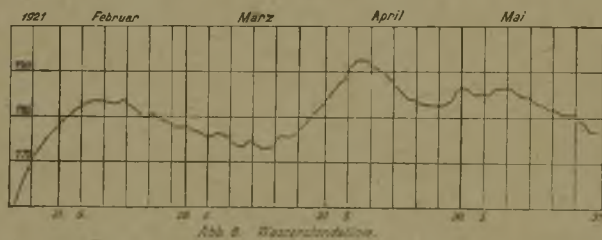
Um ein möglichst klares Bild von der Wärmeentwicklung beim Abbindeprozeß zu gewinnen, wurde Thermometer 6 gerade in die Kontraktionsfuge eingebettet auf Höhe + 754. Am 17. März wurde mit der Betonierung begonnen; nachdem 1,5 m frischer Beton eingebracht war, wurde am 20. März das Thermometer eingelegt und die Fuge wurde dann rasch bis + 757,50 aufbetoniert, sodaß das Thermometer also noch 3 m stark überdeckt war. Von  $7,6^{\circ}$  stieg die Betontemperatur in 3 Tagen auf  $26^{\circ}$  und erreichte am 23. März ihren Höchstwert mit  $28,2^{\circ}\text{C}$ , während die Lufttemperatur während dieser Tage im Mittel nur etwa  $8^{\circ}$  war und  $17^{\circ}$  nicht überstieg. Vom 23. März bis 19. April fällt die Betontemperatur, während die Betonierung für die Fuge ruht, ziemlich regelmäßig täglich um etwa  $1^{\circ}\text{C}$ . bis auf  $+12,1^{\circ}$ , dann steigt sie mit der Wiederaufnahme der Betonierung vom 10. April wieder etwas an. Abb. 3, S. 141, zeigt das Bild der Temperaturkurve für Thermometer 6 in der Fuge. Der Erhärtungsprozeß hat hier also eine Temperatursteigerung von  $20,6^{\circ}\text{C}$  in drei

<sup>1</sup> In Abb. 2a sind im Horizontalschnitt C, Höhe + 770 die Thermometerzahlen 13 und 14 vergessen, von denen die erstere zu den Thermometern im Mauerinnern, 14 zu dem außen an der Luftseite gelegenen gehören.



Tagen hervorgerufen. Die ebenfalls eingezeichneten Temperaturkurven der Thermometer der Reihe A lassen den Einfluß der Ausbetonierung der Fuge, die von einzelnen der Thermometer nur durch eine 1 m starke, fünf Monate alte Betonwand getrennt war, in der Steigerung der Temperatur erkennen.

Von den vielen Beobachtungen seien hier nur noch diejenigen angeführt, die sich auf den oberen Teil der Mauer über + 765 beziehen, wo durch vier radiale Fugen die Mauer in 5 Abschnitte zerlegt wurde. Hier waren die Fugen aber an den Stirnen nicht offen, sondern wurden gleich durch eingesetzte Betonquader geschlossen. In drei dieser Fugen  $J_2$ ,  $J_3$ ,  $J_4$ , wurden Thermometer am 5. Oktober 1920 eingebaut. Die Temperaturkurven sind in Abbild. 4, S. 141, dargestellt.  $J_2$  lag auf Höhe + 798,  $J_3$  auf + 785, beide also im dünneren Teil der Mauer, während  $J_4$  auf + 795 durch das schon erwähnte Widerlager am linken Talhang hindurchging. Die beiden ersteren Fugen waren noch in zwei Kammern geteilt. Der Anstieg der Temperatur ist hier wesentlich rascher als bei der großen Fuge und den Thermometern in der Mauerachse. Der Berichterstatter fragt sich, ob hierbei die Betonmischung mitgewirkt hat oder ob diese Erscheinung der geringeren Masse des Betons zuzuschreiben ist. Der Beton der Sperrmauer und der unteren großen Fuge bestand nämlich aus 240 kg Zement, 800 l Kies, zur Hälfte etwa gequetscht, zur Hälfte rundkörnig, und 500 l Sand zu  $\frac{1}{4}$  gequetscht, zu  $\frac{3}{4}$  rundkörnig. Der Feinbeton der oberen Fuge bestand dagegen aus der Mischung 360 kg Zement, auf 1300 l Kies und Sand. Der Verfasser mißt der geringeren Betonmasse den Haupteinfluß bei. Die langsamere Abkühlung der Fuge  $J_4$  ist jedenfalls auf die großen Betonmassen zurückzuführen. Hier ist am 29. Dezember noch  $14^\circ$  Wärme vorhanden, während in Thermometer  $J_2$  die Temperatur auf  $-1.1^\circ$  gesunken ist. Die durch das Abbinden erzeugte Temperatur (Unterschied zwischen dem erreichten Höchstwert und der Anfangstemperatur des Betons beim Einlegen) war  $21^\circ$  bei



Thermometer 6, 25, 22, 21, 5 bzw. bei  $J_2$ ,  $J_3$ ,  $J_4$ , i. M.  $22,4^\circ$ . Der Höchstwert der Temperatur von  $40$ ,  $35,6$ ,  $36,9^\circ$  C wurde bei den Fugen  $J_2$ — $J_4$  nach 28, 22 und 63 Stunden erreicht.

Merriman hat für ein Mauerwerk 1:3 die Abbinde-temperatur zu  $50^\circ$  ermittelt, in der Talsperre für den Beton  $25,6^\circ$  innerhalb 15 Tagen.

Die an der Jogne-Talsperre während ihrer Ausführung vorgenommenen Messungen sind die ersten ihrer Art in diesem Umfange. Derartige Messungen sind allerdings in ihrer Zuverlässigkeit Umständen unterworfen, die diese beeinflussen: wie weitere Aufbringung frischen Betons, Einfluß der Außentemperatur durch den nassen Beton hindurch, da die Feuchtigkeit ein guter Wärmeleiter ist. An der Jogne-Sperre sind bei den oberen Fugen die äußeren Einflüsse allerdings einigermaßen ausgeschaltet, da die Fugen ja Wandungen älteren Betons besitzen, der einen schlechten Wärmeleiter darstellt und da sie gegen den Einfluß der Lufttemperatur auch durch die Abschlußquader einigermaßen geschützt sind.

Der Berichterstatter knüpft an die gegebenen Zahlen noch folgende Bemerkungen: Die Temperatur, bis der Beton ein fester Körper wird, lag nach den Beobachtungen zwischen  $28$  und  $40^\circ$ , je nach der Anfangstemperatur, die der Beton nach seiner Einbringung besaß (entsprechend der Temperatur der Materialien und des Wassers). Ob es einen Wert haben würde, Mittel zur Herabsetzung dieser Temperatur zu ersinnen, kann solange nicht beurteilt werden, als wir die Beziehungen zwischen Druck- bzw. Zugfestigkeit und Temperatur nicht kennen. Man müßte dazu auch unterscheiden können zwischen der Wärmeentwicklung bei der Hydratation des Zementes und bei der Bildung der Silikate, also der eigentlichen Erhärzungswärme. Jedenfalls aber ist es sicher, daß mit Rücksicht auf das Schwinden eine möglichst niedrige Abbinde-temperatur erwünscht wäre. Die Schwindung beruht allerdings auf 2 verschiedenen Vorgängen, einmal der auf physikalischen Ursachen beruhenden Zusammenziehung, die sich aus der Abkühlung der Massen ergibt, das andere Mal auf der

Volumenänderung, positiv oder negativ, die die molekulare Umgestaltung begleitet, die aus der weichen Masse des flüssigen Betons einen starren Block macht. Da wir über die chemische Zusammensetzung des Mörtels bei Anfang und Ende des Abbindens keine genaue Kenntnis haben, so beschränken sich die Betrachtungen lediglich auf die physikalischen Ursachen, d. h. die Volumenänderung durch Senkung der Temperatur. Die außerordentlich lange Zeitdauer, die nötig ist, um die Teile der Talsperren mit großen Massen entsprechend abzukühlen, zeigt jedenfalls, daß für die Ausschaltung von Rissen Fugen während der Ausführung nur dann einen Wert haben, wenn sie sehr lange offen gehalten werden. Ebenso muß die Breite der Fugen in einem bestimmten Verhältnis zur Masse der Sperre stehen, damit eine solche Wärmeverteilung möglich wird, daß am Schlusse des Temperatur-Ausgleiches der Massen keine zu großen Spannungen entstehen.

## 2. Messung der Temperatur während der Abkühlung der Sperrmauer.

Nach Merrimans Beobachtung an der Boonton-Sperre waren die Temperaturerhöhungen infolge des Abbindens des Betons erst nach 12 Monaten ausgeglichen. Die Betonierungsarbeiten bis + 800 waren bei der Jogne-Talsperre am rechten Ufer und in der Mitte am 4., am linken Ufer am 24. September 1920 beendet. Von Mitte November 1920 bis 31. Mai 1921, also auf die Dauer von reichlich 6 Monaten, sind dann Temperaturmessungen angestellt worden, so daß also ein großer Teil der Mauer sich in dieser Zeit bereits im Stadium der Abkühlung befand. Man müßte diesen Vorgang aber auf eine sehr lange Zeit hinaus verfolgen, um genaue Zahlen für die Wärmeleitfähigkeit des Betons sowie seinen Ausdehnungskoeffizienten zu gewinnen und den Wert der bestehenden Vorschriften feststellen zu können. Nach dieser Richtung genügt die bisherige Ausdehnung der Versuche nicht, sie geben aber ein interessantes Bild darüber, wie sich die Mauer unter dem Einfluß von Luft und Wasser abkühlt.

Um diese Vorgänge deutlich in die Erscheinung treten zu lassen, sind vier verschiedene Zonen der Mauer untersucht worden. Die erste umfaßt den untersten stärksten Teil bis + 753 mit den Thermometern der Reihe A (Abb. 2 in Nr. 17), d. h. der schon 1919 ausgeführt ist, so daß hier eine völlige Ausschaltung der Abbinde-wärme angenommen werden kann. Die zweite Zone reicht von + 753—763 und ist in zwei Abschnitten betoniert. Die im März 1920 gefüllte Schwindungsfuge und der später hergestellte obere Teil der Mauer haben dem Beton wieder neue Wärme zugeführt. Hierhin gehört die Reihe B der Thermometer und N. 6 in der Fuge. Die 3. Zone umfaßt die Mauer von + 763—785, die während der heißesten Jahreszeit ausgeführt ist und daher die höchste Wärme entwickelt hat. Hierhin gehören die Thermometerreihen C und D. Von + 765 aufwärts wird die Mauer als Bogen betrachtet. Die letzte Zone von + 785 bis zur Krone schließlich ist am spätesten hergestellt, hat aber auch die geringsten Massen, so daß der Temperatureinfluß der Luft und des Wassers sich hier stärker geltend machen. In dieser Zone liegen die Thermometer E und F.

Der Bericht gibt für diese vier Zonen Temperaturkurven der verschiedenen Thermometerreihen und dazu für die gleiche Zeit die Kurven der mittleren Lufttemperatur. Wir beschränken uns darauf, die Kurven für die Thermometerreihe A im untersten, dicksten Teil der Mauer, für Reihe F im obersten dünnsten Teile und für die Luft in der Abb. 5—7 wiederzugeben. Außerdem ist in Abb. 8 die Wasserstandskurve für Februar bis Mai dargestellt.

In der Zone I sind die Thermometer der Reihe A durch Umschüttung des Mauerfußes bis zu mehreren Metern Höhe über der Lage der Thermometer gegen äußere Temperatureinflüsse besonders gut geschützt. Die Kurven zeigen im großen und ganzen eine langsame fortschreitende Abkühlung, wobei das Thermometer 3, d. h. das am tiefsten im Inneren liegende die höchsten Temperaturen zeigt, während die beiden nahe der Luftseite gelegenen, außerdem durch stärkere Umschüttung des Mauerfußes besser geschützten Thermometer höhere Temperaturen zeigen als die wasserseitigen. Von Mitte Dezember anfangend staut sich das Wasser am Mauerfuß an und das Thermometer 1 wird daher durch die Wassertemperatur stärker beeinflusst als durch die Lufttemperatur. Das Thermometer steht lange auf  $4^\circ$  C, der Temperatur der größten Wasserdichte. Der gesamte Temperaturabfall von November 1920 bis Mai 1921 ist nur  $6,5^\circ$  C sowohl für Thermometer 1 wie für das ganz im Inneren liegende Nr. 3. Der größte Unterschied der Thermometer desselben Querschnittes an einem Tage ist nicht mehr als 3 v. H.; er wechselt kaum.

Als in der Zone IV die Messungen aufgenommen wurden, war für die Thermometerreihe F die Abkühlung



sicher beendet, denn alle Thermometer zeigten im November eine niedrige Temperatur von nur  $5^{\circ}\text{C}$ . Die Thermometer sind noch etwa  $1\text{ m}$  überdeckt durch Beton und zeigen ziemlich die gleiche Temperatur an. Der größte Unterschied mancher Tage ist  $2,5^{\circ}$  und ist wohl hauptsächlich auf ungleiche Isolierung der Instrumente zurückzuführen. Das Wasser steigt in dieser Zeit nur bis  $+799$ , so daß die Thermometer nur beeinflußt werden durch die äußere Lufttemperatur. Sinkt die mittlere Lufttemperatur stark, so folgen alle 3 Thermometer der Senkung nach 5–6 Tagen. Das zeigt klar der Kurvenverlauf im November und April. Der Zeitabstand des Maximums der

auf den ersten Blick, als ob diese zu verwerfen seien. mindestens, wenn man dem Bauwerk nicht die Zeit läßt, sich abzukühlen, ehe man die Fugen schließt. Aber die Notwendigkeit, der Schwindung entgegenzuarbeiten, bleibt bestehen, und das einzige Mittel dagegen ist trotz allem die Fuge, deren Anordnung und Weite studiert werden muß in Beziehung auf die größte Temperatur beim Abbinden und die Dauer der Abkühlung. Die Ausführung des Werkes läßt eine gewisse Verteilung des Fortschreitens zu, geregelt durch die Temperatur des Betons; sie hat den Zweck, einen Ausgleich zu schaffen zwischen der Wirkung der Abkühlung des Mauerbogens und der Wirkung der Erhitzung der Fuge.

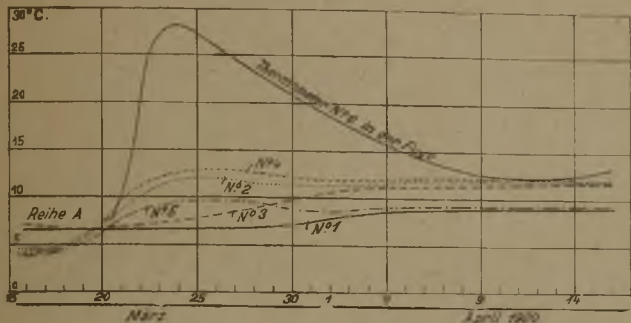


Abb. 3. Temperaturkurven beim Abbinden des Betons.

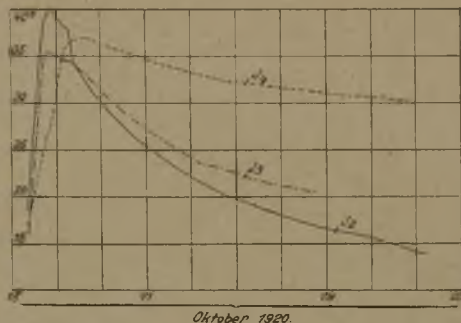


Abb. 4. Temperaturkurven beim Abbinden des Betons in den oberen Fugen.

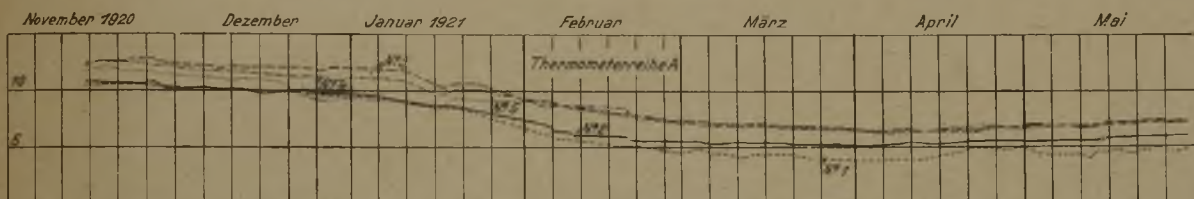


Abb. 5. Temperaturkurven für das Innere der Sperrmauer in dem untersten, zuerst hergestellten Teil.

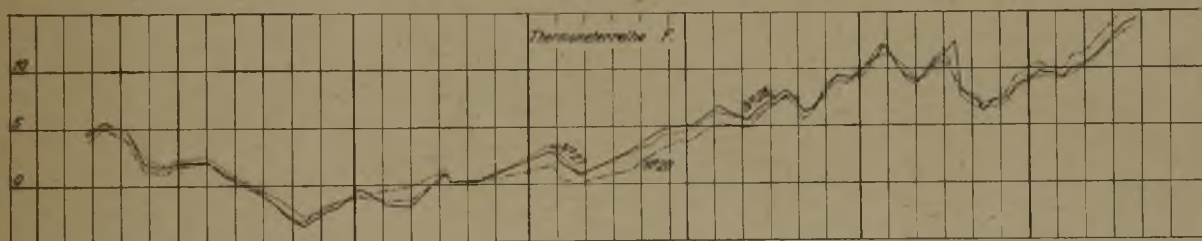


Abb. 6. Temperaturkurven für das Innere der Sperrmauer in dem obersten, dñnsten, zuletzt hergestellten Teil.

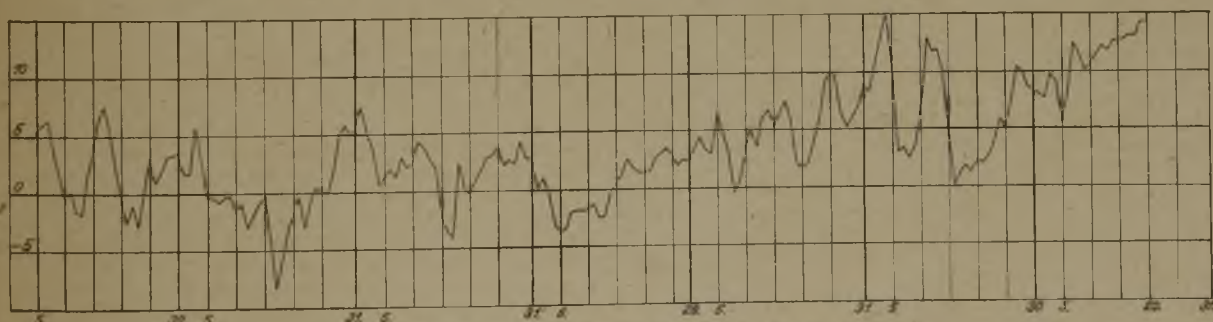


Abb. 7. Kurve der mittleren Lufttemperatur.

Temperatur in Luft und Beton ist nicht so deutlich zu bestimmen. Der Beton hat den Einfluß auf die Thermometer abgeschwächt, die nur einen mittleren Wirkungsgrad zeigen. Die Herabsetzung der Temperaturunterschiede der Luft im Beton ist sehr bedeutend. Die extremen Lufttemperaturen waren im Dezember  $6^{\circ}$ ,  $-8^{\circ}$ ,  $6^{\circ}$  im Beton. im gleichen Monat nur  $2^{\circ}$ ,  $-3^{\circ}$ ,  $-0,5^{\circ}$ , also äußerer Temperaturunterschied  $14^{\circ}$ , im Beton nur  $5^{\circ}$ . Der gesamte Temperaturunterschied vom November bis Mai ist  $18^{\circ}$ .

#### Schlußfolgerungen.

a) Die hohen Temperaturen, bis zu denen die Masse des Betons kommt, die langsame Abkühlung, die sich auf lange Monate ausdehnen kann, lassen die Frage nach der Nützlichkeit der Kontraktionsfugen aufwerfen. Es scheint

Die Messungen haben es gestattet, diese Frage aufzuwerfen und den allgemeinen Weg ihrer Lösung zu zeigen, aber die sind zu unvollkommen, zu stückweise, zu abhängig von Einflüssen, die nicht geschätzt werden können, um das Problem jetzt gleich beim ersten Male zu klären und genaue Lösungen geben zu können. Die Messungen sollen daher, sobald sich die Gelegenheit dazu bietet, wieder aufgenommen werden. Der Anfangszustand, Zusammensetzung und Alter des zuerst eingebrachten, erhärteten Betons, die Zufuhr frischen Betons, sind auch Elemente, deren Einflüsse im einzelnen verfolgt werden müssen hinsichtlich der Steigerung der Temperatur. Die endgültige Auswertung der Messungen macht außerdem die Kenntnis von Großen erforderlich, die nur im Laboratorium ermittelt werden können.



In Zukunft werden solche Messungen durch die ganze Dauer der Ausführung einer solchen Mauer durchgeführt werden müssen trotz der praktischen Schwierigkeiten, die groß, aber nicht überwindlich sind.

b) Die Abbinde-temperatur, die oben definiert wurde, scheint eine gewisse allgemeine Gleichmäßigkeit zu besitzen, was auch schon anderwärts gefunden wurde. Sie erreicht etwa 22° i. M. und ist charakteristisch für die thermischen Eigenschaften des Betons, die chemischen Reaktionen, die das Abbinden ausmachen. Fügt man dazu die Temperatur beim Anmachen der Betonmaterialien, so erhält man die Höchsttemperatur des Abbindens. Es besteht ein zweifelloses Interesse daran, diese Größe zu senken, indem man entweder vermeidet, während der heißen Jahreszeit zu betonieren, was aber nicht wirtschaftlich wäre, oder durch andere Vorgänge, die die Widerstandsfähigkeit und Elastizität des Betons nicht beeinträchtigen dürfen. Es besteht daher, wie schon hervorgehoben, auch ein besonderes Interesse daran, die Beziehungen zu kennen, die zwischen der Widerstandsfähigkeit des Betons und der Abbinde-temperatur besteht, und zwar müßten diese Beobachtungen ausgedehnt werden, sowohl auf die Zeit, während der die Temperatur steigt, wie die des Fallens.

c) Die beträchtliche Dauer der Abkühlungszeit im Vergleich zu der verhältnismäßig kurzen Zeit der ausgeführten Messungen gestattet noch keine endgültigen Schlüsse hinsichtlich der Leitfähigkeit und Ausdehnung des Betons. Es ist auch noch nicht möglich, eine Formel für das Eindringen der Temperatur in den Beton aufzustellen, d. h. die Tiefe anzugeben, bis zu welcher die Schwankungen der äußeren

Temperatur auf ein bestimmtes Maß ihrer Amplitude herabgesetzt werden. Fortgesetzte Messungen dürften hierzu aber die Handhabe geben, ebenso wie zur Aufstellung von Isothermen im Inneren der Mauer, wenn der Wasserspiegel einige Zeit konstant gewesen ist. Wie zu erwarten war, sind die Temperaturschwankungen schwach in der unteren Zone des Bauwerks, wenn einmal die Erkaltung hier beendet ist. In der oberen Zone wird sich die Schwankung der äußeren Temperatur mit großer Verringerung geltend machen, die mit der höheren Lage des lotrechten Querschnittes abnimmt.

Es interessiert hier noch, einige Zahlen aus späteren, noch nicht verarbeiteten Messungen an der Sperrmauer wiederzugeben. Sie stellen die Temperaturextreme der Sperrmauer im Winter und Sommer dar:

Reihe	Nr.	Temperatur	Tag der Messung	Temperatur	Tag der Messung	Unterschied
C	14	2°	22. 12.	12,2°	21. 9.	10,2°
D	17	2°	3. 3.	19,8°	8. 8.	17,8°
E	23	0°	22. 12.	21,4°	12. 8.	21,4°
F	25	-3°	31. 12.	23,5°	10. 8.	26,5°

Die Unterschiede sind also doch recht beträchtlich. Der Wasserspiegel bleibt dabei allerdings dauernd unter + 790, hat also seine erniedrigende und regelnde Wirkung auf die Mauertemperatur nicht ausüben können. Abgesehen von dieser Steigerung der Temperatur, die dadurch bedingt ist, rechtfertigen diese Unterschiede vollkommen die Hypothese, die als Grundlage für die Bewertung der Deformationen aus Temperaturschwankungen dienen. — Fr. E.

## Verhalten von Betonrohren im alkalischen Boden und Grundwasser.

(Amerikanische Erfahrungen mit Beton-Drainröhren.)



Während die reinen Alkalien (Kali, Natron, Ammoniak) auf erhärteten Zement ohne Einfluß sind, üben die alkalischen Salze z. T. zersetzende Wirkung aus, z. T. sind sie unschädlich, unter Umständen sogar für die Erhärtung günstig. Am gefährlichsten haben sich die Salze mit Sulfatcharakter erwiesen und zwar wird die Ursache der Zerstörung vor allem auf die Bildung eines Doppelsalzes im Zement zurückgeführt, das dann in den Poren auskristallisiert und eine sprengende Wirkung ausübt. Diese Erscheinungen waren zwar aus Laboratoriumversuchen schon seit längerem bekannt, sind aber im Betonbau vielfach insofern nicht genügend beachtet worden, als man den Boden und das Grundwasser, in die man Betonbauten und namentlich Betonrohre und Kanäle verlegen wollte, nicht vorher auf etwaige Beimengungen solcher Salze untersucht hat. Der bekannte Fall der Zerstörung eines Abwasserkanales bei Osnabrück, dann Erfahrungen der Emscher Genossenschaft mit ihren ausbetonierten Ableitungsgräben, die Zerstörung eines Brückenpfeilers in Magdeburg und ähnliche Fälle haben in den letzten Jahren in Deutschland die Aufmerksamkeit stärker auf diese Verhältnisse gelenkt. Erfahrungen in anderen Ländern dürften daher von Interesse sein.

In Nordamerika, namentlich in den westlichen Bezirken, wo es an geeigneten Tonen zur Herstellung von Tonröhren fehlt, hat man Betonrohre zu Wasserleitungen, Kanalisationen, Entwässerungsanlagen in großem Umfange verwendet. Bei Wasserleitungen ist man auch deswegen zum Betonrohr übergegangen, weil dieses höherem innerem Druck widersteht. Während man bei unbewehrten Betonrohren früher nicht über 5 m Druck ging, sind in neuerer Zeit Wasserleitungsrohre von 15—61 cm Durchmesser bis zu einem Druck von 8—12 m ausgeführt worden. Nun hat man bei Entwässerungsanlagen mit Betonrohren namentlich in Minnesota, wo der Boden starke Beimischungen von alkalischen Salzen enthält, z. T. die Erfahrung gemacht, daß Leitungen schon nach 4 Jahren vollkommen zerstört waren. Es sind daher von einer Reihe von amerikanischen behördlichen Körperschaften von 1913 beginnend, gemeinsame Untersuchungen in großem Maßstab angestellt worden, über die besondere umfangreiche Berichte herausgegeben wurden, die auszugsweise auch in die amerikanische Fachpresse übergegangen sind. Engineering News-Record\*) berichtete kürzlich über die bis 1920 festgestellten Ergebnisse und in der dänischen Zeitschrift „Ingeniøren“ vom 7. Oktober 1922\*\*) findet sich ein zusammenfassender Bericht, der eine Übersicht über die ganzen seit 1913 durchgeführten Versuche in Amerika gibt und sich auf die amtlichen Berichte stützt. Aus beiden Mitteilungen zusammen sind die beiden nachstehenden Angaben zusammengestellt.

\*) Drain tile tests show concrete affected by Alkali. —

\*\*) Betonrohrs Anwendung von Drainröhren. —

Den praktischen Versuchen gingen schon 1908 Laboratoriumversuche des „United States Geological Survey“ voraus. Im Jahre 1910 gingen diese Versuche an das „Bureau of Standards“ über, das 1912 in „Technological Paper N. 12“ die Ergebnisse veröffentlichte. Sie waren ungünstig in mancher Hinsicht und erwiesen die Notwendigkeit, praktische Versuche in größerem Maßstab durchzuführen, an denen sich die interessierten Landeskultur-Behörden, Zement- und Rohrfabriken-Vereinigungen usw. beteiligten. Es sollte durch diese Versuche festgestellt werden, ob die Salze allein an den Zerstörungerscheinungen Schuld sind, oder ob Überlastungen der Leitungen, Frost, Fabrikationsfehler usw. von Einfluß sind. Es wurden zu dem Zweck in 8 verschiedenen Entwässerungssystemen in Minnesota und Missouri, die in Gegenden mit alkalischen Bodenverhältnissen liegen, in im Betrieb stehende Entwässerungsleitungen Betonröhren von 20 cm Durchmesser und 31 cm Länge eingebaut, und zwar von Hand und mit Maschinen gestampft, in Mischung 1:1½ bis 1:4, mit erdfeuchtem bis fließendem Beton hergestellt und unter verschiedenen Verhältnissen erhärtet. Einzelnen der Rohre war bei der Herstellung 10 v. H. Ferrosulfat zum Mörtelwasser zugemischt, andere wurden nach der Entformung mehrmals in reinen Zementmörtel getaucht oder nach sechswöchentlicher Erhärtungszeit mit warmem Bitumen gestrichen. Im ganzen wurden 16 verschiedene Reihen von Rohrstücken hergestellt, und so eingelegt, daß sie leicht aufgegraben und untersucht werden konnten. An den betreffenden Stellen wurden zweimal jährlich Boden- und auch Wasseruntersuchungen durchgeführt, letztere sowohl hinsichtlich des in den Rohren abgeführten Wassers wie des Grundwassers zu beiden Seiten der Verlegungsstelle. Außerdem wurden Betonblöcke von 25.25 cm Querschnitt, 75 cm Höhe in Mischung 1:1, 1:3, 1:2½:5 gestampft und mit einem Ende in alkalischem Boden bzw. alkalisches Grundwasser eingesetzt.

Untersuchungen nach 3 Jahren zeigten schon bei allen Betonen stärkere Angriffe, z. T. Zerstörungen, die bei den ersten Berichten mehr auf chemische Zersetzung als auf die oben erwähnte sprengende Wirkung sich bildender Kristalle zurückgeführt wurden. Die auflösende Wirkung stieg mit der Konzentration der im Grundwasser aufgelösten Salze namentlich mit dem Gehalt an Sulfaten und Magnesium, Chloride und Carbonate scheinen weniger gefährlich zu sein.

Aus den Versuchsergebnissen wurde geschlossen, daß die Widerstandsfähigkeit mit der Dichte der Betonmischung wächst und daß Mischungsverhältnis und Herstellungsverfahren von großem Einfluß sind. Die besten Ergebnisse wurden bei dem nicht unter 1:3 herabgehenden Mischungen erzielt und wenn die Rohre mit so feuchtem Beton hergestellt waren, daß das Wasser beim Stampfen in der Form überfloß. Diese Herstellung hat allerdings den Nachteil, daß die Rohre nicht gleich entformt werden können.



Mit Maschinen hergestellte Rohre hielten sich besser als handgestampfte der gleichen Zusammensetzung.

Weder der Zusatz von Ferrosulfat zum Mörtel noch die äußeren Überzüge der Rohre haben die Zerstörung hindern können, sie haben höchstens aufschiebende Wirkung gehabt.

Bei den Betonblöcken zeigte sich, daß ein Angriff der Oberfläche des Betons geringerer Güte schon bei nur 0,2 v. H. Salzgehalt von Sulfatcharakter begann. Mit der Konzentration der Salzlösung wuchsen die Angriffe. Einer Lösung von 2—3 v. H. Salzgehalt, widerstand selbst der beste Beton nicht.

Die Versuchsergebnisse nach dreijähriger Beobachtungszeit sind 1917 im „Technological Paper N. 95“ veröffentlicht worden unter dem Titel „Durability of Cement Drain Tile and Concrete in Alkali Soils“. Aus diesem Bericht geht nach dem Befund der seiner Zeit angegriffenen Rohre hervor, daß Überlastung, Frost und ähnliche Ursachen an der Zerstörung der Leitungen, die stellenweise völlig zusammengebrochen waren, nicht beteiligt sind. Nach den Zerstörungserscheinungen war diese von der Außenseite her erfolgt und allmählich weiter nach dem Inneren fortgeschritten. In den schwersten Fällen schienen die Bindemittel vollständig verschwunden zu sein, so daß nur eine lose Masse kalkartigen Mörtels zurückblieb. Fast alle angegriffenen Rohre zeigten an der Unterseite Längsrisse, von denen aus die Zerstörung dann rasch fortgeschritten war. Es wurden eingehende Bodenuntersuchungen, Analysen des Drain- und des Grundwassers angestellt, die den Zusammenhang der Zerstörungserscheinungen mit dem Gehalt des Bodens an Salzen klar erkennen ließen, vor allem mit dem Gehalt an Sulfaten. Als gefährliche Grenze des Grundwassergehaltes an Salzen, des Sulfattyps wurden etwa 3,5 v. H. festgestellt. Überstieg die Beimischung 5 v. H., so erfolgte Zerstörung in kurzer Zeit. In einzelnen Fällen waren aber auch unterhalb dieser Grenze schon vollständige

Zerstörungen eingetreten. Der Bericht in Engineering News-Record, der sich auf den 3. offiziellen Bericht der Untersuchungskommission stützt, kommt zu dem Ergebnis, daß, wenn Betonrohre in einen Boden verlegt werden sollen, der mehr als 0,1 v. H. Sulfate enthält, schon eine sorgfältige Untersuchung der Umgebung der geplanten Leitung nötig ist, um festzustellen, ob nicht eine gefährliche Anreicherung des Grundwassers mit solchen Salzen aus der Nachbarschaft erfolgen kann.

Der Bericht schließt mit folgenden Schlußfolgerungen:

Gute Beschaffenheit der Baustoffe und gute Herstellung der Rohre ist eine Vorbedingung für ihren Widerstand gegen die Angriffe alkalischer Salze, besonders der Sulfate. Die Ausdehnung und Schnelligkeit der Zerstörung im Beton wächst naturgemäß mit der Konzentration der Salze, d. h. die Menge der vorhandenen löslichen Salze ist von entscheidendem Einfluß. In Beton mit Eiseneinlagen wurden die Zerstörungen z. T. unterstützt durch Rosten des Eisens und nachfolgende Sprengung des Betons durch die Rostbildung. Wo Betonkonstruktionen in alkalischem Boden ausgeführt werden sollen, sind sie durch Drainage und andere Mittel gegen die Einwirkung stark sulfathaltigen Sicker- und Grundwassers zu schützen. Da die Salzbeimischungen sowohl im Boden wie im Grundwasser sehr verschieden verteilt sind und in verhältnismäßig kleinen Abständen stark wechseln kann, so müssen rings um die geplanten Betonbauwerke sorgfältige Boden- und Wasseruntersuchungen angestellt werden, um die Menge der löslichen Salze genau festzustellen. Es genügt also nicht, das Grundwasser allein zu untersuchen, da auch aus den benachbarten Bodenschichten bei wechselndem Grundwasserstand oder infolge von Sickerwasser weitere lösliche Salze ausgelaugt werden können. Bei gleicher Konzentration haben sich die Rohre mit fetter, dichter Mischung am besten bewahrt. —

### Vermischtes.

**Eiserne Bogenbrücke mit Betonumhüllung der Rippen zum Schutz gegen saure Fabrikgase.** Im Staate Oregon in Nordamerika wird über den Willamettefluß, nach „Engineering News-Record“ vom 8. Juni 1922, eine eiserne Bogenbrücke von 110 m Spannweite der Stromöffnung mit anschließenden Viadukten ausgeführt, deren Eisenkonstruktionen, um sie gegen den Angriff schweflig-saurer Fabrikgase zu schützen, mit Hilfe der Zementkanone eine Betonumhüllung erhalten. Die Brücke ist für sehr schweren Straßenverkehr berechnet, und außerdem fordert der lebhafteste Verkehr auf dem Flusse eine weite Spannweite der Stromöffnung und ferner eine hohe Lage der Brückenbahn zur Erzielung der nötigen Durchfahrts Höhe. Die Fahrbahn schneidet etwa im oberen Drittel der Höhe durch den Bogen hindurch, sodaß sie zum Teil aufgehängt ist, zum Teil sich auf den Bogen stützt. Die Hauptspannung bilden zwei als elastische Bogen wirkende Bogenrippen in 6,7 m Abstand. Die Brücke hat einen Fahrdamm von 8,5 m Breite, die beiderseitigen Bürgersteige sind je 1,37 m breit über den Brückenenden, dagegen 2,27 m im mittleren Teil, wo der Bogen über die Brückenbahn emporragt.

Zur Anwendung der gewählten Bauweise ist man nach vergleichenden Entwürfen mit Hänge- und Auslegerbrücken, Fachwerkbögen und Eisenbetonbögen gekommen. Hängebrücken waren für den schweren Verkehr nicht geeignet, andere Systeme zu schwer zu umhüllen, eine Eisenbetonkonstruktion wegen der schwierigen Rüstung in dem bis 30 m tiefen Fluß zu kostspielig. Man entschied sich daher für die gewählte Ausführungsform. Zunächst wurde dabei noch eine Bauweise untersucht, bei der die Eisenrippen als Lehre für eine mittragende Betonrippe dienten, sodaß also Beton und Eisen zusammen im fertigen Bau die Spannungen aufnehmen. Bei der großen Spannweite konnte diese Einbetonierung aber nur stückweise vorgenommen werden, sodaß entweder die Arbeit nur in längeren Pausen ausgeführt werden konnte, um dem Beton Zeit zum Erhärten zu lassen, oder es würden im frischen Beton unzulässige Spannungen entstanden sein. Der Beton dient daher lediglich als Umhüllung, seine Anbringungsmöglichkeit bedingte aber eine entsprechende Ausbildung der Querschnitte der Brückenkonstruktion. Zunächst dachte man an ein Umgießen der Eisenteile mit Beton in Formen, entschloß sich dann aber zu einer Umhüllung mit Hilfe der Zementkanone; es wurden dazu möglichst einfache Querschnittsformen gewählt. Die Bogenrippen haben einfachen rechteckigen, kastenförmigen Querschnitt von solchen Abmessungen, daß ein Vermieten von innen und außen und auch eine Revision des Inneren durch Anordnung von Mannlöchern möglich wird. Alle Versteifungs-

winkel usw. liegen im Inneren, sodaß die Außenseite ganz glatt ist und leicht mit einem Drahtnetz als Träger der Betonmischung umhüllt werden kann. Die Bogenrippen werden mit provisorischen Gelenken im Scheitel und an den Kämpfern versetzt, sodaß sie während der Montage als 3-Gelenkbogen wirken. Die Bogenfüße und die unteren Bogenanteile werden dann unter Beseitigung der Gelenke voll ausbetoniert und allseitig umhüllt, dann wird der Bogen bis zum Scheitel fortschreitend ebenfalls umhüllt und gleichzeitig das Scheitelgelenk geschlossen. Die Bogenquerschnitte sind außen mit einem Drahtnetz umhüllt, auf das dann eine Gunithaut von 38 mm Stärke aufgebracht wird. Auf der Innenseite des Querschnitts wird ebenfalls eine 18 mm starke Gunithaut aufgespritzt. Wie die Bogenrippen, so werden auch die Hangestangen und Pfosten, die Brückenportale und das ganze Fahrbahngerippe mit Beton umhüllt. Fahrbahn und Bürgersteigplatte bestehen aus Eisenbeton, ebenso die Konstruktion der Zufahrten der Brücke. —

**Gebührenordnung der Sachverständigen vor Gericht.** Der Reichstag hat kürzlich eine Erhöhung der Sätze der „Gebührenordnung für Zeugen und Sachverständige vor Gericht“ angenommen, die seit langem völlig unzureichend geworden waren. Die Gebühr war, für ein im Termin abgegebenes Gutachten nach § 3 nur mit höchstens 20 M., und für schwierige Fälle mit höchstens 30 M. zu bemessen. Für Gutachten, die schriftlich abgegeben werden, steht ja nach § 4 dem Gutachter die Gewährung des „üblichen Preises“ für seine Leistung zu, falls ein solcher besteht, d. h. in Wirklichkeit vom Gericht als bestehend anerkannt wird. Für Architekten und Ingenieure kommt dann ihre G. O. in Betracht. Diese sieht seit 15. Oktober d. J. bereits einen Stundensatz von 500 M. vor.

Der Reichstag ist über die Vorlage der Regierung, die für Gutachten nach § 3 nur 150 M., in schwierigen Fällen nur 200 M. vorsah und mit letzterem Satz gerade die Höhe der Gebühr erreichte, wie sie vor einigen Monaten von der Handelskammer Berlin für bei ihr vereidigte Sachverständige bestand, noch etwas hinausgegangen und hat als obere Grenze der Gebühr jetzt 180 M. und 240 M. festgesetzt. Das bedeutet gegenüber dem letzten Vorkriegssatz vom 10. Juni 1914 nur das 50- bzw. 34fache, steht also in keinem Einklang mit den Teuerungsverhältnissen. Noch mehr im Argen lagen bisher die Entschädigungen für den Reiseaufwand der Sachverständigen. Die Regierungsvorlage sah hier eine Erhöhung auf 180 M. für den Tag ohne Übernachten in billigen, 240 M. desgl. in teureren Orten vor. Für Nachtquartier sollten  $\frac{1}{4}$  dieser Sätze berechnet werden dürfen. Der Reichstag hat den Aufwand bis höchstens 360 M. für den Tag heraufgesetzt. Für Nachtquartier soll ein angemessener Betrag, „der glaub-



haft gemacht wird“, vergütet werden. Die Tagessätze waren schon zur Zeit ihrer Festsetzung selbst in billigen Orten völlig unzureichend. Mit der Bestimmung hinsichtlich des Nachtquartiers beschreiten die Bestimmungen einen Weg, der den heutigen außergewöhnlichen Verhältnissen Rechnung trägt, allerdings auch zu neuen Streitigkeiten Veranlassung geben kann.

Entspricht also die G.O. in ihren Neufestsetzungen, deren weitere Regelung zur rascheren Anpassung an die Teuerungsverhältnisse übrigens nun nicht mehr eines vom Reichstag zu verabschiedenden Gesetzes bedürfen soll, sondern vom Reichsrat genehmigt werden kann, noch keineswegs den Teuerungsverhältnissen, so bedeutet sie gegenüber den bisherigen Sätzen doch immerhin einen bedeutenden Fortschritt.

Der AGO.-Ausschuß für die Gebührenordnung der Architekten und Ingenieure hat sich bemüht, höhere Sätze zu erreichen, seine Eingaben haben aber bei der großen Schnelligkeit, mit der die Vorlage erledigt wurde, keine Berücksichtigung mehr gefunden. Er hatte das Schwerkgewicht darauf gelegt, daß die nicht gerechtfertigte verschiedenartige Bewertung von im Termin abgegebenen Gutachten und schriftlichen Gutachten, also zwischen § 3 und 4 der G.O., fortfallen möchte. Von den Gerichten wird außerdem oft unter vollständiger Ignorierung des § 4 vielfach nur auf § 3 zurückgegriffen und danach auch der Wert der schriftlichen Gutachten bemessen. Hier immer wieder auf die G.O. der Architekten und Ingenieure hinzuweisen und ihre Anerkennung als „üblichen Preis“ zu

Firma Dr. Gaspary & Co., Markranstadt, durchaus einwandfrei und zu empfehlen.

Bei den Maschinen dieser Firma wird der Mörtel zunächst gründlich und schnell ohne große Anstrengung des Arbeiters durch eine durchbrochene leichte Schlagplatte verdichtet. (Abb. 1.) Die Durchbrechung ermöglicht die beste Entlüftung und damit die schnelle Verdichtung des Mörtels und zugleich auch die rascheste Wegschaffung des zuviel aufgegebenen Mörtels, die unbedingt nötig ist, um gleichstarke Dachsteine zu fabrizieren. Abb. 2 zeigt die bequeme Handhabung der auf einfachen Rollen hin- und herschiebbaren und auf- und abweglichen Schlagplatte. Durch Zurückschieben der Platte wird der Mörtel oberflächlich geglättet. Eine ganz sorgfältige Glättung oder Zuspachtelung aller Poren, wobei auch ein Teil des Zements an die Oberfläche gequetscht wird, erzielt man mit dem Gaspary-Federspachtel. Er ist ein fein gearbeitetes Instrument aus bestem Spezialstahl (Abb. 3). Seine Handhabung erfordert eine gewisse Fertigkeit (Abb. 4), die man in kurzer Zeit erlernt hat. Dieses Bearbeiten des Mörtels mit dem Federstahl bietet die völlige Sicherheit einer wasserdichten Oberfläche, gleichviel, ob diese mit oder ohne Zementfarbe hergestellt wurde. In letzterem Falle muß nur eine Kleinigkeit Zement, gemischt mit feinem scharfen Sand aufgegeben werden.

Dr. Gaspary wendet diese durch Jahrzehnte hindurch bewährte Arbeitsmethode nicht nur bei profilierten Falzziegeln, sondern auch bei glatten Biberschwänzen, rhombenförmigen Dachsteinen und ferner auch bei Firstziegeln an,



Abb. 1. Schlagplatte.



Abb. 2. Handhabung der Schlagplatte.



Abb. 3. Federspachtel.

Abb. 1—6.  
Geräte und Werkzeuge  
der Firma Dr. Gaspary  
in Markranstadt b. Leipzig.



Abb. 4. Handhabung des Federspachtels.



Abb. 5. Federspachtel für Biberschwänze, wasserdichte Zementröhren.



Abb. 6. Federspachtel zur Herstellung wasserdichter Firstziegel mit Wulst.

verlangen, ist Pflicht aller als Sachverständige vor Gericht herangezogenen Ingenieure und Architekten. Nur durch regelmäßige Durchfechtung der Ansprüche der Sachverständigen auf dem vorgesehenen Wege der Beschwerdeinstanzen kann der G.O. der Architekten und Ingenieure eine immer weiter gehende Anerkennung auch durch die Gerichte erkämpft werden. — Fr. E.

**Wasserdichte Zementdachsteine.** Zementdachsteine sind bekanntlich in ihren Scherben, d. h. in ihrer ganzen Masse nicht wasserdicht, denn sie werden zumeist aus einem Mörtel gearbeitet, der aus drei Teilen Sand und einem Teil Portlandzement besteht. Solche Mörtel können, das ist des öfteren nachgewiesen, trotz bester Kornzusammensetzung und sachgemäßesten Stampfens mit normalem Portlandzement nicht wasserdicht werden. Es muß also, um die unbedingt erforderliche Wasserdichte zu erzielen, der Bearbeitung der Oberfläche der Ziegel die größte Aufmerksamkeit gewidmet werden, denn dadurch entstehen kaum wesentlich größere Unkosten. In dieser Beziehung ist die Herstellung der Dachsteine nach der Arbeitsmethode der

um oben beste Ware zu erzielen und wie es leider bei Firstziegeln öfter noch geschieht, das Anstreichen mit Zementfarbe zu vermeiden. Farbe und Mörtel werden durch das Spachteln aufs innigste miteinander verbunden. Es muß aber sehr gut mit Zement gemischte Farbe verarbeitet werden, weil beim Spachteln sofort bemerkt wird, wie die Farbe gemischt ist, denn schlecht gemischte Farbe erzeugt Streifen. Abb. 5 zeigt einen Federspachtel für Biberschwänze und Abb. 6 zeigt die zur Herstellung wasserdichter Firstziegel mit Wulst erforderlichen beiden Federspachtel. —

Inhalt: Gründung mit ABEG-Beton-Bohrpfählen. (Schluß.) — Temperaturbeobachtungen an der bogenförmigen Sperrmauer von Montsalvens an der Jogne, frz. Schweiz. (Schluß.) — Verhalten von Betonröhren in alkalischem Boden und Grundwasser. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.  
W. Buxenstein Druckereigesellschaft, Berlin SW.