

COMMISSION INTERNATIONALE  
DES  
**GRANDS BARRAGES**  
DE LA  
CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

---

---

1<sup>er</sup> CONGRÈS

des

**GRANDS BARRAGES**

SCANDINAVIE JUIN-JUILLET 1933

---

**VOLUME I**

QUESTION 1<sup>a</sup>

---

DÉTÉRIORATION, PAR VIEILLISSEMENT,

DU BÉTON DES

**BARRAGES - POIDS**

---

---









COMMISSION INTERNATIONALE  
DES GRANDS BARRAGES  
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

I<sup>ER</sup> CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM-1933

QUESTION 1a

RAPPORT n° 1

**Altersschäden  
an Staumauern aus Bruchsteinmauerwerk  
oder Beton**

Von Baudirektor Dr. Ing. E.h. LINK, Essen.

*Einführung und Allgemeines. — Die konstruktive Durchbildung der deutschen Gewichtstaumauern, soweit sie für die Beurteilung von Altersschäden am Mauerwerk inbetracht kommt : a) Wasserseitige Dichtung, b) Wahl des Mörtels, c) Grundrissform und Dehnungsfugen. — Die chemischen Eigenschaften des Wassers in den deutschen Staubecken. — Der Befund : a) Altersschäden chemischer Art, b) Verwitterungserscheinungen an Bruchsteinmauern, c) Verwitterungserscheinungen an Betonmauern, d) Rissbildung. — Folgerungen für die Durchbildung künftiger Neubauten : a) Wahl des Mörtels, b) Sonstige Folgerungen für Bruchsteinmauern, c) Sonstige Folgerungen für Betonmauern. — Zusammenfassung.*

### 1.) *Einleitung und Allgemeines.*

Der Talsperrenausschuss des Deutschen Nationalen Komitees der Weltkraftkonferenz hat dem Verfasser die Bearbeitung der Frage Ia der deutschen Berichte zum ersten Kongress der internationalen Talsperrenkommission, der im Sommer 1933 in Stockholm stattfinden soll, übertragen. Das Thema lautete ursprünglich : « Altersschäden des in Schwergewichtmauern verwandten Betons ». Da es in Deutschland aus älterer Zeit nur zwei aus Beton hergestellte Staumauern gibt, wurde beschlossen, das Thema zu erweitern ; es lautet nunmehr : « Altersschäden an Staumauern aus Bruchsteinmauerwerk oder Beton. »

Der nachstehende Bericht beruht auf der Besichtigung von 52 Staumauern, womit die wichtigeren Anlagen sämtlich erfasst sind. Auch die neueren Anlagen wurden in die Betrachtung einbezogen. Nicht berücksichtigt sind die Entnahme- und Entleerungsbauten der geschütteten Dämme, hauptsächlich aus Zeitmangel, denn dem Grunde nach gehören auch diese Bauwerke hierher.

Von den besichtigten Staumauern liegen 23 im mittleren und unteren Rheinland, und zwar zehn im Wuppergebiet, elf im Ruhrgebiet, eine im Sieggebiet und eine im Hunsrück. Zwei liegen in der Eifel, und zwar im Niederschlaggebiet der Maas, vier im Schwarzwald, zwei im Wesergebiet, eine im Harz, drei im Thüringer Wald, zehn im Freistaat Sachsen und sieben in Schlesien. Ihrem Alter nach entfallen neun auf die Zeit vor 1900, und zwar ist die älteste, die Remscheider Talsperre, von 1891 bis 1893 erbaut worden. Diese Talsperren sind verhältnismässig klein ; die grösste von ihnen fasst 3,3 Millionen cbm. Von 1900 bis 1920 sind 28 der besichtigten Talsperren errichtet worden und nach 1920 vierzehn.

Als Baumaterial ist bei zehn der betrachteten Staumauern Beton verwandt worden. Davon entfallen auf die Zeit vor 1900 keine, 1900 bis 1920 zwei und nach 1920 acht. Von den letzteren ist eine als einzige in Deutschland als Pfeilerstaumauer aus Eisenbeton mit schräg liegenden Tonnengewölben ausgeführt. (Bei den kurzen Entnahmebauwerken der Erdstaudämme findet sich die aufgelöste Bauweise noch einige Male, zum Beispiel mit Bruchsteinpfeilern und senkrechten Bruchsteingewölben oder in gleicher Bauart, aber aus Beton mit äusserer Bruchsteinverkleidung). Von den übrigen sieben Betonstaumauern waren 1932 drei noch im Bau, jedoch kurz vor der Vollendung, unter ihnen die grösste deutsche Talsperre im Saaletal mit 215 Millionen cbm Fassungsraum. Von den neueren massiven Betonmauern sind zwei auf der Luftseite

mit Bruchsteinmauerwerk verkleidet, während fünf reine Betonmauern sind.

2.) *Die konstruktive Durchbildung der deutschen Gewichtstau-  
mauern, soweit sie für die Beurteilung von Altersschäden am  
Mauerwerk inbetracht kommt.*

a) Wasserseitige Dichtung.

Die älteren Gewichtstaumauern in Deutschland zeigen im Vergleich zu ausländischen Ausführungen zwei Besonderheiten. Beide gehen auf den Begründer des modernen deutschen Talsperrenbaues zurück, den Geheimen Regierungsrat Professor Dr. Ing. E. h. Intze in Aachen, der allein 19 der hier betrachteten Staumauern entworfen und gebaut hat. Es handelt sich einerseits um die Anordnung der wasserseitigen Schutzschicht, welche die Wasserdichtigkeit des Bauwerks gewährleisten soll, andererseits um die Wahl des für das Mauerwerk und den Putz zu verwendenden Mörtels.

Die wasserseitige Dichtungsschicht hat Intze nach Möglichkeit vor den Einwirkungen der Temperatur (Frost und Sonnenbestrahlung), sowie gegen mechanische Angriffe (Wellenschlag und so weiter) zu schützen gesucht. Seine Staumauern sind auf der Wasserseite mit einer wasserdichten Putzschicht überzogen, die noch einen zweimaligen Anstrich mit bitumenhaltigen Anstrichmitteln erhalten hat. Dieser Putz wurde dadurch den Witterungseinflüssen entzogen, dass die Mauer mit einer meist 1 : 1  $\frac{3}{4}$  geneigten, bis etwa zur halben Mauerhöhe reichenden Erdschüttung hinterfüllt wurde.

In der oberen Hälfte der Wasserseite tritt das Mauerwerk 60 bis 90 cm hinter die untere Flucht zurück. Die Aussenfläche wurde in gleicher Weise mit einem Dichtungsputz versehen wie der untere Teil, und dieser Putz durch eine 60 cm starke Bruchsteinmauer gegen äussere Beschädigung geschützt. Damit sich die Mantelmauer nicht von der Hauptmauer ablöst, greift sie mit zahlreichen senkrechten keilförmigen Verzahnungen, die von unten bis oben durchgehen, 30 cm tief in deren Rückwand ein. Bei Intzes Mauern ist demnach von der dichtenden Putz- und Anstrichschicht von aussen nichts zu sehen ; auch die wasserseitige Ansicht besteht aus Bruchsteinmauerwerk, vergleiche Abbildung 1, (Urftalsperre in der Eifel).

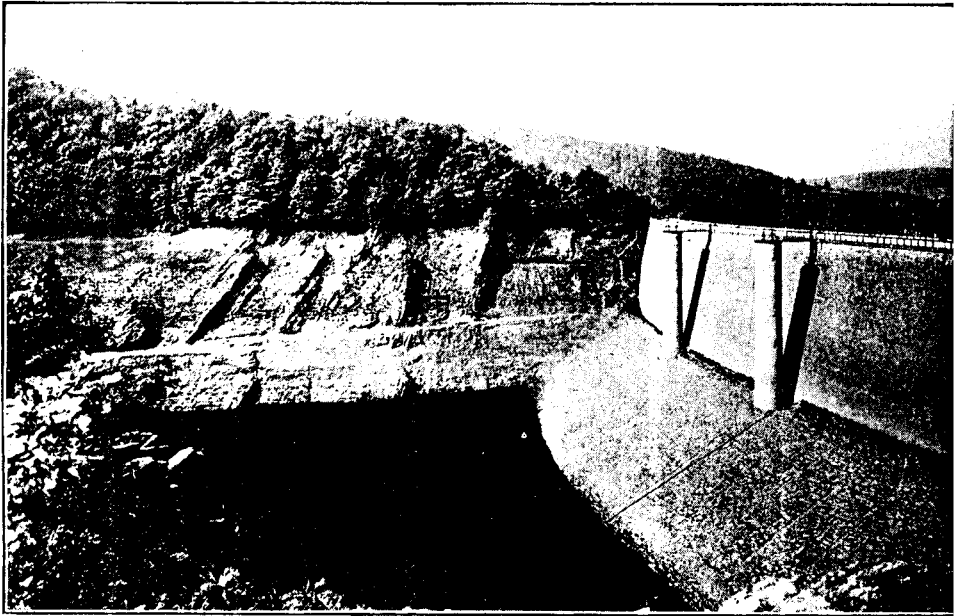


Abb. 1. — Urftalsperre trocken, im Jahre 1921.  
Höhe der Sperrmauer 58 m, Stauinhalt 4.5 1/2 Seeläche 216 ha.

Luftseitig von der Dichtungsschicht ordnete Lutze in 2 — 2 1/2 m gegenseitigem Abstand lotrechte Entwässerungsstränge an, welche das etwa durch Risse im Putz durchdringende Sickerwasser unschädlich nach den Betriebsstollen und weiter zum Fuss der Mauer ableiten.

Die Mehrzahl der auf diese Weise gedichteten und entwässerten Staumauern ist auf der Luftseite trocken geblieben. Wegen dieser günstigen Erfahrungen wurde der Gedanke der Verlegung der Hauptdichtungsschicht in das Innere der Mauer auch von den Konstrukteuren der später erbauten Bruchsteinstaumauern beibehalten. Man ging noch einen Schritt weiter und verlegte die dichtende Putzschicht auf der *ganzen* Höhe der Mauer in das Innere des Bauwerks, sodass der äussere Schutzmantel von der Felssohle bis zur Mauerkrone reicht. In der unteren Hälfte der Mauer ist er dann aussen nochmals verputzt.

Bei einigen Ausführungen in Sachsen und Schlesien ist der Schutzmantel nicht aus Bruchsteinmauerwerk, sondern aus Beton hergestellt und hat dann im allgemeinen aussen eine bis zum Stau-



spiegel oder bis zur Mauerkrone reichende Putzschicht, zuweilen auch einen Bitumenanstrich erhalten. Solche Mauern sind also von unten bis oben durch doppelte Putzschichten geschützt. Dabei hat man in mehreren Fällen die Rückwand der Mauer glatt ausgebildet mit Rücksicht auf eine bessere Herstellung der inneren Dichtungsschicht, und den Schutzmantel an sie angelehnt. Es bedarf dann besonderer Vorsichtsmassregeln gegen das Abplatzen des Mantels bei den verschiedenen grossen elastischen Bewegungen der starken Hauptmauer und des dünnen Mantels.

Die oben erwähnte Erdhinterfüllung bis höchstens zur halben Höhe der Mauer ist auch nach Intze noch einigemal angewandt worden. Sie gilt aber heute als veraltet, weil sie die angreifenden Kräfte vergrössert, den unteren Teil der Mauer der Beobachtung entzieht und etwa dort notwendig werdende Instandsetzungen erschwert.

Von den beiden zwischen 1900 und 1910 erbauten Betonstau-  
mauern ist die eine in gleicher Weise wie die Bruchsteinmauern behandelt worden. Die Dichtungsschicht liegt 60 — 90 cm von der wasserseitigen Aussenfläche im Innern und ist durch einen entsprechend starken Mantel geschützt. Er besteht auch in diesem Fall aus Bruchsteinmauerwerk, ebenso der oberste Teil der Luftseite. Man hat damals bei Staumauern das Bruchsteinmauerwerk dem Beton unbedingt vorgezogen und letzteren nur angewandt, wenn nicht genügend geeignete Steine für eine durchgehende Ausführung als Bruchsteinmauer vorhanden waren.

Auch bei der zweiten Betonmauer hat man nur notgedrungen auf die Ausführung in Bruchsteinmauerwerk verzichtet. Es handelt sich um eine Talsperre zum Hochwasserschutz in Schlesien, deren Staubecken sich nur bei grösseren Fluten mehr oder weniger mit Wasser füllt, worauf es bei sinkendem Zufluss sich durch den stets offenen Grundablass selbsttätig wieder entleert. Die Mauer steht also den längsten Teil des Jahres trocken. Das Betonmauerwerk ist auf der Luftseite sorgfältig mit dem Stockhammer bearbeitet worden. Auf der Wasserseite liegt die dichtende Putzschicht auf der Aussenfläche des Betons; sie ist nicht gestrichen. Beide Mauern sind im Grundriss gekrümmt und haben keine Dehnungsfugen. Die Ausführung in Beton erfolgte in der damals allein üblichen Weise aus Stampfbeton in dünnen Lagen.

#### *b) Wahl des Mörtels.*

Eine zweite Besonderheit der deutschen Staumauern besteht darin, dass die meisten von ihnen nicht in reinem Zement- oder

hydraulischem Kalkmörtel errichtet sind, sondern unter weitgehender Verwendung von *Trass* als hydraulischem Zuschlag. *Trass* ist ein im linksrheinischen Eifelgebirge gewonnenes vulkanisches Tuffgestein, das fein gemahlen dem Mörtel zugesetzt wird. Es hat Aehnlichkeit mit der italienischen Puzzolanerde oder der griechischen Santorinerde.

Bei Talsperrenbauten wird *Trassmörtel* in zweierlei Art gebraucht, als *Kalktrassmörtel* oder *Zementtrassmörtel*. *Kalktrassmörtel* besteht aus gelöschtem Fettkalk, *Trass* und Sand. Er hat die Eigenschaft, durch die chemische Verbindung zwischen der Kieselsäure, die den wesentlichen Bestandteil des *Trasses* bildet, und dem Kalk sehr fest und dicht zu werden. Ein besonderer Vorteil liegt darin, dass der *Kalktrassmörtel* verhältnismässig langsam abbindet und infolgedessen, frisch angemacht, mässigen Frost ohne Schaden übersteht. Durch das langsame Abbinden wird auch das Vermauern der Bruchsteine erleichtert. Eine weitere Eigenschaft des *Trasses* besteht darin, dass er die Zugfestigkeit des Mörtels erhöht, ihn geschmeidig und zäh macht und dadurch die Bildung von Rissen bei den unvermeidlichen Bewegungen der Staumauer erschwert.

*Kalktrassmörtel* ist meist in dem Mischungsverhältnis 1 Raumteil Fettkalk, 1 ½ Raumteile *Trass* und 1 ¾ Raumteile scharfer Sand verwendet worden. Spätere Untersuchungen haben gezeigt, dass man mit dem Sandzusatz weiter gehen kann, bis zur Mischung 1 : 1 1/2 : 2 1/2, ohne die guten Eigenschaften des *Trassmörtels* zu beeinträchtigen.

Es liegt auf der Hand, dass man mit dem *Trasszusatz* zum Mörtel um so sparsamer war, je weiter die betreffende Talsperre von den Gewinnungsstätten des *Trasses* entfernt lag. Demnach hat man bei den sächsischen und schlesischen Talsperren *Zementmörtel* verwendet, dem nur ein verhältnismässig kleiner Zusatz von Fettkalk und *Trass* gegeben wurde. Als Beispiel sei die Mischung 1 Zement, 1/2 Fettkalk, 1/2 *Trass* und 5 Sand genannt.

Der dichtende Verputz und ebenso die Ansichtsflächen des Mauerwerks wurden bei den älteren rheinischen Talsperren meist aus einer Mischung von *Trass-* und *Zementmörtel* hergestellt, zum Beispiel 1 Teil *Trassmörtel* 1 : 1 1/2 : 1 3/4 und 2 Teile *Zementmörtel* 1 : 2. Diese Mischung hat aber nach dem Erhärten noch einen Ueberschuss an ungebundenem Aetzkalk, denjenigen Teil nämlich, der aus dem Zement stammt. Folgerichtig hat man deshalb später *Trasskalkmörtel* und *Zementtrassmörtel* gemischt, wobei auf einen Teil Zement 1/2 Teil *Trass* zu nehmen ist. In Schlesien ist mehrfach

für Putzmörtel die Mischung 1 Zement,  $\frac{1}{2}$  Trass und 2 Sand verwandt worden, also ohne Kalk.

Daran, dass der Talsperrenmörtel auch gegen chemische Angriffe aggressiven Wassers möglichst widerstandsfähig sein soll, hat man bei der Auswahl der Baustoffe für die älteren deutschen Staumauern noch nicht gedacht ; diese Gefährdung des Mörtels war damals noch wenig bekannt. Es ist aber Tatsache, dass der Trassmörtel auch in dieser Beziehung günstige Eigenschaften besitzt. Es wurde schon angedeutet, dass Zementmörtel beim Abbinden und Erhärten freien Aetzkalk abspaltet, und dieser Bestandteil des Mörtels ist es, auf den sich der Angriff sehr weichen, chemisch reinen oder durch Beimischung von Säuren oder Salzen aggressiv gewordenen Wassers richtet. Da nun der Trass die Eigenschaft hat, freien Aetzkalk in kieselsauren Kalk überzuführen, so wird Kalkmörtel und Zementmörtel durch Trasszusatz gegen chemische Angriffe des Wassers widerstandsfähiger.

Nur drei der älteren Staumauern sind ohne Zusatz von Trass aus « verlängertem Zementmörtel » erbaut worden, einer Mischung von Zement, Fettkalk und Sand. Die Mischungsverhältnisse waren 1 Teil Zement, 1 Teil Kalk und 5 Teile Sand, bei der zweiten 1 Teil Zement,  $\frac{1}{2}$  Teil Kalk und 5 Teile Sand, bei der dritten 1 Teil Zement, 0,2 Teile Kalk und 3 Teile Sand. Die eigentliche Dichtungsschicht liegt auch bei diesen drei Mauern im Innern, ist also dem unmittelbaren Angriff des Wassers entzogen.

### *c) Grundrissform und Dehnungsfugen.*

Zum Schluss ist bezüglich der konstruktiven Durchbildung der deutschen Staumauern zu erwähnen, dass die Bruchsteinmauern und die beiden älteren Betonmauern im Grundriss gekrümmt sind und demzufolge keine Dehnungsfugen besitzen. Nur eine sächsische Bruchsteinmauer aus neuester Zeit ist wegen der leichteren Herstellung von Kranbahnen aus gradlinig angelegt worden und hat demnach auch Dehnungsfugen erhalten. In der luftseitigen Ansicht sind diese nicht sichtbar ; das Mauerwerk ist in einheitlichem Verlaufe durchgeführt.

### *3.) Die chemischen Eigenschaften des Wassers in den deutschen Staubecken.*

Bei den Besichtigungen wurde eine Reihe von Wasserproben aus den Staubecken entnommen. Die später in Auftrag gegebene chemische Beurteilung konnte die Frage, inwieweit die Wasser-

proben gegen Mörtel oder Beton aggressiv sind, nicht mehr klären, denn die Untersuchung auf aggressive Kohlensäure muss, wenn sie zuverlässig sein soll, unmittelbar nach der Entnahme stattfinden. Immerhin konnte ein allgemeines Bild gewonnen werden. Bei drei der untersuchten achtzehn Wasserproben lag der pH-Wert unter 7,0, diese Proben waren also sauer, die übrigen fünfzehn neutral oder alkalisch. Hierin kommt unter anderem der grosse Unterschied gegenüber den Stauwässern der norwegischen Talsperren zum Ausdruck. Dort waren die 21 untersuchten Proben von Talsperrenwasser ohne Ausnahme sauer.\*) Das Minimum des pH-Wertes lag in Norwegen bei 5,7, in Deutschland bei 6,5. Die Karbonathärte der deutschen Wasserproben schwankte zwischen 5,60 und 1,12 und betrug im Mittel der achtzehn Proben 2,7. Die Talsperrenwässer sind also, wie zu erwarten war, meist sehr weich. Die Feststellung des pH-Wertes in Verbindung mit einer überschläglichen Prüfung (Reaktion gegen Rosolsäure) ergab, dass fünf Proben bezüglich ihres mörtelangreifenden Verhaltens « verdächtig » sind, davon drei in erhöhtem Mass. (Es ist aber damit nicht bewiesen, dass die übrigen Proben unverdächtig sind.) Die betreffenden fünf Talsperren seien hier genannt : Talsperre bei Lehmühle (Sachsen), Talsperre bei Vöhrenbach (Schwarzwald), Dreilägerbachtalsperre (Eifel), Queisstalsperre bei Marklissa (Schlesien), Ederfalsperre (Wesergebiet).

Im ganzen harret das Thema : « Inwieweit sind die Stauwässer der deutschen Talsperren gegen Mörtel und Beton aggressiv » noch der Bearbeitung. Verschiedene Einzeluntersuchungen liegen vor und zeigen zum Teil aggressives Verhalten des Wassers. Es ist anzunehmen, dass sich bei näherer Untersuchung auch Unterschiede zeitlicher Art ergeben werden, je nach dem die Staubecken zum ersten Mal gefüllt werden oder schon lange im Betrieb sind, ob sie voll oder nahezu geleert sind, ob Hochwasser, Mittel- oder Niedrigwasser zufließt, und so weiter.

#### 4.) *Der Befund.*

##### a) *Altersschäden chemischer Art.*

Ueberraschender Weise wurde festgestellt, dass der bitumenhaltige doppelte Dichtungsanstrich, der bei fast allen Talsperren

---

\*) Den Norske Ingeniørforenings Betonkomité, Meddelelse Nr. 1, Oslo 1930.  
(Betonkomité des norwegischen Ingenieurvereins, Mitteilung Nr. 1, Seite 131.)

als Aussenanstrich von Putzflächen der Staumauern oder von Bedienungstürmen angewandt worden ist, sich sehr schlecht gehalten hat. Die Zerstörung war vielfach so weit fortgeschritten, dass man von dem Anstrich überhaupt nichts mehr vorfand. An anderen Stellen waren noch kleine Reste zu sehen, aber von einem Schutz des darunterliegenden Putzes konnte keine Rede mehr sein.

Wie sich der Dichtungsanstrich auf den durch die Bruchstein- oder Betonverblendung überdeckten inneren Dichtungsflächen gehalten hat, ist nicht bekannt. Kein Besitzer einer Staumauer hätte sich bereit gefunden, zur Feststellung des Zustandes der inneren Schutzschicht ein Loch aus der wasserseitigen Stauwand ausbrechen zu lassen, wobei die Schutzschicht Gefahr lief beschädigt zu werden.

Es gibt nur einen Fall, wo ein Teil der inneren Schutzschicht zeitweise freigelegt worden ist. Die 1902-1904 erbaute Ennepetal-sperre im Ruhrgebiet ist 1912 zum Zweck der Vergrösserung des Stauraums durch einen Aufbau erhöht worden, und bei dem dadurch notwendig gewordenen Abbruch des obersten Teils der Mauer kam ein Teil der damals acht Jahre alten Dichtungsfläche wieder zum Vorschein. Der Zustand nicht nur des Putzes, sondern auch des Anstrichs war damals gut, Verletzungen waren nicht zu bemerken.

Um den Zustand von Anstrich und Putz im Bereich der wasserseitigen Erdhinterfüllung kennen zu lernen, liess der Bericht-ersteller an einer 25 Jahre alten Talsperre des Ruhrgebiets die Hinterfüllung so weit aufgraben, dass die Dichtungsschicht sichtbar wurde. Der Anstrich war zu 50 bis 60 % verschwunden, der Putz dagegen war unverletzt und rissfrei. Da bei der gleichen Talsperre von dem Aussenanstrich der Türme überhaupt nichts mehr vorhanden war, ist anzunehmen, dass die Zerstörung der bitumenhaltigen Anstriche teils durch chemische und teils durch mechanische Einwirkung erfolgt. Der Anstrich wird durch das weiche Talsperrenwasser angegriffen, und durch die Wirkung von Wellenschlag und Frost wird eine weitere Ablätterung und Wegführung der beschädigten Anstrichhaut herbeigeführt. Zu dem gleichen Schluss führt die an drei Staumauern gemachte Beobachtung, dass kleine Teile der äusseren Putzflächen, die ursprünglich unter der Erdhinterfüllung gelegen hatten, später aber infolge des Setzens der Erde freigelegt worden waren, so gut wie keine Reste des ursprünglichen Anstrichs mehr aufwiesen.

Wesentlich günstiger als der Befund des Anstrichs war der des Putzmörtels selbst, soweit er auf den Aussenflächen des Mauerwerks sichtbar war. Grössere Schäden, die etwa auf chemische Zersetzung hinweisen, waren im allgemeinen nicht festzustellen.

Die äussere Haut des Putzes war häufig noch glatt. Zuweilen fühlte sie sich etwas rau und sandig an, war aber im übrigen hart und klingend. In solchen Fällen ist anzunehmen, dass nicht nur der inzwischen verschwundene Anstrich chemisch zersetzt worden ist, sondern auch die darunterliegende äusserste Putzhaut in 1 - 2 mm Stärke. Im ganzen ist aber diese Art der Beschädigung bisher geringfügig geblieben und hat vorläufig keine Bedeutung.

Nur zwei Fälle sind dem Berichtersteller bekannt geworden, wo der wasserseitige Putz stärker gelitten hat. Die eine dieser Staumauern wurde auf Seite 7 als solche erwähnt, bei der für das Mauerwerk Zementkalkmörtel ohne Zusatz von Trass verwendet worden ist. Bei der zweiten ist zwar die eigentliche Mauer in Zementkalktrassmörtel erbaut, als Putzmörtel wurden jedoch die Mischungen 1 Zement, 2 Sand und 1 Zement, 1 Sand, also ohne Trasszusatz, verwandt.

Bei der Staumauer, deren Mauerwerksmörtel und wahrscheinlich auch Putzmörtel aus Zement, Kalk und Sand bestand, war der äussere Putz im Lauf der Jahre mürbe und zerreiblich geworden und hat in ganzer Höhe ersetzt werden müssen. Bei der gleichen Talsperre war auch der Beton des Entnahmeturms auf grösseren Flächen bis auf 20 cm Tiefe zerstört worden. Der Turm wurde dann durch Umhüllung mit Eisenbeton mittels des Spritzputz- (Torkret-) verfahrens wieder instand gesetzt.

Für die zweite Staumauer lautet der Bericht der betreffenden Verwaltung auszugsweise wie folgt : « Bei der grossen Absenkung der Sperre im Jahre 1928 wurden starke Beschädigungen des Putzes des Betonmantels an der Wasserseite festgestellt. Der Putz wies 30 Blasen und 19 Fugen auf. Bei der weiteren Absenkung des Beckens wurde festgestellt, dass an mehreren Stellen diese hohlliegenden Putzstellen teilweise bereits abgefallen waren. Die Abblätterungen erstreckten sich auf Flächen von mehreren Quadratmetern Grösse. Der Mauerwerksmörtel an den beschädigten Putzstellen war auch schon an der Oberfläche angegriffen und zerstört, jedoch gingen die Zerstörungen nicht in grössere Tiefe. Als Ursache der Zerstörungen kann folgendes angenommen werden :

1.) Die Kornzusammensetzung des verwendeten Putzsandes war ungünstig. Es wurde hierzu gebrochener Sand verwendet.

2.) Der Putz wurde ohne Trasszusatz hergestellt.

3.) Das Wasser hat eine für den Putz ungünstige chemische Zusammensetzung. Die Gesamthärte beträgt etwa 1,4, die Karbo-

nathärte etwa 0,8° und die angriffsfähige Kohlensäure (CO<sub>2</sub>) etwa 3,0 mgr./Liter. »

Im Gegensatz zu diesen beiden Staumauern sind bei zwei der auf Seite 7 erwähnten Anlagen, die aus Zementmörtel mit Kalkzusatz ohne Trass erbaut worden sind, keine Beschädigungen des wasserseitigen Putzes bekannt geworden. Das Wasser der betreffenden Staubecken scheint also wenig aggressiv zu sein.

Die Tatsache, dass in den beiden einzigen Fällen, wo grössere Zerstörungen des Putzes auf der Wasserseite von Staumauern vorgekommen sind, der Putzmörtel keinen Trass enthielt, beweist hinreichend sicher, dass ein Zusatz von Trass oder verwandten Stoffen ein gutes Schutzmittel gegen solche Zerstörungen des Mörtels bildet, die durch chemische Einwirkungen aggressiven Wassers hervorgerufen werden.

Wichtig ist noch die folgende Beobachtung : Die beiden Stau-  
mauern, deren wasserseitiger Putz zeitweilig beschädigt war, sind dennoch auch vor der Instandsetzung auf der Luftseite völlig trocken geblieben. Die dem unmittelbaren Angriff des Wassers entzogene und sehr wahrscheinlich unverletzt gebliebene *innere* Dichtungsschicht hat für die Erhaltung der Wasserdichtigkeit des Bauwerks ausgereicht, ein Beweis für die Richtigkeit und die grosse Bedeutung dieses Konstruktionsgedankens.

#### *b) Verwitterungserscheinungen an Bruchsteinmauern.*

Nach den vorstehenden Ausführungen spielen im deutschen Talsperrenbau Altersschäden, die auf chemische Einwirkung des Wassers zurückzuführen sind, nur eine untergeordnete Rolle. Etwas anderes ist es mit Schäden durch Wellenschlag, Temperaturänderung, Schnee, Frost und so weiter, kurz gesagt, mit dem weiten Gebiet der *Verwitterungserscheinungen*. In dieser Beziehung waren verschiedentlich Beschädigungen festzustellen.

Betrachten wir zunächst die Wasserseite der Bruchsteinmauern, so ist zu unterscheiden zwischen solchen mit äusserer Putzfläche und Staumauern mit Schutzmänteln aus Bruchsteinmauerwerk ohne Verputz.

Im unteren Teil wasserseitig verputzter und normal unterhaltener Staumauern wurden keine Beschädigungen und nur in seltenen Fällen Risse in den Putzflächen vorgefunden. Dagegen ist es unausbleiblich, dass oberhalb des häufigsten Wasserstandes sich der Frost bemerkbar macht. Hier finden sich in den meisten Fällen im Putz Frostrisse (vielleicht auch Bewegungsrisse) in unregelmäßi-

ger Verteilung, oft bis zu einem mehr oder weniger dichten Netz, die zwar, wenn die Hauptdichtungsschicht im Inneren der Mauer liegt, nicht viel schaden, aber schlecht aussehen und schwer auszubessern sind.

Bei den wasserseitigen Schutzmänteln aus Bruchsteinmauerwerk zeigte sich vielfach die Wirkung des Frostes in Verbindung mit dem Wellenschlag des Stausees in einem Hohlwerden der Fugen. Diese Erscheinung tritt vor allem in der Höhe des häufigsten Wasserstandes auf, der etwa bei 80-85 v. H. der grössten Stauhöhe zu liegen pflegt. Hierbei ist auch die Lage der Staumauer von Bedeutung. Ist die Mauer den bei uns häufigsten und auch stärksten Winden aus Südwest ausgesetzt, so fanden sich zahlreichere und tiefere Auswaschungen des Fugenmörtels vor als bei einer Lage nach Norden oder Osten.

Auch auf der Luftseite der Bruchsteinmauern hat der Frost, wahrscheinlich begünstigt durch die Bewegungen des Mauerwerks, vielfach ein Hohlwerden der Fugen hervorgerufen. Man konnte, wenn auch nicht so häufig wie auf der Wasserseite, feststellen, dass einzelne Fugen hohl geworden waren, zum Teil bis auf 15 cm Tiefe.

Der heutige Befund der beiden Aussenflächen hängt natürlich ganz davon ab, welches Mass von Sorgfalt der Besitzer der Talsperre auf die Erhaltung eines guten Zustandes gelegt hat. Bei den meisten Talsperren werden solche Schäden bald nach dem Sichtbarwerden durch Ausfugen wieder hergestellt. Bei anderen Mauern hat man abgewartet, bis die hohlen Fugen verhältnismässig häufig geworden sind, und hat dann die ganze Mauer einheitlich ausgebessert. Vor Beginn einer solchen gründlichen Instandsetzung ist es vereinzelt soweit gekommen, dass auf der Wasserseite lose gewordene Steine aus dem Schutzmantel herausgefallen sind.

Bei den rheinisch-westfälischen Staumauern scheint spätestens nach etwa 20 Jahren ein gründliches Nachfugen der beiden Aussenflächen erforderlich zu werden. Der Berichterstatter hatte den Eindruck, dass die sächsischen und schlesischen Mauern, deren Aussenflächen in Zementtrassmörtel, mit geringem oder keinem Zusatz von Kalk, ausgefugt worden sind, sich bezüglich des Fugenmörtels als widerstandsfähiger erwiesen haben als die westdeutschen Mauern, für deren Aussenflächen Kalktrassmörtel in Verbindung mit Zementmörtel oder mit Zementtrassmörtel angewendet worden ist. Insbesondere zeigen erstere weniger die Neigung, sich auf der Luftseite durch Ansiedlung von kleinen Birken, Weiden, Farnen, Gräsern, Moos und so weiter zu begrünen. Der Kalk-



trassmörtel scheint solcher unerwünschten Vegetation gute Lebensbedingungen zu bieten.

Der Erhaltungszustand der äusseren Bruchsteinflächen hängt ausser von der Unterhaltung auch von der Sorgfalt ab, mit der beim Bau das Ausfugen vorgenommen wurde. Es gibt zwei Arten der Ausführung. Bei der einen werden die äusseren Steine von vornherein unter so reichlicher Mörtelverwendung versetzt, dass der Mörtel bis zur Aussenfläche vorquillt. Er wird dann unmittelbar im Anschluss an die Mauerung von aussen mit dem Fugeneisen fest eingedrückt und glattgestrichen. Diese Art des Ausfugens gilt als die bessere, weil ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen dem inneren Mörtel und dem der äusseren Fugen gewahrt bleibt. Bei dem anderen Verfahren bleiben die Fugen von aussen gesehen zunächst auf 8 - 10 cm Tiefe leer oder werden, wenn sie sich teilweise gefüllt haben, bis zu dieser Tiefe wieder ausgehauen. Dann erst wird das Mauerwerk auf grösseren Flächen von geübten Leuten einheitlich verfugt. Man hat dadurch den Vorteil, dass das Ausfugen mit dem Versetzen der Steine zeitlich nicht zusammenzufallen braucht.

Falsch ist jedoch ein Mittelding zwischen diesen beiden Ausführungsarten, wobei die Fuge zunächst nur bis vielleicht 3 cm von der Aussenfläche sich füllt und der fehlende Mörtel später von aussen nachgestrichen wird. Diese äussere Schicht friert später mit Bestimmtheit ab, fällt herunter oder liegt lose auf dem Mauerwerk. Der Berichterstatter ist auf diesen Punkt ausführlicher eingegangen, weil solche hohl liegenden äusseren Schalen des Fugenmörtels verhältnismässig häufig vorgefunden wurden.

Was die Erhaltung des eigentlichen Bruchsteinmaterials betrifft, so zeigen sich hierin grosse Unterschiede. Die schlesischen und sächsischen Talsperren sind aus Gneis-, Granit- oder Porphyrgestein errichtet, das der Verwitterung in vorzüglicher Weise widersteht. Bei den rheinisch-westfälischen Staumauern mussten Grauwacke-, Kalk- oder Sandsteine, zum Teil auch Tonschiefer im Aeusseren des Mauerwerks verwendet werden. Diese Sedimentärgesteine halten bekanntlich der Verwitterung weniger gut stand, und so kann man bei einigen Mauern bereits deutliche Zerstörungen an den Steinen selbst beobachten. Mehrfach ist es so, dass trotz sorgfälliger Auswahl einzelne ungeeignete Steine, zum Beispiel solche von stark schiefriger Struktur, in die Aussenfläche der Mauer hineingekommen sind ; diese sind dann schadhafte geworden, während der Hauptteil des äusseren Mauerwerks noch gut ist. In sehr vereinzelt Fällen hat die Verwitterung auch schon grössere Flächen er-

griffen, sodass die Mauer in absehbarer Zeit zu ihrem Schutz eine neue Verkleidung aus wetterbeständigem Bruchsteinmauerwerk erhalten müsste.

Im ganzen genommen kann man das Bild, das die deutschen Bruchsteinmauern bezüglich ihres Erhaltungszustandes bieten, als günstig bezeichnen. Es kann sogar hinzugefügt werden, dass manche in hervorragendem Gestein errichteten und gut unterhaltenen Stau-  
mauern sich heute von dem Zustand zur Zeit ihrer Erbauung kaum unterscheiden. Die Dichtigkeit, der Zustand des Mauerwerks und der Eindruck der ganzen Anlage ist vom Standpunkt des Ingenieurs aus vorzüglich.

*c) Verwitterungserscheinungen an Betonmauern.*

Für die Beurteilung der massiven Betonstaumauern kommen nur die beiden auf Seite 5 erwähnten Talsperren in der Eifel und in Schlesien inbetracht, die sieben anderen sind noch zu neu. Ferner soll die Pfeilerstau-mauer aus Eisenbeton im Schwarzwald berücksichtigt werden.

Das günstige Urteil, das oben über den Erhaltungszustand der Bruchsteinmauern abgegeben wurde, kann leider für die Betonmauern nicht gelten. Sowohl die Aussenfläche der Trinkwassertalsperre in der Eifel als auch die der Hochwasserschutztalsperre in Schlesien zeigten starke Verwitterung. Die Art wie diese auftrat, war in beiden Fällen verschieden. Beim Bau der Talsperre in der Eifel hat man etwa meterhohe Betonbänke in einheitlicher Arbeit hergestellt, wobei selbstverständlich die einzelnen Stampflagen niedriger waren, vielleicht 5 Schichten zu je 20 cm. Viele der hierdurch entstandenen wagerechten Arbeitsfugen von 1 m Höhenabstand waren auf der Luftseite durch die Verwitterung der Kanten deutlich erkennbar geworden, und zwar die untere Spitze stark abgerundet. In solchen Fällen war in der Regel auch der obere stumpfe Winkel des darunterliegenden Blocks rund geworden. Durch den Verwitterungsprozess waren die betreffenden Fugen mehrfach bis auf 10-15 cm Tiefe ausgehöhlt. Auch an manchen Schrägfugen, die vermutlich ebenfalls den Abschluss eines früheren Arbeitsvorganges darstellen, war der Beton zu beiden Seiten der Fuge abgerundet. Endlich gab es einige kleinere Flächen der Aussenseite, wo der Block selbst schon angegriffen und seine Oberfläche verwittert war.

Die hier erwähnte Talsperre kann insofern als ein Schulbeispiel für den Unterschied in der Erhaltung von Bruchstein- und

von Betonmauerwerk bei Staumauern dienen, als sie, wie schon erwähnt wurde, auf der Wasserseite mit Bruchsteinmauerwerk verkleidet ist, ebenso der obere Teil der luftseitigen Ansicht. Betonmauerwerk und Bruchsteinmauerwerk sind aus dem gleichen einwandfrei zusammengesetzten Kalkzementtrassmörtel hergestellt. Der Zustand des Bruchsteinmauerwerks, sowohl wasserseitig wie luftseitig, war nicht nur gut, sondern vorzüglich, es waren nicht die geringsten Beschädigungen zu erkennen. Demgegenüber muss man bei dem Zustand der äusseren Betonfläche in abschbarer Zeit mit Instandsetzungsarbeiten rechnen. Sie würden am besten darin bestehen, dass man die Mauer auch auf der Luftseite mit Bruchsteinmauerwerk verkleidet.

Das Staubecken der Betontalsperre in Schlesien ist während des grössten Teiles des Jahres leer. Die Mauer ist daher sowohl von der Wasser- als auch von der Luftseite her der Frostwirkung ausgesetzt. Auf der Wasserseite war der Putz auf grösseren Flächen abgefroren, er ist später mittels des Torkretverfahrens erneuert worden. Auf der Luftseite ist der Beton an vielen Stellen und auf grösseren Flächen stark verwittert. Die beginnende Zerstörung der Aussenhaut zeigt sich hier in der Weise, dass das Bindemittel zwischen den gröberen Zuschlagstoffen herausgefroren ist, wodurch die Aussenfläche der Mauer stark porös erscheint, etwa wie ein versteinertes Schwamm. Die Verwitterung hat den oberen Teil der Mauer weniger ergriffen ; hier sieht der Beton noch gut aus.

Die Erklärung für dieses verschiedene Verhalten des unteren und des oberen Mauerteils dürfte in folgendem liegen : Da das Staubecken nur selten und auch dann fast nie bis zur vollen Höhe mit Wasser gefüllt wird, tritt eine Durchfeuchtung des Mauerwerks von der Wasserseite her nur im unteren Teil ein. Dieser wird daher eher zur Verwitterung neigen wie der obere Teil. Es kommt hinzu, dass im Winter der Schnee auf der schrägen unteren Aussenfläche liegen bleibt. Dadurch findet hier eine starke Durchfeuchtung auch von der Luftseite her statt, durch welche die Verwitterung erneut begünstigt wird.

Die Pfeilerstaumauer aus Eisenbeton ist noch verhältnismässig neu ; sie ist 1924 fertig geworden. Bei der Besichtigung zeigte sich die Wasserseite, d. h. die Oberfläche der schrägliegenden Tonnengewölbe, in einwandfreiem Zustand. Diese Dichtungsfläche ist bei der Herstellung besonders sorgfältig behandelt worden, indem die Aussenfläche der Gewölbe nach erfolgtem Verputz nochmals mit einer dichtenden Haut aus Putz mit einer Einlage von Drahtgeflecht

versehen wurde. Auch der bitumenhaltige Dichtungsanstrich ist noch gut.

Die Luftseite des Bauwerks konnte weniger befriedigen. Zwar waren die Gewölbe im wesentlichen dicht, teils von Anfang an, teils nach erfolgter Zementeinpressung von der Luftseite her. Immerhin war eine Anzahl von feuchten Stellen vorhanden, die später zur Verwitterung Anlass geben werden. Weiter erscheinen gefährdet die Anschlüsse der Gewölbe an die Pfeiler, von denen auch einige feucht waren, ferner alle wagerechten und schrägen Flächen, auf denen im Winter Schnee liegt. Das sind vor allem die Oberflächen der wagerechten Verspannungsbalken zwischen den Pfeilern und die schrägen Flächen der verstärkten Pfeilerköpfe neben den Gewölbekämpfern. Bei aufmerksamer Prüfung konnte man an den meisten dieser schrägen oder wagerechten Flächen ein Rauhwerden des Betons als Beginn der Verwitterung erkennen. Im ganzen genommen muss man dieser hoch im Gebirge liegenden und strengen schneereichen Wintern ausgesetzten Pfeilermauer schon für eine nicht sehr ferne Zukunft stärkere Verwitterungsschäden voraussagen.

#### *d) Rissbildung.*

Auf Seite 7 war ausgeführt, dass die Bruchsteinmauern und die beiden älteren Betonstaumauern im Grundriss gekrümmt sind und daraufhin keine Dehnungsfugen erhalten haben. Man nimmt im allgemeinen an, dass Bogenmauern die unvermeidlichen Bewegungen unter Einfluss des Wasserdrucks und der Temperaturänderungen elastisch verarbeiten können und demnach von Rissen frei bleiben. Jedenfalls sind die Erfahrungen in dieser Beziehung günstig. Bis vor wenigen Jahren gab es in Deutschland nur eine Staumauer (im Westen), die einen Riss hatte, und zwar in der Mitte. Dieser war schon vor der ersten Füllung entstanden, als die Mauer kurz vor der Inbetriebnahme einen ungewöhnlich schweren Frost durchmachen musste. Später hat der überaus kalte Februar des Jahres 1920 bei zwei Bruchstein-Staumauern (im Osten) Risse hervorgerufen. Bei einer sind es zwei, an beiden Hängen, bei der anderen einer, ebenfalls ziemlich hoch am Mauerflügel. Die Risse sind nur für den erkennbar, dem sie gezeigt werden.

Die Wasserdichtigkeit der Mauer wurde in den beiden letztgenannten Fällen unabhängig von einander in sehr zweckmässiger Weise wieder hergestellt. In dem einen Fall wurde ein u-förmiger

senkrechter durchgehender Bügel aus Eisenbeton über den Riss gelegt und mit der Mauer verankert. Danach wurde der schmale rechteckige Hohlraum zwischen dem Bügel und der Mauer mit einer zähen Asfallmasse vergossen. Im anderen Fall wurden rechts und links vom Riss senkrechte  $\perp$  Eisen mit der Mauer verbunden. Der Riss wurde mit mehreren Lagen Asfallfilz überklebt, und über diese wurde eine Betonplatte gelegt, die durch die beiden  $\perp$  Eisen festgehalten wird. Der Erfolg war in beiden Fällen vollkommen. Diese Verfahren eignen sich auch für eine äussere Dichtung des wasserseitigen Austritts der Dehnungsfugen von Staumauern aus Guss- oder plastischem Beton.

Bei der Talsperre im Westen liessen sich solche Dichtungen nicht gut anwenden, weil sie eine völlige Entleerung des Staubeckens erfordert haben würden. Man hat den Riss dadurch unsichtbar und gegen Frost unempfindlich gemacht, dass man die Luftseite der Mauer an der betreffenden Stelle auf die Tiefe einer Steinschicht ausgebrochen und neu vermauert hat. Die geringfügigen Sickerwassermengen fliessen am Fuss der Mauer durch ein kleines Rohr unschädlich ab. Der Riss ist heute von aussen nur noch durch die verschiedene Farbe des alten und des neuen Mauerwerks erkennbar.

Im ganzen folgt aus diesen Erfahrungen, dass man bei bogenförmigen Bruchsteinmauern keine Dehnungsfugen anzuordnen braucht. Beispielsweise zeigt die längste deutsche Staumauer (im Ruhrgebiet), die 650 m lang und 40 m hoch ist, keinerlei sichtbare Risse. Ein Teil der Ingenieure glaubt allerdings nicht, dass überhaupt keine Rissbildung stattfindet. Sie nehmen vielmehr an, dass sich bei den Bewegungen der Mauer neben den einzelnen Bruchsteinen nach Bedarf feine, nicht sichtbare und unschädliche Haarrisse bilden, die sich im Winter öffnen und im Sommer wieder schliessen. In ihrer Gesamtheit ermöglichen sie es der Mauer, die pendelnde Bewegung, abwechselnd nach der Luft- und nach der Wasserseite, ohne Schaden durchzuhalten.

Von den beiden Betonstaumauern hat die in der Eifel keine Risse. Die Hochwasserschutztalesperre in Schlesien zeigt dagegen seit einigen Jahren sechs später ausgebesserte lotrechte Frostrisse in ganzer sichtbarer Höhe und in etwa 30-40 m Abstand, ein weiterer Beweis für die Tatsache, dass Betonmauerwerk weit mehr zu schädlicher Rissbildung neigt wie Bruchsteinmauerwerk, dass man also bei Betonstaumauern Dehnungsfugen nicht entbehren kann.

5). *Folgerungen für die Durchbildung künftiger Neubauten.*

a) *Wahl des Mörtels.*

Im vierten Abschnitt wurde festgestellt, dass die Dichtungsschichten der Staumauern, bei denen Zementtrassmörtel oder Zementkalktrassmörtel verwendet worden ist, sich gut gehalten haben, während Zementkalkmörtel oder reiner Zementmörtel ohne hydraulische Zuschläge sich in zwei Fällen weniger gut bewährt haben. Diese Erfahrung führt zu dem Schluss, dass das Mauerwerk und der Verputz von Bauteilen, die der Dichtung der Staumauer dienen sollen, vor allem die unmittelbar mit dem Wasser in Berührung kommenden, aus Mörtel mit hydraulischen Zuschlägen hergestellt werden sollten. Solche Teile sind die innere Dichtungsschicht, der wasserseitige Schutzmantel aus Bruchsteinmauerwerk oder Beton, der äussere Putz dieses Mantels, endlich der sogenannte Vorsatzbeton der neuzeitlichen Staumauern aus plastischem oder Gussbeton und sein Verputz.

Die gleiche Forderung kann für den eigentlichen tragenden Teil der Staumauern nach dem Ergebnis der Besichtigungen nicht erhoben werden. Es ist bewiesen, dass mit gutem Zementmörtel, ja sogar mit einem Mörtel, den man heute für weniger geeignet für Wasserbauten hält, nämlich Zementmörtel mit reichlichem Zusatz von Fettkalk, sich Staumauern erbauen lassen, die völlig dicht und sehr wetterbeständig sind. Selbstverständlich bleibt eine gute wasserseitige Dichtung Voraussetzung des Erfolges.

Für den Fugenmörtel der luftseitigen Ansichtsfläche der Bruchsteinmauern erscheint es zweckmässig, dem Zementmörtel nur gerade so viel Kalk zuzusetzen, dass der Mörtel für die Verarbeitung eine gewisse Geschmeidigkeit erhält. Ein Zusatz von Trass oder sonstigen hydraulischen Zuschlägen zum Mörtel des äusseren luftseitigen Mauerwerks ist zu empfehlen, um der Bildung der hässlichen weiss-grauen Flecken auf der Aussenwand durch Kalkausblühung oder Sinterung vorzubeugen.

Ist die Beschaffung natürlicher hydraulischer Zuschläge, wie Trass oder Puzzolanerde, nicht möglich oder wegen des weiten Transportes mit grossen Kosten verbunden, so können mit Aussicht auf guten Erfolg auch Ersatzstoffe verwendet werden. In erster Linie kommt hierfür feingemahlene Stahlroheisenschlacke in Betracht, ferner feingemahlene gebrannte Tonerde, wie Ziegelmehl oder auch geeignete Kesselschlacke, endlich fabrikmässig hergestellte Mischungen aus solchen Stoffen. Auch lassen sich durch

Vermahlen von Zement oder hydraulischem Kalk mit natürlichen oder künstlichen hydraulischen Zuschlägen gebrauchsfertige sehr kieselsäurereiche und dadurch gegen chemische Angriffe des Wassers widerstandsfähige Bindemittel gewinnen. Sorgfältige Ueberwachung solcher Baustoffe sowohl bei der Herstellung als auch vor der Verwendung ist dabei eine selbstverständliche Voraussetzung und Bedingung.

Zur Erzielung grösserer Widerstandsfähigkeit des Mörtels gegen chemische Zersetzung hat in den letzten Jahren in Deutschland der sogenannte Hochofenzement, dessen Hauptbestandteil feingemahlene basische Hochofenschlacke ist, im Talsperrenbau verbreitete Anwendung gefunden. Will man dem Hochofenzement noch hydraulische Zuschläge geben, so kann deren Menge im Vergleich zum Portlandzement wesentlich geringer sein.

#### *b) Sonstige Folgerungen für Bruchsteinmauern.*

Die Verlegung des wasserseitigen Dichtungsmantels in das Innere des Bauwerks hat sich so gut bewährt, dass man diese Art der Dichtung auch bei künftigen Ausführungen beibehalten sollte, und zwar so, dass der Dichtungsmantel schon auf der Felssohle beginnt. Von einer Erdhinterfüllung dürfte man wohl absehen. Der untere Teil des Dichtungsmantels wird aussen zweckmässig bis etwa Zweidrittel der Höhe verputzt, sodass in diesem Teil des Bauwerks zwei hintereinander liegende Dichtungsschichten vorhanden sind. Für den oberen Teil der wasserseitigen Ansicht zieht der Berichtersteller das Sichtbarlassen des Bruchsteinmauerwerks dem Höherziehen des Verputzes vor. Erfahrungsgemäss ist hier die innere Dichtungsschicht in Verbindung mit dem äusseren Schutzmantel für die Erhaltung der Wasserdichtigkeit völlig ausreichend. In der äusseren Wirkung ist das Bruchsteinmauerwerk dem Putz weit vorzuziehen, auch mit Rücksicht auf die bei letzterem unausbleiblichen Frostrisse.

Bezüglich der Zugehörigkeit des Dichtungsmantels zum tragenden Mauerquerschnitt gibt es zwei Auffassungen. Einige Ingenieure rechnen den Dichtungsmantel bei der statischen Untersuchung nicht mit. Diese Vorsicht ist sicher am Platze, wenn der Mantel mit dem Hauptmauerkörper nicht durch Verzahnung verbunden, sondern nur an ihn angelehnt wird. Wenn er jedoch durch genügend viele lotrechte, keilförmige Falze mit der Hauptmauer verzahnt wird, so kann er unbedenklich als ein Teil des tragenden Querschnitts angesehen werden.

Die Besichtigung der deutschen Staumauern hat ergeben, dass manche von ihnen schon stärkere Schäden, zum Beispiel Verwitterung oder ein Hohlwerden der Fugen, gezeigt haben, als man früher voraussah. Wird die Mauer dann nachgefugt, so scheint alles wieder in Ordnung zu sein. Es wäre aber ein Irrtum anzunehmen, dass nunmehr die statischen Verhältnisse wieder dieselben geworden sind, wie sie bei der Inbetriebnahme des Bauwerks waren. Die Einheitlichkeit des Mauerwerks ist gestört, und die beschädigten und später geflickten äusseren Teile nehmen an der Uebertragung der angreifenden Kräfte nur noch unvollkommen teil.

Auf Grund dieser Ueberlegung macht der Berichtsteller den Vorschlag, in die Praxis des Talsperrenbaues den Begriff des « *Verwitterungsschutzmantels* » einzuführen. Das soll heissen, dass die Abmessungen des Mauerquerschnitts, die man nach der statischen Berechnung für notwendig hält, bei der Ausführung sowohl auf der Wasser- als auch auf der Luftseite um ein bestimmtes Mass vergrössert werden. Dieser Zuschlag bleibt vom Mauerfuss bis zur Krone gleich und sollte mindestens die Stärke einer normalen Bruchsteinschicht, also etwa 30 cm erhalten.

Ist die Mauer durch einen für die Kräfteübertragung entbehrlichen äusseren Mantel verstärkt, so hat es keine Bedenken, wenn einmal die Fugen auf 10 oder 15 cm Tiefe ausgewaschen werden oder ausfrieren und erst später nachgefugt werden. Ebenso können einzelne verwitterte Steine aus der Vorderfläche herausgenommen und durch neue ersetzt werden. Schliesslich, wenn einmal der Zeitpunkt gekommen ist, wo das ganze Bauwerk, sei es auf der Luftseite oder auf der Wasserseite, neu verblendet werden muss, kann man unbedenklich zur Erzielung einer guten Verbindung von altem und neuem Mauerwerk in der Ansichtsfläche eine Anzahl etwa 30 cm tiefer keilförmiger lotrechter Falze ausarbeiten, in die der neue äussere Bruchsteinmantel einbindet.

### c) *Sonstige Folgerungen für Betonmauern.*

Die Anordnung eines Verwitterungsschutzmantels ist für die Betonstaumauern noch wichtiger als für Bruchsteinmauern, da erstere der Verwitterung in wesentlich höherem Grade ausgesetzt sind. Man muss annehmen, dass die beschädigten Teile in schätzungsweise 15-20 cm Stärke an der Uebertragung der angreifenden Kräfte nur noch unvollkommen teilnehmen. Die verwitterte Schicht hängt sozusagen als totes Gewicht an dem gesund gebliebenen Teil,



und die ursprüngliche statische Berechnung ist nicht mehr richtig.

Es war schon hervorgehoben, dass die Verlegung der Hauptdichtungsschicht in das Innere der Mauer sich bestens bewährt hat. Abweichend von der früheren Regel ist man bei einigen neueren deutschen Betonstaumauern dazu übergegangen, die Dichtung, bestehend aus Vorsatzbeton, Torkreputz und Anstrich ungeschützt zu lassen. Dieses Verlassen einer bewährten Konstruktion hält der Berichterstatter nicht für nachahmenswert. .

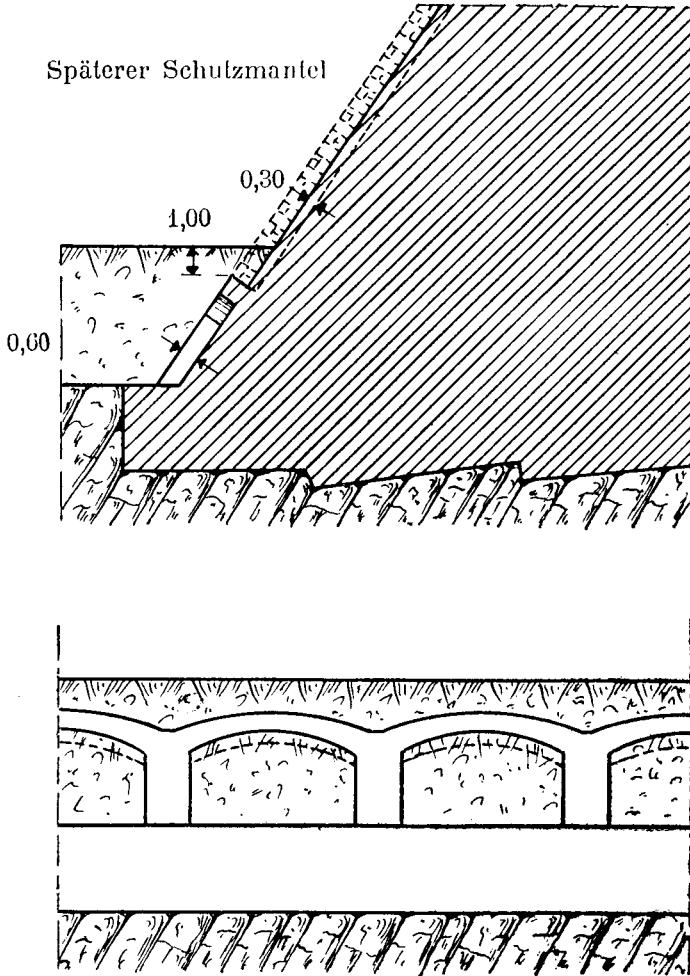
Entschliesst man sich, die Innendichtung mit äusserem Schutzmantel bei künftigen Betonmauern wieder einzuführen, so sollte der Mantel im oberen Teil in Bruchsteinmauerwerk ausgeführt werden oder wenigstens eine Bruchsteinverkleidung erhalten. Die Wasserseite ist dann ausreichend gegen Verwitterung geschützt. Auf die bessere Wirkung einer Verkleidung aus Naturgestein wurde schon hingewiesen.

Auch die Luftseite neuer Betonmauern sollte zum Schutz gegen die sonst unausbleibliche Verwitterung mit einer Bruchsteinverkleidung versehen werden. Manche Ingenieure werden allerdings einwenden, man könne aus dem Verhalten der alten Betonmauern, die aus dünnen Lagen von Stampfbeton gebildet sind, keine Schlüsse auf die künftige Bewährung neuzeitlicher, aus Gussbeton oder plastischem Beton in grossen Blöcken hergestellter Betonmauern ziehen. Das ist zum Teil sicher richtig, jedoch ist die Zahl der wagerechten Arbeitsfugen, die durch Verwitterung vornehmlich gefährdet sind, immer noch gross, und die notwendigen lotrechten Dehnungsfugen in 15-20 m Abstand kommen hinzu.

Bei den beiden neueren Staumauern aus Gussbeton, die auf der Luftseite mit Bruchsteinen verkleidet sind, war die Art der Herstellung verschieden. In dem einen Fall wurde die Verkleidung gleichzeitig mit dem inneren Betonmauerwerk hochgeführt ; sie ersetzte dabei einen Teil der Schalung der äusseren Betonblöcke. Im anderen Fall ist die Verblendung nachträglich vorgesetzt worden, da die Betonmauer schneller in die Höhe wuchs, als die Handarbeit der Bruchsteinmurer nachkommen konnte. Zu diesem Zweck wurden in der luftseitigen Sichtfläche wagerechte Stufen angeordnet, auf die sich später die Bruchsteinschichten aufsetzten. Auch in diesen beiden Fällen (vergleiche Abschnitt 2 am Schluss) sind die Sichtflächen der Mauer in durchgehendem Verband gemauert, die Dehnungsfugen sind also aussen nicht erkennbar.

Der Berichterstatter zieht diesen beiden Verfahren ein schon mehrfach erwähntes drittes vor, das bei den älteren Staumauern

für die Herstellung des wasserseitigen Schutzmantels angewandt worden ist und sich bestens bewährt hat. In der zu verkleidenden Betonfläche wird eine ausreichende Anzahl von lotrechten keilfö-



migen Falzen von etwa 30 cm Tiefe ausgespart, in die der Bruchsteinmantel einbindet. Vorsichtige Ingenieure werden diesen luftseitigen Mantel bei der statischen Untersuchung der Mauer nicht mitrechnen und ihn in ganzer Stärke von 50-60 cm als « Verwitterungsschutzmantel » ansehen.

Hält der Konstrukteur die sofortige Ausführung des Bruchsteinmantels für entbehrlich, da auch ungünstigenfalls die Verwitterung erst nach längerer Zeit ein bedenkliches Mass erreichen wird, so sollten doch von vornherein Massnahmen getroffen werden, die ein späteres Nachholen der Verblendung erleichtern. Bisher pflegte in dieser Beziehung nichts zu geschehen. Wenn dann später eine verwitterte Betonmauer einen Schutzmantel erhalten muss, so steht der beauftragte Ingenieur vor einer schwierigen Aufgabe. Damit das neue Mauerwerk ein sicheres Fundament findet, müsste es eigentlich bis auf den Felsen herabgeführt werden, auf dem auch die Staumauer steht.

Der Berichterstatter schlägt deshalb vor, im unteren Teil künftiger Betonstaumauern von vornherein eine Tragkonstruktion für die spätere Verblendung vorzusehen. Sie kann entweder aus einem durchgehenden 50-60 cm breiten Fussvorsprung bestehen, oder aus kleinen Pfeilern und Gewölben, die aus der Mauer vorspringen (vergleiche Abbildung 2), oder zum mindesten aus den Pfeilern allein, die dann erst später durch die Gewölbe verbunden werden. Auf diese Weise erhält man eine tragfähige Unterlage für die Bruchsteinverkleidung und hat es später nicht nötig, tiefe Ausschachtungen vorzunehmen oder gar Löcher aus der bestehenden Mauer auszubrechen, um Auflager für Stützkonstruktionen zu gewinnen.

Ueberlässt man die luftseitige Bruchsteinverkleidung einer Betonstaumauer der Zukunft, so wird man im allgemeinen die Aussenfläche zunächst glatt lassen. Das Ausbrechen der lotrechten Falze, in die die Mantelmauer einbinden soll, erfolgt erst in zeitlichem Zusammenhang mit dieser, es sei denn, dass man beabsichtigt, den zunächst zurückgelassenen Schutzmantel schon nach wenigen Jahren nachzuholen.

---

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Berichterstatter ist zu folgenden Ergebnissen gekommen :

Das in den deutschen Talsperren aufgespeicherte Wasser ist weich, aggressives Verhalten gegen Mörtel oder Beton ist in einigen Fällen nachgewiesen. Die bitumenhaltigen Anstriche der wasserseitigen Putzflächen haben sich schlecht gehalten. Die Putzflächen selbst sind meist in gutem Zustand, soweit sie den grössten Teil des Jahres unter Wasser liegen; im oberen Teil zeigen sie öfters Frostrisse. Bei zwei Staumauern fand sich eine Zermürbung grösserer Teile der Putzflächen und einzelner Betonteile, welche auf aggressives Wasser und die Verwendung eines gegen chemische Angriffe weniger widerstandsfähigen Mörtels (Zementmörtel mit Kalkzusatz oder Zementmörtel) zurückgeführt wird.

Die Mehrzahl der älteren Bruchsteinmauern ist in gutem Zustand. Das Steinmaterial ist im allgemeinen noch gut, Verwitterung wurde in einigen Fällen bei einzelnen Steinen, seltener in zusammenhängenden Flächen festgestellt. Bezüglich der Wasserdichtigkeit und Wetterbeständigkeit war kein Unterschied aus der Verwendung von Zementmörtel mit Kalkzusatz, Zementtrassmörtel oder Kalktrassmörtel zu erkennen. Bei manchen Bruchsteinmauern war an der Luftseite der Fugenmörtel teilweise auf 10 — 15 cm Tiefe ausgefroren. Wasserseitig war die Zahl der hohlen Fugen infolge Hinzutritts des Wellenschlages zur Frostwirkung noch grösser. Die Luftseiten der beiden älteren Betonmauern zeigen starke Verwitterung; auch eine Pfeilerstaumauer aus Eisenbeton lässt beginnende Verwitterung erkennen.

Die Verwendung von hydraulischen Zuschlägen ist wasserseitig für die innere Dichtungsschicht, den Schutzmantel und dessen Verputz zu empfehlen, luftseitig für den Mörtel des Aussenmauerwerks. Dem Mörtel der Ansichtsflächen ist nur soviel Kalk zuzusetzen, dass er für die Verarbeitung eine gewisse Geschmeidigkeit erhält. Wo natürliche hydraulische Zuschläge, z. B. der in Deutschland viel verwandte Trass, zu teuer sind, können Ersatzstoffe, wie Stahlroheisenschlacke und gebrannte Tonerde (Ziegelmehl) infrage kommen. Zur Erzielung grösserer Widerstandsfähigkeit des Mörtels gegen chemische Zersetzung ist in den letzten Jahren mehrfach Hochofenzement verwandt worden. Für Betonmauern wird die Rückkehr zu der bewährten inneren Dichtung mit nochmals ver-

putztem Schutzmantel aus Bruchsteinmauerwerk oder Belon mit oberer Bruchsteinverkleidung empfohlen. Auch die Luftseite von Betonmauern sollte eine Bruchsteinverkleidung erhalten, am besten als Mantelmauer ohne Dehnungsfugen. Zum wenigsten sollte für eine später erforderlich werdende Bruchsteinverkleidung ein etwa 60 cm breiter durchgehender Fussvorsprung oder eine Tragkonstruktion aus kleinen Pfeilern und Gewölben angeordnet werden.

Die Schwächung, die Gewichtstaumauern durch hohle Fugen oder Verwitterung der Aussenflächen erleiden, wird durch spätere Ausbesserung nicht wieder völlig ausgeglichen. Deshalb wird für Neubauten eine Verstärkung des der statischen Berechnung zugrunde gelegten Querschnittes durch einen beiderseitigen « Verwitterungsschutzmantel » von mindestens 30 cm Stärke vorgeschlagen.

---

## SUMMARY

The author of the report has reached the following conclusions:

It has been noticed that the water gathered in the reservoirs of German dams is, for the most part, soft, and in certain cases exercises an aggressive action on the mortar or concrete.

The bituminous coatings on the upstream surfaces have not behaved well. The coatings themselves are, in most instances, in good condition, at least when for the greater part of the year they are under water; cracks caused by frost are frequently found in the upper part. On two dams, it was noticed that crumbling had taken place on the surfaces covered with bitumen and in some parts of the concrete: this damage is put down to the aggressive action of the water and to the fact that a mortar was used with only poor qualities of resistance to chemical reactions (cement mortar with or without the addition of lime).

The majority of old masonry dams are in good condition; the masonry itself is, in most cases, still sound; in certain instances, a few isolated stones have been damaged by the weather, but there is little damage from this cause on the adjacent surfaces. With regard to water-tightness and resistance to the weather, no difference was observed between the use of cement mortar with lime addition, mortar made of trass and cement, or trass and lime mortar.

On the downstream side of several dams, it was noticed that the mortar joints were deteriorated by frost to a depth of about 10/15 cm; on the upstream side, the damage was greater, owing to the action of the waves formed in the reservoir that had eaten into the joints. The downstream surfaces of two old concrete dams showed extensive damage caused by the weather; the commencement of similar damage was observed on a dam with ferro-concrete abutments.

The employment of hydraulic materials is recommended, on the upstream side, for internal water-tightness, the protection shield and for their coating; on the downstream side, for the mortar used in the external masonry.

Only the quantity of lime required for imparting flexibility, thus rendering its application easier, should be added to the mortar for the surfaces. In districts where natural hydraulic materials (for example, trass which is much used in Germany) are very dear,

substitutes may be used such as: steel works slag, burnt brick, (brick refuse), etc...

To obtain a mortar that offers great resistance to chemical decomposition, blast furnace cement has been greatly used during the last few years.

For concrete dams, the author recommends the return to the internal water-tight construction with masonry or concrete protection shield, covered with a protective coating, and with masonry at the upper part. This process has been thoroughly tested.

It would also be a good plan for the downstream sides of concrete dams to be covered with masonry and — better still — protecting walls without dilatation joints.

In providing for the future construction of these masonry coverings, there should be at least a projection about 60 cm. wide or else a support consisting of small abutments and arches. The weakening of dams, due to the eating away of the joints or damage to the external surfaces caused by weather, can no longer be completely corrected by future repair work; consequently, the author suggests provision be made, in the static calculations of new constructions, for a reinforcement based on a « protection shield against the weather », arranged on both sides.

---

## RESUME

L'auteur du rapport est arrivé aux conclusions suivantes:

On a constaté que l'eau recueillie dans les réservoirs des barrages allemands est, en général, douce, et, dans certains cas, exerce une action agressive sur le mortier ou le béton.

Les enduits bitumineux des faces amont se sont mal comportés. Les enduits eux-mêmes sont, le plus souvent, en bon état, du moins lorsqu'ils se trouvent dans la plus grande partie de l'année sous l'eau; à la partie supérieure on trouve fréquemment des fissures provenant de la gelée. Sur deux barrages, on a constaté l'effritement des surfaces étendues d'enduits et de certaines parties du béton: ces dégâts sont attribués à l'action agressive de l'eau et à l'emploi d'un mortier peu résistant aux réactions chimiques (mortier de ciment avec ou sans appoint de chaux).

La majorité des anciens barrages en maçonnerie est en bon état: la maçonnerie elle-même est, en général, encore bonne; dans certains cas, quelques pierres isolées ont été endommagées par les intempéries et il y a peu de dégâts de ce chef sur des surfaces contiguës. En ce qui concerne l'étanchéité et la résistance aux intempéries, on n'a constaté aucune différence entre l'emploi du mortier de ciment avec appoint de chaux, du mortier de trass et ciment, ou du mortier de trass et chaux.

Sur plusieurs barrages on a trouvé, du côté aval, les joints de mortier endommagés par la gelée sur environ 10 à 15 cm de profondeur; du côté amont, ces dégâts sont encore plus nombreux à cause de l'action des vagues du réservoir qui ont creusé les joints. Les faces aval de deux barrages en béton anciens montrent de forts dégâts dus aux intempéries; on a constaté aussi des débuts de dégâts de cette nature sur un barrage à contreforts en béton armé.

L'emploi de matériaux hydrauliques est à recommander, du côté amont, pour l'organe d'étanchéité intérieur, le bouclier de protection et pour leur enduit; du côté aval, pour le mortier de la maçonnerie extérieure.

Il ne faut ajouter au mortier des faces que la quantité de chaux nécessaire pour donner une certaine souplesse qui facilite son emploi. Dans les régions où les matériaux hydrauliques naturels, par exemple le trass très employé en Allemagne, sont très cher, on peut



envisager l'emploi de matériaux de remplacement tels que: scories d'aciéries, argile cuite (débris de briques), etc...

Pour obtenir un mortier très résistant à la décomposition chimique, on a beaucoup employé dans ces dernières années le ciment de hauts fourneaux.

Pour les barrages en béton, l'auteur recommande de revenir à l'organe d'étanchéité intérieur avec bouclier de protection en maçonnerie ou en béton recouvert d'enduit et revêtu, dans la partie supérieure, de maçonnerie. Ce procédé a fait ses preuves.

Il serait bon aussi que le côté aval des barrages en béton fut revêtu de maçonnerie et, encore mieux, de murs protecteurs sans joints de dilatation.

Il faudrait au moins, en prévision de la construction ultérieure de ces revêtements en maçonnerie, si elle devenait nécessaire, ménager une saillie d'environ 60 cm. de large ou bien un appui constitué de petits contreforts et voûtes. L'affaiblissement des barrages-poids, dû au creusement des joints ou aux dégâts des faces extérieures causé par les intempéries, ne peut plus être corrigé complètement par des réparations ultérieures; en conséquence, l'auteur propose de prévoir, dans les calculs statiques des constructions nouvelles, un renforcement basé sur un « bouclier de protection contre les intempéries », ménagé des deux côtés.

---



COMMISSION INTERNATIONALE  
DES GRANDS BARRAGES  
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

I<sup>ER</sup> CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1a

RAPPORT n° 2

GREAT BRITAIN

**Deterioration by ageing of the concrete  
in gravity Dams**

by Edward SANDEMAN

1. Enquiries made with regard to the question of the deterioration of concrete in dams in this country, have elicited very little information to support the theory of deterioration.

2. In the first instance, the number of masonry or concrete dams is not large, as it does not exceed 24 in England and Wales, and 5 in Scotland, while in Ireland there are none yet completed.

3. As a general rule they have been constructed of Portland cement, but in two instances lime has been used, and since in one of these cases, there has been definite deterioration, dams constructed with lime will be dealt with under a separate heading.

I. MASONRY DAMS BUILT WITH PORTLAND CEMENT.

4. Out of the total number of 29 structures, referred to above, 27 were constructed with Portland cement, and with the exception of one small arched dam, they are all of the solid gravity type.

5. The number of dams over 100 feet in height is 13, the number

between 70 and 100 feet is 2, whilst those below 70 feet are 14 in number. The highest dam is 154 feet above stream bed level, but has only recently been completed.

6. There are, of course, many variations in the types of construction. The following facings are in use : —

- (a) Large rubble stone.
- (b) Concrete of especially rich mixture.
- (c) Pre-cast concrete blocks.
- (d) Blue bricks set in cement mortar.
- (e) Large uncoursed squared stonework with joints about three-quarters of an inch wide, filled with cement mortar.

The last mentioned is probably more largely used than any other.

7. Again, as regards the building of the interior portion, this may be either of concrete, or, as is more commonly the case, of concrete with large stones, or displacers. These stones occupy usually about one-third of the bulk of the dam.

8. A number of these dams are more than 30 years old, but in only one case, which will be described hereafter, where a dam was raised in height, has the masonry been cut into and the interior thoroughly exposed. There has, indeed, been no necessity to make any repairs worth mentioning, and in no case where the dam has been properly designed and constructed, has there been a failure.

9. A few years ago a concrete wall of a reservoir at Dolgarrog in North Wales gave way and caused serious loss of life, but it had only about 20 feet of water against it. This wall was not only badly designed and constructed, but was built on an insecure foundation which the water undermined.

10. To prevent similar disasters occurring so far as possible, in future, an Act of Parliament was passed in the year 1930, requiring the inspection, from time to time, by competent engineers, of all existing reservoirs containing 5,000,000 gallons and upwards, above ground surface, and of reservoirs to be constructed in future.

## II. MASONRY DAMS BUILT WITH LIME MORTAR

11. As already stated, only two dams have been built with lime mortar, one in England and one in Wales. These were both built about 30 years ago by an engineer who was eminent in his

profession, and who had obtained very good results from lime mortar, made with very finely ground lime. The greatest care was taken with the building of the masonry, and when completed originally there is no doubt the two dams were quite watertight.

*Case A.*

12. Recent examination of one of these dams which was built of comparatively small rubble stone embedded in lime mortar, shews that leakage has evidently been taking place for many years.

13. The downstream face of the dam from about 2 feet below top water line - where the thickness of the dam is about 6 feet - is covered to a large extent with deposited lime  $1/4$  to  $3/4$  of an inch in thickness, and reaching 2 or 3 inches in some places.

14. The dam is a low one, being only 30 feet in height, but when the reservoir is full, the downstream face exhibits a wet appearance over large areas, and in several places leakages of from 10,000 to 15,000 gallons per day each, through definite holes in the masonry, were observed.

15. Apart from these larger flows, which have been easily stopped, the quantity of water passing through the dam is small and of little importance, but it seems to occur by a general oozing through the masonry.

16. In summer the water stored in the reservoir is slightly acid (pH 6.6), but in winter it is practically neutral in character (pH 7.1), although it is to be observed that after passing through the masonry of the dam it becomes very strongly alkaline.

17. The rubble stone used in building the dam is known as Wenlock limestone, and it was at first thought that this limestone was the cause of the trouble and was being slowly dissolved by the water, but tests made by strong acids shewed that they had no effect on the limestone which is an unusually dense, dark coloured and heavy stone.

18. Sand for mortar was obtained by crushing the limestone. Examination of the mortar taken from the interior of the dam and of that taken from the joints in the face of the dam, shew that the sand is angular and gritty and much too large, and it appears probable that when mortar made with this sand was placed around the stones, it did not always make a watertight junction with them, but allowed water to travel along the smooth stone faces.

19. Cuttings made into the interior of the dam revealed the following points of interest : —

(1). Wherever water found an easy means of entrance to the interior of the dam, such as that provided by a vertical temperature crack through the dam, or one of the drainage holes, of which there were many in the water face of the dam, the mortar was found to be in a soft condition, some of it being reduced to sand by the dissolving action of the infiltrating water on the lime.

(2). In places where water had been passing through the masonry, the mortar was of a dark brown colour, owing no doubt to the deposit of sediment from the water.

(3). Behind the stone facing a knife blade could easily be inserted parallel with the face in various places.

(4). The joints of the stone facing which were made of lime mortar were worn away on the face leaving the gritty sand already described projecting. For the reasons already given these joints were not watertight, although care had been taken, especially in the lower part of the face, to set back the face of the jointing material about  $\frac{3}{4}$  of an inch from the pitch line of the stone facing.

(5). The joints of the stone facing which at a date about 15 years after the building of the dam, had been repointed with cement mortar, had also failed. Some were plainly defective, but others which appeared on the surface to be sound, when taken out were discovered to be honeycombed behind.

20. The reason of the failure of the cement joints was twofold. In the first place the cement mortar had been made with the large sized gritty sand described previously, and in the second place the jointing material had not been put in with the same care as the lime mortar, but had been allowed to project and widen out beyond the pitch line of the facing. Joints made in this way are more subject to changes of temperature, and are liable to be loosened at the edges, causing eventual failure.

#### *Case B.*

21. This dam, which is about 67 feet high and 540 yards in length was built of lime concrete and large displacers, of which a large proportion weighed from 2 to 6 tons.

22. The stone used was carboniferous limestone, and whether used for concrete or as displacers, it was carefully washed. For

the concrete it was crushed to 2 1/2 inches maximum dimension, and all the smaller size particles, including the dust, were left in.

23. The lime concrete consisted of 4 parts of broken limestone to 1 3/4 parts of a mortar composed of 2 1/2 parts of sand to 1 part of hydrate of lime.

24. The sand was obtained by crushing sound pieces of clean carboniferous limestone rock by machinery, so as to pass through a sieve having square meshes 3/16 of an inch in the clear.

25. Lime from Aberthaw was used. It was mixed with water and finely ground, between revolving stones, to a hydrate of lime of the consistency of thick cream. At the end of 12 months its tensile strength, when mixed with 2 1/2 parts of rock and sand, was from 250 to 350 lbs. per square inch.

26. In this case also there has been some leakage through the masonry, and lime has been carried away and re-deposited on the surface of the masonry, but the leakage does not appear to have been extensive.

27. In three places where definite leakages were observed, a cure was satisfactorily effected by means of grouting with cement.

28. It is noticeable that in both Case A and Case B, the sand was of large size, and the mortar taken from the joints in the former case shewed evidence that many of the large grains of 1/8 to 3/16 of an inch were congregated in patches, which may have contributed to leakage.

### III. EXAMINATION OF INTERIOR OF DAMS.

29. There has been, fortunately, little occasion in this country to cut into the interior of dams, but it may be interesting to make reference to the case of the Burrator dam on Dartmoor, which was built in the years 1893-8, and which was raised 30 years later in 1928 by ten feet, having then a total height of 87 feet.

30. In order to join the new portion to the old, the upper part of the dam was removed. The following extract from a letter written by Mr. Frank Howarth, M. Inst. C. E., of Plymouth, the Engineer who carried out the work of raising the dam, describes the condition of the interior of the dam when cut into.

« The remarks made by the Swedish Engineer are interesting,  
« but the paragraph you quote must refer to work very indiffer-  
« ently carried out. I found nothing of that kind in cutting out  
« the Burrator masonry, nor in cutting out the hearting of the

« Dam which had to be done to get a satisfactory tongue joint  
« between the old work and the new.

« I found on the overflow part of the Dam that every stone  
« and every bit of concrete had to be drilled and cut out and the  
« concrete was adhering firmly to the stonework. In fact stones  
« that could be saved and used over again had to have the cement  
« dressed off, a work which was nearly as difficult as dressing  
« the stone itself. To get out the concrete hearting, grooves were  
« cut parallel with the face walls, then after a face was obtained  
« a hole was drilled horizontally and the concrete lifted by means  
« of a hydraulic cartridge which just cracked the concrete without  
« any explosion. The plums were firmly embedded in the  
« concrete and were adhering to it. In no instance had water  
« penetrated the masonry joints so as to leave any stain. »

31. The facing of this dam was of granite, and crushed granite was used for the concrete surrounding the displacers in the interior. The displacers were also of granite and were of various sizes up to 5 tons in weight.

32. The concrete consisted of 5 parts of broken stone and sand to 1 part of cement. The quantity of sand was approximately half the bulk of the broken stone.

33. The description of the type of dam most usual in this country, given hereafter, applies to the above dam also.

#### IV. DESCRIPTION OF MOST GENERAL TYPE OF DAM

34. The following is a description of a type of gravity dam of which there are a number in existence, and which have been found entirely satisfactory.

##### *Interior of Dam*

##### *Concrete.*

35. The dam is faced on both sides with stone, and the interior is composed of concrete in which stones or displacers are embedded. These, besides being economical, impart additional weight to the dam. The concrete forms from 55 to 75 per cent, of the bulk of the dam.

36. The concrete mixture is usually 5 : 2 1/2 : 1. The stone is broken to a size not larger than 2 inches, and often consists of crushed rock. The sand obtained in crushing the rock is excellent material as a rule, and quite clean. The amount of water used to make the concrete should be limited, as an excessive quantity leads to subsequent cracking.



37. The cement used in the dams constructed more than 28 years ago was made by the ordinary kiln process, but in those of more recent construction, it is made by the rotary kiln process. The latter cement, which is much more finely ground, possesses a characteristic which is not advantageous, for in setting, owing to the greater strength obtained more quickly, it evolves a much greater heat than the older type of cement. Observation shews that this rise in temperature may be as much as 30 degrees (C), which is probably double the rise which occurred in the use of the older type of cement, and it is probable there is a greater tendency towards the formation of cracks by the use of this cement.

#### *Displacers.*

38. The displacers embedded in the concrete are of irregular shape and may vary in weight from a few hundredweights to 5 or 6 tons, and they are placed so as to break bond both horizontally and vertically. The space between them is only sufficient to allow of a 4-inch rammer being used on the concrete.

39. Each displacer requires very careful bedding in the concrete in order to make sure that all air is expelled from beneath and that the finer part of the concrete is in contact with the whole of its under surface.

40. The best practice of setting a large displacer is as follows:

(a). Water with a hose pipe and wash quite clean.

(b). Prepare bed of cement mortar composed of 3 of sand to 1 of cement.

(c). Place displacer on the mortar bed and move it from side to side with iron bars, then beat it down with wooden mallets, until properly bedded. (Test can easily be made of efficiency of this procedure by lifting up a few stones and examining the bed).

41. When displacers of naturally cubical shape are available, they may form as much as 45 per cent. of the bulk of the dam, but some rocks break into pieces of triangular cross section, and with such material only about 25 cent. may be obtained.

The improper setting of displacers is one of the causes of leakage.

#### *Facing of Dam.*

42. The facing consists of rock-faced stones of large size, averaging about 2 feet 6 inches in thickness.

43. The joints are  $\frac{3}{4}$  of an inch in width and these are left open at the front face to a depth of about 4 to 6 inches, the space being afterwards filled with cement and sand (1 to 1) caulked

into the joints in a semi-dry state. Joints made in this way have proved watertight for 30 to 40 years, and have then shewn no signs of deterioration, or of cracks.

44. The facing of dams with stone is now-a-days very expensive, and no doubt sufficiently good results could be obtained by the use of precast concrete blocks with a granolithic surface.

## V. CONCLUSION.

45. The information collected as to deterioration of the concrete in masonry dams in this country does not agree with the results experienced in Sweden, so far as relates to structures built with Portland cement. In fact, in no case has there been reported any failure of cement concrete in any of the masonry dams.

46. It is well known that when water gives an acid reaction the face of cement lined channels becomes soft, and if the water has considerable velocity there is attrition of the surface, which eventually destroys the concrete.

47. Reference may here be made to two papers on this subject published in the Transactions of the Institution of Water Engineers:

« The Corrosive Attack of Moorland Water on Concrete », by W. T. Halcrow, M. Inst. C. E., G. B. Brook. F. I. C., M. Inst. M. M., and R. Preston, M. Sc., Vol. XXXIII of the year 1928 ; and

« Notes on Concrete Exposed to a Moorland Water » by S. C. Chapman, M. Inst. C. E., Vol. XXVIII of the year 1923.

48. There appears to be a possibility that the failure of the concrete in the Swedish dams may be due at any rate in some cases to the leakage of water of an acid nature through the finer concrete on the upstream face, and thence through the rougher concrete of mixture 1 : 5 : 7 in the interior portion.

49. This rougher concrete, owing to the large excess of sand, would appear to be about equal to a mixture of 8 parts of stone and sand to 1 part of cement, and consequently it could not be classed as a watertight concrete.

50. The leakage into the interior of the dams may have been caused in some cases by contraction cracks; and the continuous flow of constantly changing acid water, during many years, has probably assisted largely in causing the trouble which has been experienced.

51. In the first paper above quoted, experiments are referred to which indicated that aluminous cement was much more durable in acid water than ordinary Portland cement.

London, September, 1932.

## SUMMARY

The Author observes that in Great Britain there is very little information to support the theory of deterioration of concrete in dams, and points out that the number of concrete or masonry dams is only 29, of which all but two have been constructed of Portland Cement.

The following facings are generally used:

- a) Large rubble stone.
- b) Concrete of especially rich mixture.
- c) Pre-cast concrete blocks.
- d) Blue bricks set in cement mortar.

c) Large uncoursed squared stonework with joints about three-quarters of an inch wide, filled with cement mortar.

Regarding the interior of dams, the most common form of construction is to use large stones, or displacers, embedded in the concrete, occupying about one-third of the bulk. In no case where the dam has been properly designed and constructed, has there been a failure.

The Author dicusses the construction of two dams built with lime mortar instead of Portland cement. In one of them the interior was formed of small rubble Wenlock limestone embedded in lime mortar, and the facing was of coursed limestone blocks jointed with lime mortar. Leakage has been taking place for many years, and a layer of lime from  $\frac{1}{4}$  to  $\frac{3}{4}$  inch in thickness has been deposited over a large area of the downstream face. Cuttings made into the interior of the dam revealed that wherever water had found an entrance, either through a temperature crack, a drainage hole, or along a joint, the mortar was found to be soft. The sand for the mortar was obtained by crushing the limestone, and being too large and gritty, prevented the mortar from making a watertight joint.

In the second case, carboniferous limestone and finely ground lime were used to form concrete consisting of 4 parts of stone to  $1\frac{3}{4}$  parts of a mortar composed of  $2\frac{1}{2}$  parts of sand to 1 part of hydrate of lime. The sand was obtained by crushing the rock so as to pass a  $\frac{3}{16}$  inch sieve, and the lime was mixed with water and finely ground to a consistency of thick cream. In this case also there has some leakage through the masonry, and lime deposited on the downstream face. The leakage, however, does not appear

to have been extensive, and in three places it has been stopped by cement grouting.

In only one case has the interior of a dam been cut into for the purpose of raising the height, and the Author refers to a description of the work, which states that the concrete was only removed from the granite facing with difficulty. In no instance had water percolated the masonry joints. The concrete consisted of 5 parts of broken granite and sand to 1 part of cement; the sand was approximately half the bulk of the broken stone.

The Author describes the most general type of dam which has been found to be entirely satisfactory, consisting of 5:2½:1 concrete, with large displacers, and faced with about 2 ft. 6 ins. of large rock-faced stones. The joints are ¾ in. width, and caulked for a depth of about 4 to 6 inches with a semi-dry 1 to 1 mix of cement and sand.

Reference is made to two Papers dealing with the softening action of acid water on concrete, and the Author suggests that the failure of the concrete in Swedish dams may possibly be due, in some cases, to this cause.

---

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser bemerkt, es gäbe in Grossbritannien nur wenige Fälle, die die Theorie einer Verschlechterung von Beton in Staudämmen stützten, und weist darauf hin, dass die Zahl solcher Bauwerke nur 29 betrage, von denen alle mit Ausnahme von 2 in Portlandzement ausgeführt sind.

Folgende Verblendungen sind allgemein gebräuchlich:

- a) Findlinge.
- b) Beton in sehr fetter Mischung.
- c) Blöcke aus Gussbeton.
- d) Klinker in Zementmörtel versetzt.
- e) Hausteine, nicht als Reihenpflaster versetzt, mit 19 mm breiten Fugen ( $\frac{3}{4}$ " ), die mit Zementmörtel auszufüllen sind.

Die gewöhnlichste Bauweise des Inneren von Staudämmen besteht in der Verwendung grosser, in Beton eingebetteter Steine, « *Verdränger* » genannt, die ungefähr  $\frac{1}{3}$  der Gesamtmasse ausmachen. Wird der Staudamm richtig entworfen und ausgeführt, so kommt nie ein Versagen vor.

Der Verfasser bespricht dann den Bau zweier in Kalkmörtel anstatt in Portlandzement ausgeführter Staudämme. Bei dem einen bestand der Kern aus in Kalkmörtel verlegtem kleinem Wenlock-Kalkgeröll, die Verblendung aus einem Reihenpflaster von Kalksteinblöcken, in Kalkmörtel verlegt. Der Damm leckt schon seit vielen Jahren, und eine Kalkschicht von 6 bis 19 mm Stärke ( $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{3}{4}$ " ) bedeckt eine grosse Fläche der Talseite. In den Kern des Dammes geführte Einschnitte zeigten, dass der Mörtel überall weich geworden war, wo Wasser durch Temperaturrisse oder einen Entwässerungsschlitz oder an einer Fuge entlang eingedrungen war. Der Sand des Mörtels war durch Zermahlen des Kalksteins erhalten und gestaffelte keine Herstellung wasserdichten Mörtels, weil er zu grobkörnig und « griesig » war.

Im zweiten Falle wurden Kohlenkalk und bis zu Mehlfeinheit zerkleinerter Kalk zur Herstellung eines Betons benutzt, der 4 Teile Kalkstein und  $\frac{1}{4}$  Teile eines Mörtels aus  $2\frac{1}{2}$  Teilen Sand und 1 Teil gelöschtem Kalk enthielt. Der Sand war durch Zermahlung des Gesteines bis zu einer Korngrösse von 5 mm ( $\frac{3}{16}$ " ) erhalten, der bis zu Mehlfeinheit zermahlene Kalk wurde mit Wasser ver-

mischt, bis die Masse die Steifigkeit fetter Sahne zeigte. Auch in diesem Falle leckt der Damm etwas, und auf der Talseite bildete sich ebenfalls ein Kalkniederschlag. Die Lecke scheinen nicht sehr ausgedehnt und wurden an drei Stellen durch Zementmilch gedichtet.

Nur in einem Falle wurde ein Einschnitt in den Dammkern zum Zwecke seiner Erhöhung ausgeführt. Der Verfasser weist auf eine Arbeit über die Schwierigkeiten hin, die sich einer Entfernung der Granitverblendung von dem Betonkern entgegenstellen. In keinem Falle sickerte Wasser durch die Fugen. Der Beton enthält 5 Teile Granitschotter und Sand auf einen Teil Zement; der Sand nimmt etwa  $\frac{1}{2}$  der Schottermasse ein.

Der Verfasser beschreibt die gewöhnliche Art von Dämmen, die sich in der Praxis vollkommen bewährt hat. Sie enthält einen Beton von  $5:2\frac{1}{2}:1$  mit grossen « Verdrängern » und eine Verblendung aus grossen Steinen von etwa 76,2 cm Dicke, (2' 6"). Die Fugen sind 19 mm stark ( $\frac{3}{4}$ " ) und sind bis zu einer Tiefe von 10-15 cm (4-6") mit einer halbtrocknen Mischung 1:1 von Zement und Sand gedichtet.

In zwei Abhandlungen wird auf das Weichwerden des Betons durch saures Wasser hingewiesen, und der Verfasser ist der Ansicht, dass dies vielleicht die Ursache Versagens von Beton in schwedischen Staudämmen war.

---

## RESUME

L'auteur fait observer qu'en Grande Bretagne il y a très peu de renseignements permettant d'appuyer la théorie de la détérioration du béton des barrages; il indique que le nombre des barrages en béton ou en maçonnerie n'est que de 29, dont deux seulement n'ont pas été construits avec du ciment Portland.

On use en général des parements suivants:

- a) gros cailloux roulés;
- b) mélange très gras de béton;
- c) blocs de béton moulé à l'avance;
- d) briques bleues eurobées dans du mortier de ciment;
- e) gros blocs de maçonnerie quadrangulaires, non alignés, avec joints de 19 mm. de largeur, à peu près, remplis de mortier de ciment.

Quant à l'intérieur des barrages, le mode de construction le plus ordinaire est d'employer de gros blocs de pierre (displacers) englobés dans le béton, occupant un tiers de la masse, à peu près. Il n'y a point d'exemple de défauts dans le cas où le projet du barrage a été bien établi et la construction bien exécutée.

L'auteur étudie la construction de deux barrages où l'on a employé du mortier de chaux au lieu de ciment Portland. Dans l'un d'eux l'intérieur a été fait de petite pierre calcaire Wenlock posée dans le mortier de chaux avec un parement de pierres calcaires alignées et joints de mortier de chaux. Il s'est produit des infiltrations pendant de nombreuses années et il s'est déposé une couche de chaux de 6 à 19 mm. d'épaisseur sur le parement de la face aval. Des coupes faites à l'intérieur du barrage ont démontré que le mortier est devenu pâteux partout où l'eau a pu pénétrer, soit par une fissure de température, soit par un trou de drainage, soit le long d'un joint. Le sable du mortier, obtenu par écrasement de pierres à chaux, a empêché la formation d'un joint imperméable de mortier parce qu'il était trop gros et contenait trop de gravier.

Dans l'autre barrage, le béton a été fait de pierre calcaire carbonifère et de chaux finement pulvérisée, et comportait quatre parties de pierre calcaire et  $1 \frac{3}{4}$  parties d'un mortier composé de  $2 \frac{1}{2}$  parties de sable avec 1 partie de chaux hydratée. Le sable a été obtenu en écrasant le roc de manière à obtenir des grains passant par un tamis de 4,8 mm.; on brassait la chaux dans l'eau et on pulvérisait

le mélange jusqu'à lui donner la consistance de crème grasse. Dans ce cas aussi on a constaté un peu d'infiltration à travers la maçonnerie et un dépôt de chaux sur le parement de la face aval. Cependant, il ne semble pas que l'infiltration ait été étendue et on a pu l'arrêter en trois endroits par de la bouillie de ciment.

Dans un seul cas on a enlevé la partie supérieure d'un barrage pour le surélever. L'auteur cite une description de ce travail qui expose la difficulté qu'il y a eu à séparer le béton du parement de granit.

On n'a pas constaté d'infiltrations à travers les joints de maçonnerie. Le béton était composé de cinq parties de pierraille de granit et de sable pour une partie de ciment; le sable constituait, à peu près, la moitié de la masse de la pierraille.

L'auteur décrit le type du barrage le plus usité qui a donné entière satisfaction; il est construit de béton de 5:2½:1 avec gros blocs (displaceurs) et parements de rocs (76,2 cm.) Les joints ont une largeur de 19 mm. et sont calfatés jusqu'à une profondeur de 10 à 15 cm. environ, avec un mélange demi-sec de ciment et sable par parties égales.

L'auteur cite deux articles qui traitent de l'action amollissante de l'eau acide sur le béton et l'auteur suggère que les défauts du béton dans les barrages suédois sont peut-être la conséquence de ce fait, dans certains cas.

---



# COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

---

## 1<sup>ER</sup> CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM-1933

QUESTION 1a

RAPPORT n° 3

---

---

### Détérioration, par vieillissement, du béton des barrages-poids

---

Par G. WESTERBERG

*Chef des Travaux à la Direction Royale des Forces Hydrauliques,  
Capitaine au Corps Royal des Ponts et Chaussées, Suède.*

(Collaborateurs : Dr. N. SUNDIC, Géologue au Service Géologique de Suède;  
G.-S. LALIN et F. AULBORG, Ingénieurs à la Direction Royale des Forces Hydrauliques)

---

On emploie en Suède depuis plus de 35 ans le béton comme matière principale dans des constructions hydrauliques telles que les barrages, les installations hydro-électriques, les écluses, etc.

Les théories concernant le procédé le plus applicable en dosage du béton, à son malaxage et à son placement se sont, durant ces 35 ans, modifiées et les moyens techniques se sont rapidement développés.

Il est tout naturel que le béton, provenant de différentes phases et qui a été préparé selon différentes méthodes, doit montrer des propriétés variées, ceci autant en considération de sa résistance qu'à son imperméabilité et sa durée.

Quand on recherche les dégâts et les dépérissements dans les constructions hydrauliques effectuées en béton, on trouve bien à propos de mentionner en peu de mots les théories et les procédés employés à différentes époques. Un tel compte rendu peut aider à expliquer la présence des détériorations et avant tout la variation de leur étendue.

Le béton employé dans les constructions hydrauliques jusqu'en 1908-1909 a, en général, été placé et préparé avec soin. Le malaxage à main s'employait néanmoins beaucoup, ce qui a influé sur le béton, qui à bien des endroits présente une structure inégale. A cette époque le béton a dû se faire en général à consistance plastique. La mise en place dans les coffrages s'effectuait avec pilonnage.

Les résultats ainsi obtenus sur la durée du béton et surtout sur sa résistance furent par les techniciens de l'époque reconnus si bons, qu'il fut admis possible et économiquement préférable d'employer des dosages plus maigres en ciment ; surtout que les résultats des laboratoires montraient qu'on pouvait obtenir ainsi des valeurs satisfaisantes de résistance à la compression. Ce fut peu à peu l'habitude de réduire le dosage en ciment. On employait principalement de maigres mélanges et on enduisait les parties principales des barrages de couches imperméables d'un béton plus gras. Normalement on dosait l'eau de gâchage de sorte que le béton eût la consistance de terre humide. On le damait en couches de 20 cm d'épaisseur. Il fut souvent prescrit dans les descriptions de travail de prolonger le pilonnage jusqu'à ce que le béton s'humectât à la surface, règlement difficile à mettre en pratique surtout pour la construction des barrages en béton recouvert de pierre. Les procédés ci-évisagés pour la préparation du béton restèrent en valeur jusqu'en 1920.

A ce moment, on avait découvert certaines détériorations dans les constructions hydrauliques effectuées. Néanmoins ce n'est qu'au bout de quelques années qu'on découvrit l'origine de ces défauts. On attribua les fautes à la défektivité du ciment, à la négligence de la mise en œuvre, au gel, etc. Plus tard, on accusa le sable d'être la cause de ces détériorations. Après des essais de laboratoire et après certaines vérifications concernant les eaux de fuite de certaines constructions, on constata que l'eau de surface (l'eau fluviale et l'eau douce) avaient la propriété de dégager de la chaux du béton et que le manque d'étanchéité du béton était la cause première des dégâts observés. Auparavant on avait certes déjà reconnu que le béton humide et damé, qui en pratique ne pouvait se faire assez imperméable, ne devait pas être employé pour les cours d'eau où l'on

retrouve de l'humus et où l'on s'imaginait que du sable qui contenait de l'humus pouvait s'employer, étant donné que l'on soupçonnait à ce moment-là que l'acide humique avait un pouvoir dissolvant sur le béton. Ce n'est que vers 1925 à 1930 que, pour pouvoir reconnaître le béton comme matière permanente dans la pratique, on exigea son imperméabilité dans les constructions hydrauliques. Au fur et à mesure que l'on fut éclairé sur les circonstances occasionnant les dégâts du béton exposé à pression unilatérale d'eau, la technique put rechercher les moyens pour les prévenir.

De 1920 jusqu'à nos jours, un nombre de progrès techniques ont été faits concernant l'outillage mécanique pour le malaxage, le transport et le placement du béton. Ceci améliora les moyens de produire un béton uniforme et imperméable, et on poursuivit intensivement des études scientifiques et pratiques sur les propriétés du béton et les réactions d'hydratation du ciment.

La valeur de ces résultats, dont on a profité dans les dernières constructions hydrauliques, ne pourra s'évaluer qu'à l'avenir et on peut s'attendre à ce que le béton, fait de nos jours, montre une bonne permanence.

#### *L'action de l'eau d'infiltration sur le béton.*

Les matières calcaires du béton d'un ciment portland sont toutes plus ou moins solubles ou décomposables par l'eau. Ainsi, l'eau qui filtre à travers le béton, dissoudra et décomposera le béton et elle altérera le béton en lui enlevant de la chaux. La vitesse de désagrégation se détermine premièrement par la rapidité d'infiltration et jusqu'à un certain degré par les propriétés de l'eau d'infiltration, c'est-à-dire par son contenu d'acides énergiques et de sels dissous. L'eau, riche en acide carbonique comme par exemple certaines eaux souterraines, est plus agissante que l'eau d'action neutre. Une eau neutre, qui contient des sels de chaux (le bi-carbonate) en grandes quantités doit même pouvoir améliorer l'étanchéité du béton. Les propriétés de l'eau de surface dépendent de la structure de la roche et des couches de terre. De cette manière la structure géologique a une certaine influence sur la détérioration du béton.

Quand l'eau pénètre dans le béton, il dissout l'hydrate de chaux qui s'y trouve. L'eau devient ainsi basique (alcaline). En présence de l'acide carbonique et du bicarbonate ces matières vont être précipitées. L'acide carbonique se lie à l'hydrate de chaux en formant un

carbonate neutre. Le bi-carbonate est également précipité sous forme d'un carbonate neutre, qui se dépose dans les cavités du béton. Une nouvelle phase de l'influence de l'acide carbonique commence au moment où cette transformation est arrivée au point qu'il ne reste plus d'hydrate de chaux en liberté dans le béton. L'eau n'est plus alcaline et, par conséquent, l'acide carbonique dissoudra le carbonate de chaux formé antérieurement.

Cette transformation en carbonate par l'intermédiaire de l'acide carbonique de l'eau a une grande importance. Elle rend les couches de surface des barrages plus étanches mais n'influe pas sur les parties internes de l'ouvrage bétonné. Grâce à la petite teneur en acide carbonique agressif de nos eaux de surface, la rapidité de dissolution du carbonate des couches externes des barrages est réduite à un rien.

Auparavant on se demandait, si les détériorations du béton étaient causées par l'eau même ou par les matières qui s'y trouvent. Pour élucider cette question, il y a quatre à cinq ans, le Comité Suédois du Béton (1) prit l'initiative d'analyser des eaux de différentes contrées du pays. Dans ces recherches on a déduit qu'en général les eaux fluviales contiennent de si petites quantités de substances nuisibles, qu'elles ne peuvent être responsables des détériorations survenues. L'eau est par conséquent partout neutre ( $\text{pH} = 6,5-7,2$ ). La teneur en acide carbonique libre et énergétique est faible (3-7,9 mg/l, parfois elle atteint exceptionnellement 15 mg/l). La teneur en humus des eaux analysées est aussi très faible et les variations de teneur en humus ne correspondent point aux détériorations survenues. Dans un cas particulier (Klarälven, fleuve de la Suède) où, à cause de la présence de nombreuses fabriques de sulfate on soupçonnait l'influence des sulfates dissous, on a fait faire des recherches spéciales à ce sujet. Grâce à cette analyse, on a constaté que la présence des usines n'influe guère sur la teneur ordinaire de l'eau en acide sulfurique et que la teneur totale atteint au maximum 3,78 mg/l.

De ces circonstances, on peut conclure que la détérioration du béton n'est pas causée par la présence de certaines substances dissoutes dans les eaux, mais par la propriété de l'eau de dissoudre et de décomposer les éléments du ciment ; cette action étant rendue plus efficace par la perméabilité des constructions en béton.

---

(1) Un comité institué par la Direction Royale des Forces Hydrauliques et quelques sociétés. Voir Kungl. Vattenfallsstyrelsen. Tekniska Meddelanden, Série B, N° 16, p. 44-53, 1920.

Les matières calcaires, qui entrent dans la composition chimique d'un ciment hydraté, sont de l'hydrate de chaux, des combinaisons de chaux et d'acide silicique (les hydrosilicates), de la chaux, de l'alumine (de l'aluminat) et une certaine quantité de grains de ciment (résidus de clinker), qui n'ont pas été soumis à la réaction de l'eau de gâchage. De ces éléments nommés ci-dessus l'hydrate de chaux se dissout avec une solubilité maximum de 1,2 g/l. L'aluminat est moins soluble. L'eau attaque le silicate et les particules de ciment qui restent et il se forme de la chaux, qui se dissout dans l'eau, tandis que les autres éléments — principalement de l'acide silicique et un peu de fer — sont insolubles. L'eau, qui filtre à travers le béton, contiendra par conséquent de la chaux dissoute, mais peu d'alumine, de fer et d'acide silicique. Des matières calcaires du béton, l'eau dissoudra par conséquent de grandes quantités d'hydrate de chaux, en même temps quelle attaquera les autres éléments calcaires et les grains de ciment qui restent. Par les résultats obtenus lors des recherches expérimentales au sujet de la lixiviation du ciment (1), on peut conclure qu'au cours de l'infiltration, le rapport de la chaux aux autres matières doit diminuer de plus en plus avec le temps, puisque l'eau dissout en premier lieu la chaux, l'élément le plus soluble du béton. D'ailleurs, dans des conditions sous tout autre rapport non changées la quantité totale d'éléments dégagés doit diminuer.

Pour mettre au clair la répartition des éléments de lixiviation d'un béton, il faut citer quelques analyses d'eau de fuite. En 1927, on fit l'analyse d'une eau qui avait filtré à travers un mur en béton damé, qui avait été soumis, depuis mai 1926, à la pression de l'eau. (Voir *Teknisk Tidskrift* le 30-4-1927). Le débit de l'eau de fuite fut évalué à 0,33 l/min. Après évaporation on obtint un reste de 0,94 g/l de l'eau filtrée à travers le béton. La valeur correspondante pour l'eau en amont du barrage était en moyenne 0,04 g/l. Ainsi, chaque litre d'eau de fuite emmenait du barrage 0,9 g d'éléments dissous (principalement de la chaux). En une journée, cela fait une quantité de 0,43 kg. Au mois de février 1928, c. à d. environ un an plus tard, on renouvela l'analyse de l'eau filtrant à travers le même barrage, et on obtint par litre d'eau de fuite le dosage suivant :

---

(1) kungl. Vattenfallsstyrelsen, *Tekniska Meddelanden*, Série B, N° 16, p. 111 et suivantes.

Hydrate de chaux	0.5721 g
Hydrate de magnésic	0,0023 g
Acide silicique	0.0010 g
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> et Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	non constaté

---

Le total des matières 0.5754 g

Le résultat de l'analyse montre que l'hydrate de chaux constitue la quantité principale des matières dissoutes dans l'eau de fuite (1). D'autre part, il est intéressant d'observer qu'au bout d'un an les matières dissoutes ont été réduites de 0.9 g/l à 0.58 g/l. Pour étudier les matières qui se dégagent des vieilles constructions en béton on fit faire en 1932 des analyses d'eau d'infiltration passée par un mur de béton construit il y a 17 ans (l'escalier de l'écluse à Trollhättan). Les analyses ont donné les résultats suivants :

	Epreuve n° 1	2	3	
Si O <sub>2</sub>	2,3	6.1	7.8	mg/
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	} 1.1	1.9	2.0	»
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	}	}	3.7	»
Ca O	16.0	33.6	38.0	»
[Ca(OH) <sub>2</sub> ]	[21.1]	[44.4]	[50.2]	»
Mg O	1.8	0.4	8.2	»

En comparant ces chiffres avec ceux du dosage de l'eau de fuite cité précédemment, on constate l'augmentation de la teneur en acide silicique, en oxyde de fer et en oxyde d'alumine par rapport à celle en chaux. Les analyses d'eau de fuite montrent bien ainsi le développement de la détérioration par infiltration. Ces résultats ont motivé la nécessité de poursuivre ces dosages d'eau de fuite à de nombreuses installations. De ces analyses, on a voulu déterminer le caractère des cours d'eau, c. à d. en d'autres termes, le pouvoir qu'ont les eaux d'enlever les composants du béton, et de même l'influence de l'âge du béton et de la qualité du ciment, etc. Les résultats sont rassemblés dans l'appendice.

La lixiviation de la chaux qui a lieu dans un béton infiltré d'eau peut également être étudiée par observation microscopique d'éprouvettes adoucies de béton. Le premier changement qu'on peut constater dans l'état du ciment est une diminution de la quantité d'hydrate de chaux. En même temps, l'eau attaque les grains de ciment non hydratés (résidus de clinquer) et il se forme des hydra-

---

(1) kungl. Vattenfallsstyrelsen, Tekniska Meddelanden, Série B, N° 16, p. 110

les. A une phase postérieure, tout l'hydrate de chaux du béton est disparu et les résidus de clinquer ont été complètement hydratés. Le ciment s'est transformé en un silicate et en un aluminat moins calcaires avec des particules d'oxyde de fer assez uniformément réparties. A ce moment, le béton a perdu presque toute sa consistance. La lixiviation du béton le rend moins résistant au gel. Et plus la lixiviation s'avance, plus le gel fait des ravages.

*Des changements subits au béton causés par aération.*

Il a été dit précédemment des constructions en béton que les couches de surface où l'acide carbonique de l'air est capable d'attaquer l'hydrate de chaux, sont plus riches en carbonates que les couches internes du béton. L'essai suivant a été fait pour déterminer dans quelle mesure et avec quelle rapidité à une surface aérée l'hydrate se transforme en carbonate.

En réparant un ancien barrage, qui pendant neuf ans avait été soumis à la pression de l'eau, on en prit un morceau de béton non détérioré. On pulvérisa le bloc et on répartit la poudre en trois parties égales. On mélangea une partie aussitôt après la pulvérisation avec une certaine quantité d'eau distillée. Puis le mélange fut bien remué et laissé au repos pendant un temps prescrit. Quand le liquide fut redevenu clair, on filtra l'eau et on fit faire une analyse des alcalis (quantité d'hydrate de chaux). On constata alors une teneur en hydrate de chaux de 962 millièmes. Une autre partie de la poudre de béton fut pendant 28 heures étendue en une couche de 2 mm d'épaisseur. La poudre fut ensuite mélangée avec la quantité d'eau distillée employée dans le premier essai et puis elle fut traitée de la même manière décrite plus haut. La quantité d'hydrate de chaux dissous dans l'eau fut à cet essai évaluée à 670 millièmes. Le restant de la quantité de poudre, fut, pendant 8 jours entiers, étendu en une couche de 2 mm d'épaisseur à une température chambrée. Puis la poudre fut mélangée avec une quantité égale d'eau distillée et traitée comme les épreuves 1 et 2. Finalement les alcalis de l'eau furent dosés et on constata alors qu'il y avait 240 millièmes d'alcalis.

De cet essai, on déduit que la résistance de la poudre de béton a augmenté par le fait de l'aération durant huit jours et que le pouvoir dissolvant de l'eau distillée a été réduit aux trois quarts.

L'essai montre clairement l'opportunité d'aérer un barrage en béton avant de le soumettre à la pression unilatérale de l'eau.

Souvent on trouve ainsi en inspectant de vieux barrages que les couches externes se sont bien préservées, tandis que celles de l'intérieur ont été complètement détériorées. Ces circonstances s'expliquent par les essais cités plus haut. On arrive de même à expliquer la trop petite résistance du béton coulé sous l'eau. Cette réduction de la résistance cause souvent dans la pratique des surprises désagréables.

Lorsqu'un barrage est soumis à la pression unilatérale de l'eau, celle-ci pénètre d'abord dans les couches les plus proches et les humecte. La profondeur de cette infiltration d'eau dépend de la perméabilité du béton et de l'intensité d'évaporation du parement aval du barrage. L'humectation pénètre par conséquent à une profondeur telle que l'équilibre s'établit entre la quantité d'eau filtrée et celle d'eau évaporée. Le béton humecté se dilate peu à peu et devient ainsi plus imperméable, tandis que le béton plus rapproché du parement aval garde son degré de perméabilité. Par suite de ceci la profondeur d'humectation diminuera partout après cette dilatation et l'épaisseur de béton imbibé variera suivant les conditions d'évaporation, bonnes ou mauvaises. Si le barrage est ce qu'on appelle étanche, c. à d. que l'eau ne pénètre pas à travers, une altération du béton aura tout de même lieu. De l'hydrate de chaux dissous par l'eau d'infiltration est amené vers l'intérieur du barrage, où celui-ci, au contact de l'air, passe en carbonate de chaux insoluble qui se précipite. Dans la couche limitée par le béton humecté et par le béton aéré, les particules de carbonate de chaux se déposeront dans les cavités éventuelles et rendront ainsi le béton plus étanche. Si l'eau infiltrée ne peut pas s'évaporer, comme par exemple dans un barrage-déversoir, l'ouvrage bétonné sera entièrement humecté et une certaine infiltration aura pratiquement toujours lieu.

Ainsi, il faut croire qu'il y a différentes conditions de durée d'une part pour un barrage avec un parement aval aéré, et d'autre part pour un barrage complètement immergé d'eau. Dans le premier cas, le béton a des possibilités de s'imperméabiliser. Le second type de barrage n'offre pas ces avantages et le béton se trouvera par là exposé à une détérioration par infiltration, et pour un béton pratiquement étanche, celle-ci se fera très lentement.

Dans de vieux barrages, qui ont été soumis à la pression unilatérale de l'eau, on peut prouver qu'une amélioration locale de l'imperméabilité s'est effectuée. Les taches blanches au parement aval, ou des précipités, indiquent l'existence de fuites. Elles couvrent sou-



vent une surface sèche de béton, ce qui explique le bouchage des fissures par ces dépôts.

Des murs qui ont été bien aérés et qui sont soumis à la pression unilatérale de l'eau ne montrent pas de traces de précipités, ou s'ils en ont, elles sont insignifiantes. Comme exemple, on peut citer les chambres d'eau à Alvkarleby, Gullspang, Skogaby, qui sont aérées par l'air chaud des générateurs. Ici l'évaporation intense du parement aval a retenu la limite d'humidité à l'intérieur de l'ouvrage bétonné, et aucune fissure n'a pu atteindre la surface aérée.

A des barrages couverts de terre en aval et à des barrages où l'eau couvre le parement aval, on a constaté en bien des endroits de grands dégâts de lixiviation à de vieux barrages. Des fissures, au commencement peut-être insignifiantes, n'ont pas été bouchées et elles ont pu se développer librement pour finalement devenir des bris de lixiviation. Peu à peu celles-ci ont atteint de grandes dimensions.

*Description concernant les détériorations du béton  
causées par l'eau d'infiltration.*

Le béton qui pendant assez longtemps est soumis à l'infiltration de l'eau, passe par un procédé de destruction comme on l'a indiqué plus haut. Ceci se fait généralement dans un mouvement accéléré. Tout d'abord la destruction embrasse les parties ou couches de béton les plus pénétrables à l'eau. Dans les constructions effectuées en béton damé, la destruction se fait surtout dans les joints de coulis. A ces endroits, la surface inférieure de la couche supérieure est asaillie d'abord, tout simplement parce que ces parties ont été moins bien damées et rendues plus perméables. Il est de même étonnant comment dans ces vieux ouvrages on peut trouver des couches complètement désagrégées, environnées de parties de béton peu détériorées. L'explication de ces différences de détérioration se fait simplement ainsi. Quelques couches ont été moins bien proportionnées, malaxées et damées, et par conséquent moins imperméables : ainsi l'eau s'est infiltrée plus vivement à travers celles-ci, et elle y a causé une destruction plus rapide. La photo n° 1 démontre la bonne communication des réseaux de canaux, creusés par l'eau de lixiviation infiltrée.

Dans un mur de béton soumis à pression unilatérale, on a fait perforer une série de trous verticaux en vue d'injection de ciment.

Sous l'effet de la pression de l'eau que l'on fait passer par l'un des trous, l'eau jaillit des autres trous emportant du limon et du gravier. Dans ce cas, le béton de l'intérieur du barrage était en grande partie complètement détérioré, tandis que les surfaces extérieures étaient relativement imperméables et ne laissaient voir aucun dégât.

Au percement des trous verticaux précédemment décrits, on pouvait constater des cavités dans le béton. Ces vides de dimensions variables atteignaient jusqu'à 10 à 15 cm dans le sens du perforateur.

D'un barrage on prit des éprouvettes, soit d'un béton en bon état, soit d'un béton avec des dégâts de lixiviation (1). Ces éprouvettes furent analysées par rapport à la composition du ciment. D'après ces analyses, on constata que le béton dont la teneur en chaux avait diminué d'un tiers, pouvait être considéré comme totalement détruit.

La détérioration par infiltration survient souvent le long des systèmes rigides en poutres de fer ou autour d'autres substances scellées dans le béton. Des fuites peuvent déjà se produire le long de ceux-ci au moment de placement du béton, puisque les éléments scellés ne suivent pas le mouvement de tassement du béton. Au long de ces corps solides vont se trouver des fentes, qui laisseront passer l'eau de fuite. Des barres d'armature, non ajustées pour suivre ce retrait, peuvent aussi causer la formation de canaux qui laissent passer l'eau de fuite.

Il arrive souvent pour les barrages qui ont leur fondation sur le roc, et qui sont soumis à une pression unilatérale, que les couches les plus proches du roc sont les plus détériorées. On peut se demander, si au début, la désagrégation ne s'est effectuée par le fait que les murs se sont dilatés différemment au roc en dessous, et si des fendillements ainsi provoqués n'ont pas peu à peu produit une zone de fissures dans la couche du béton la plus rapprochée du roc, à travers laquelle l'eau d'infiltration surgit ensuite. Ou la détérioration provient-elle de ce que la couche la plus profonde est soumise à la plus forte pression hydrostatique et risque ainsi d'obtenir des fentes ? Dans bien des cas la détérioration de la couche du fond peut s'expliquer par le fait que la roche de fondation est pourvue de fentes. On ne s'en est pas occupé pendant la période de construction, étant donné que les fentes à ce moment-là ne laissaient pas passer de l'eau. Mais à la mise en fonction du barrage les fentes deviennent

---

(1) Voir Kungl. Vattenfallsstyrelsen, Tekn. Meddelanden, Série B, N° 16, p. 107-109.

hydrophores et le long de leurs ouvertures se forme un fin filet de canaux par lesquels la détérioration se poursuit.

Autrefois, on creusait dans la roche devant le parement amont du barrage une « rainure d'étanchement ». Le procédé de creuser la roche de manière à atteindre une fondation sur le roc sans fissures est pratiquement irréalisable, et les conduits d'étanchement sont aujourd'hui remplacés entièrement par des rangées de forages, dans lesquels a lieu l'injection du ciment. Il est important que les forages s'enfoncent à une profondeur telle que la zone de fissures se comble.

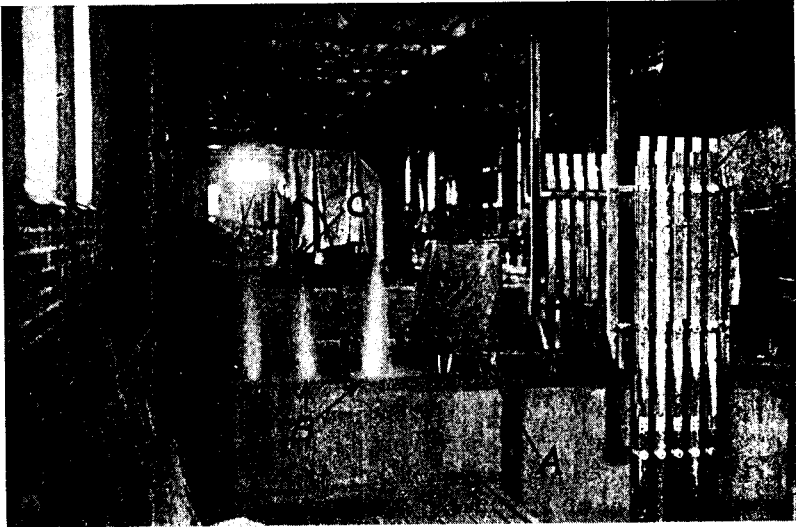


Fig. n° 1.

Par la pression de l'eau que l'on fait passer du tuyau « A » au trou fait dans le mur, et en même temps par l'insufflation d'air comprimé à travers un trou « C », l'eau jaillit des trois autres trous « B ».

Des exposés et écrits envoyés au Comité du Béton, traitant la détérioration du béton, on a tiré ces extraits :

Le Laboratoire d'Essai de l'Etat information n° 48 chap. V A traitant « La cause de la détérioration du béton par l'eau ».

« Dans le cas où l'eau effleure seulement la surface du béton et où celui-ci est si imperméable que l'eau ne peut le pénétrer, l'attaque de l'eau se fait généralement très lentement. Et en présence d'eau de fleuves, d'eau de lacs et d'eau souterraine d'action pas trop nuisible, un béton étanche peut avoir une résistibilité et une résistance bonne et suffisante. Si, au contraire, le béton n'est pas assez

imperméable et que par le fait de la différence de pression, l'eau pénètre dans le béton et s'infiltré à travers ses pores et canaux, la quantité d'eau en contact avec les particules de ciment s'augmente considérablement. Et plus le renouvellement d'eau se fait, plus la vitesse de dégagement augmente. Par suite de ceci, la porosité s'accroît, l'infiltration augmente à son tour, la détérioration s'accélère et une destruction complète peut se produire dans l'espace de peu d'années, même de quelques mois. De ceci, il s'ensuit que la première cause de la désagrégation du béton dans l'eau est le filtrage de l'eau à travers le béton, qui à son tour a rapport à son imperméabilité et à la pression hydrostatique. De même dans du béton d'ailleurs étanche la formation de fissures dans la masse permet à l'eau de s'infiltrer et elle forme des surfaces d'attaque pour l'eau. De telles formations de fissures sont occasionnées soit par surcharge, par retrait ou par dilatation, soit par des tensions de température en raison du développement de la chaleur causé par le durcissement, etc. Les joints de coulis sont souvent plus ou moins perméables et peuvent par là donner naissance à une destruction du béton. »

Svenska Diamantbergborrnings A.-B. fait l'exposé suivant :

« Les détériorations dans une construction en béton causées par l'eau filtrante ne peuvent en général pas être localisées à des certains endroits. L'expérience de nos travaux d'injection a démontrée que là où le béton a été détérioré, la désagrégation a atteint plus ou moins toute la partie du corps du barrage, qui pendant assez longtemps a été soumis à la pression de l'eau. L'expérience a confirmé d'ailleurs ce qu'on attendait, notamment que les parties soumises à la plus forte pression sont les plus atteintes par la détérioration, c'est-à-dire les parties de la base du barrage. Les joints de coulis dans la masse de béton sont des points d'attaque d'une destruction qui commence tôt et qui souvent progresse rapidement.

Dans les parties d'un ouvrage en béton, où à cause de l'uniformité de la construction on s'attendait à une détérioration presque uniforme, les dégâts ont été à certains endroits complets et à d'autres insignifiants. Il est probable que ceci est causé par l'inégalité de structure du béton au moment de son placement. Le béton est devenu plus perméable à certains endroits, qui ont été plus détériorés, que les parties voisinantes plus étanches.

La désagrégation du béton paraît s'être développée de différentes manières. Dans certains cas, une dissolution et un éloignement du ciment semblent avoir eu lieu. Dans d'autres cas, plus fréquents, le

ciment semble avoir subi une métamorphose et il reste en quantité plus ou moins grande, sous forme d'une substance terreuse couleur de rouille. Dans les deux cas, on a observé une détérioration très accentuée.

Les parties exposées à une telle désagrégation peuvent avoir une étendue considérable. A une installation hydro-électrique de la Dalécarlie, d'où ces éprouvettes proviennent, toute une partie continue de 70 à 80 m<sup>2</sup> du mur du côté amont d'une galerie longitudinale avait été détériorée. C'était le même cas avec les poutres de support voisines. La surface altérée s'étendait de la semelle du barrage au toit de la galerie et à l'intérieur du béton jusqu'au fond des forages et probablement à travers tout le barrage. Quand on fit perforer les trous pour l'injection, on ne rencontra qu'exceptionnellement des blocs de béton bien solides. Dans toute l'installation, on évalua les parties bien détériorées à environ 25 % de l'ouvrage entier. Les grosses fentes qui s'y trouvaient rassemblées, ont certainement par leur présence empêché un accident. Ces fentes ont servi de drainage et ainsi elles ont réduit la pression de l'eau aval.

La détérioration du béton dans une construction présente un danger pour la durée de celle-ci et ce péril augmente par le fait que les dégâts se découvrent rarement à un examen superficiel. La surface même semble rarement être atteinte et des précipitations n'annoncent pas toujours l'existence d'une lixiviation. Souvent il arrive qu'on ne peut pas localiser, d'après la quantité d'eau en suintement, les parties lixiviées et détruites et non plus déterminer leur étendue. L'étanchéité de la couche superficielle peut en effet obliger l'eau de fuite à s'écouler à des endroits plus ou moins éloignés. »

Le géologue, M. Nils Sundius, a examiné des éprouvettes de 12 centimètres de diamètre, qui ont été recueillies par Svenska Diamantbergborrnings A.-B. d'un barrage du Dalälven, construit vingt ans plus tôt. Il nous donne, après des recherches, la description suivante :

« L'examen a démontré que le vieux béton contenait, dans des parties fortement lixiviées, des cavités de grosseurs différentes et même importantes (jusqu'à 1 dm de diamètre). Ces vides ont, en grande partie, communiqué entre eux, et ils ont laissé passage à l'eau à travers le barrage. Entre ces parties bien poreuses, le béton était mieux conservé, mais il contenait même à ces endroits des cavités quoique de petites dimensions et isolées les unes des autres. »

Dans un autre passage de la même description concernant certaines éprouvettes de béton de meilleure consistance, il est dit :

« Le béton y était pourtant en grande partie poreux avec des vides plus ou moins importants, visibles à l'œil nu. Ces cavités avaient des formes très irrégulières, d'une part ramifiées et multi-formes, d'autre part rondes et plus ouvertes. Elles étaient en partie recouverte d'une membrane jaune foncé (oxyde de fer) comme il est fréquent dans du vieux béton. »

Ces exposés correspondent bien avec la description donnée ci-dessus, fondée sur les observations faites au cours d'inspection et de travaux de réparation de plusieurs constructions hydrauliques privées ou appartenant à l'Etat. La manière par laquelle les détériorations du béton se présentent, relève l'importance qu'il y a à employer un béton uni et bien travaillé dans les constructions, soumises à une pression unilatérale. Au cours des dernières années, on s'est rendu compte de l'importance fondamentale qu'a l'imperméabilité du béton pour sa durée. Bien des travaux ont été faits pour la recherche des causes prépondérantes de ces détériorations. Et puisse-t-il être jugé convenable à ce propos de formuler un résumé de ce qu'il y a à tenir compte pour la production d'un béton imperméable.

#### *La meilleure proportion de mélange.*

*Le dosage de ciment* doit être suffisant pour que le ciment puisse remplir les pores entre les particules des matières additionnées et les envelopper. Dans la pratique, on a trouvé que les dosages plus maigres que 1 : 5 ne rendent un béton étanche et par conséquent ne doivent pas être employés dans les constructions hydrauliques. Même si on veut employer ce dosage, il faut choisir des matériaux à additionner de bonne qualité, et bien surveiller le malaxage et le placement du béton. En général avant de fixer le dosage, on doit faire au laboratoire des essais de perméabilité avec les matières à ajouter qui seront employées au chantier.

Au sujet de la *granulation* des matières à ajouter on est de plus en plus arrivé à souligner l'importance d'une juste variation du degré de finesse des ingrédients, puisque le béton devient ainsi plus facile à travailler. Il est évident qu'il est avantageux de pouvoir obtenir un produit de première qualité avec le minimum de ciment. Ainsi on fait des économies de ciment, mais on obtient surtout les avantages du béton maigre, qui se contracte et se dilate moins que le béton plus riche. Cependant, il n'est point nécessaire de suivre strictement une courbe idéale pour déterminer les variations du

degré de granulation, et surtout il faut considérer les variations de dimensions des gros grains comme moins importantes.

Au sujet de la *quantité de matières* de finesse inférieure à 0.5 mm, il faut dire qu'il est nécessaire de choisir soigneusement cette quantité pour obtenir un béton étanche. Lors des essais de laboratoire on trouve souvent que le gros sable rend le béton plus étanche que le sable fin. Cependant, dans la pratique on exige l'homogénéité du béton, afin que le béton soit étanche, et comme un béton homogène est obtenu seulement si la masse de béton a été facile à travailler dans le moule, il est nécessaire que le sable contienne une certaine quantité de fins éléments. On ne peut pas donner des directions exactes à suivre sur les quantités de ces grosseurs de grains, qui doivent être additionnées. Les proportions idéales doivent être déterminées en chaque cas par des expériences directes. Il est d'usage de considérer que 30 % du poids de sable doit être composé de matériaux d'une grosseur de grains inférieure à 0.5 mm, et que la moitié de ceci doit avoir un degré de finesse inférieur à 0.25 mm.

Puisque la *quantité d'eau* de gâchage influe beaucoup sur la facilité de travailler le béton, les ouvriers sont tentés d'ajouter un excès d'eau. Il est pourtant nécessaire, si on veut obtenir la plus grande imperméabilité possible, d'employer le minimum d'eau pour obtenir une pâte de béton possible à travailler. Les variations des quantités d'eau contenues dans le sable causent souvent certaines difficultés pour la détermination de la quantité d'eau de gâchage.

### *La fabrication, le transport et le traitement du béton.*

A présent aux chantiers où il s'agit de fabriquer de grandes quantités de béton pour des constructions hydrauliques, on fait monter des installations de préparation du béton (1). La distribution aux coffrages doit se faire de manière que les éléments du béton ne puissent se séparer. La distribution du béton d'une tour à ascenseurs, par des goulottes et de même par une courroie de transport sont des méthodes appréciables. Mais le versement du béton par des tambours inclinés à pic ou par des tuyaux composés de trop de chaînons, causera dans le béton le plus maigre une séparation des pierres du mortier.

---

(1) L'exigence d'obtenir un béton bien proportionné même pour de petites entreprises, a entraîné la fabrication en gros de béton malaxé, qui se distribue par des réceptacles tournants.

Le coulage de béton d'un monolithe doit se faire en une suite ininterrompue, et des joints de coulis ne doivent exister qu'aux endroits désignés par le constructeur.

### *Inspection par forage du béton d'un barrage.*

A l'examen de l'état des parties internes d'un barrage, on se sert d'habitude du forage ordinaire. On étudie la descente du perforateur et on dose la chaux de la farine de forêt. Pourtant, ces données ne sont pas en général suffisantes pour déterminer la qualité du béton.

Aujourd'hui, la Direction Royale des Forces Hydrauliques emploie pour examiner ses barrages une méthode plus sûre, qui s'applique mieux à de plus grandes profondeurs. La méthode consiste à creuser des trous de grands diamètres, d'en retirer des noyaux pour les analyser ou, si l'on n'obtient pas de noyaux, à inspecter les surfaces internes du trou à l'aide d'un instrument spécial. Le perçage se fait en ce cas avec du sable d'acier. Le forage à diamant s'est montré moins applicable, parce que les diamants s'arrachent de leur sertissage au perçage d'une matière hétérogène.

Il est évident qu'aux endroits où on a obtenu des noyaux entiers, le béton est bon ; mais l'impossibilité d'obtenir des noyaux de béton n'est pas pour cela la preuve directe d'une détérioration bien avancée. Notamment au forage avec du sable d'acier des pierres arrachées suivent la rotation du trépan et pulvérisent le noyau. Une grande partie de cette matière pulvérisée est ensuite enlevée par la lavure.

Afin d'examiner le béton des barrages de l'installation hydro-électrique d'Alvkarleby, on fit faire aux endroits où on soupçonnait une détérioration du béton, dix forages à des profondeurs variant entre six et douze mètres. Des résultats du forage (pl. I et II) ressort qu'à de grandes distances on n'a pas pu retirer des noyaux de béton. Ainsi, il fut nécessaire d'examiner de plus près les surfaces des forages, et dans ce but on fit construire un instrument selon la figure N° 2.

Comme l'appareil s'emploie souvent dans des trous remplis d'eau, il est important de faire les joints de tuyau bien imperméables. Ceci est facile d'obtenir avec une garniture bien appropriée. Une lampe à arc au tungstène de cent watts distribue assez de lumière

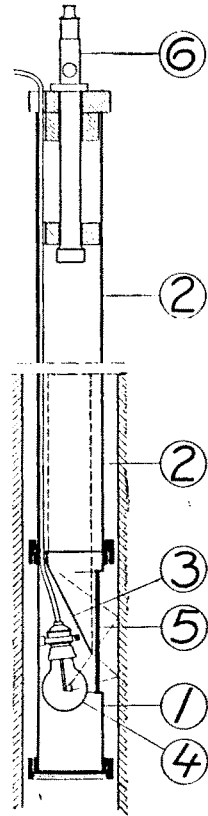


pour des profondeurs considérables et de plus elle développe assez de chaleur pour empêcher verre et glace de se couvrir de buée.

Aux inspections les positions et les étendues en sens de la hauteur des cavités ont été déterminées par mesurage. Par cette méthode, il n'est évidemment pas possible de mesurer directement

Fig. N° 2.






- (1) Tuyau de laiton (« lanterne ») muni d'un fond.
- (2) Tuyaux de laiton de 1 pouce en longueur de 2,25 mètres.
- (3) « Glace en acier » (4) Lampe. (5) Fenêtre, (6) Lunette.

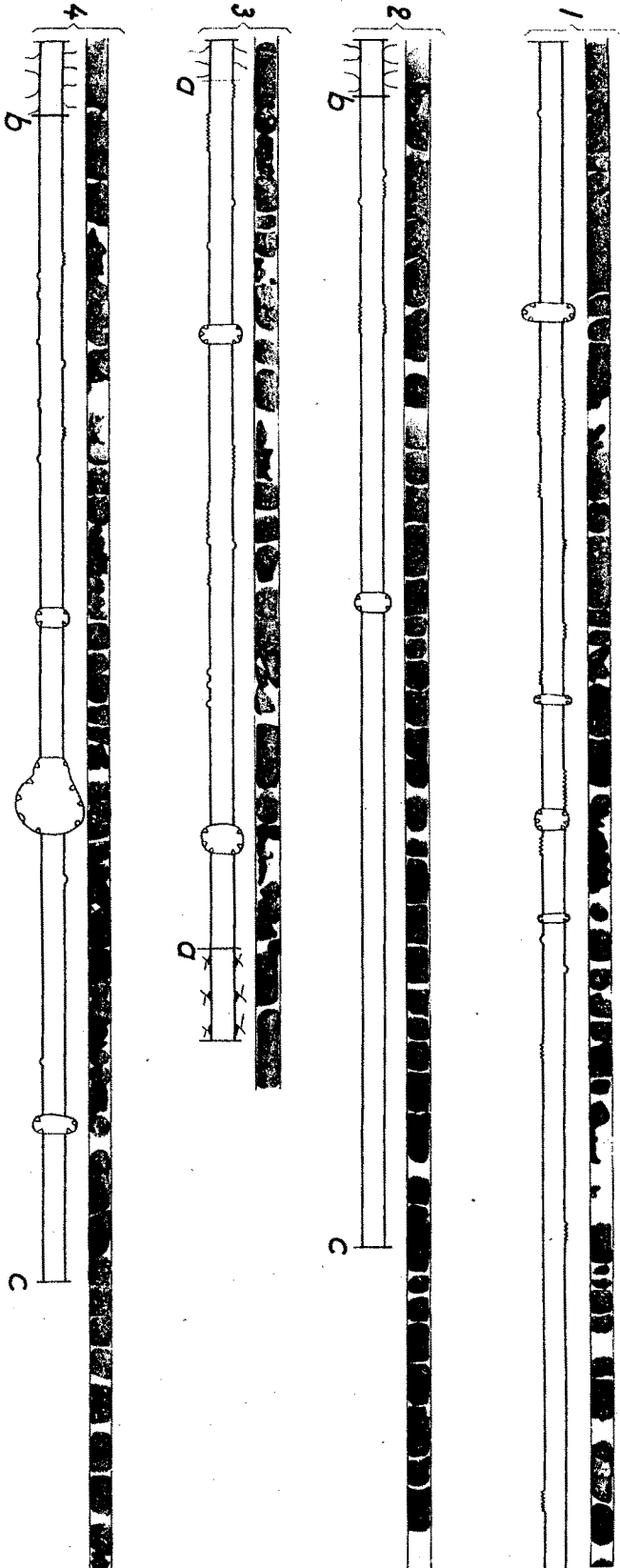
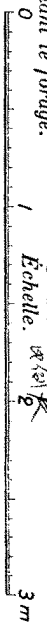


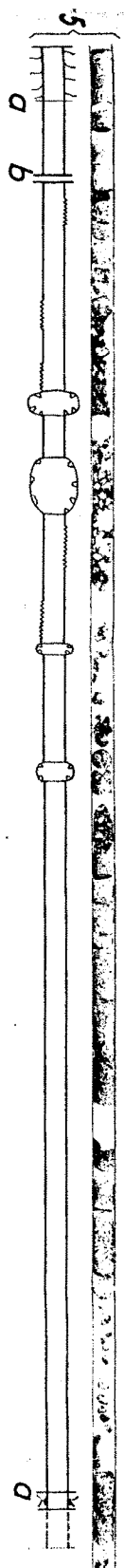
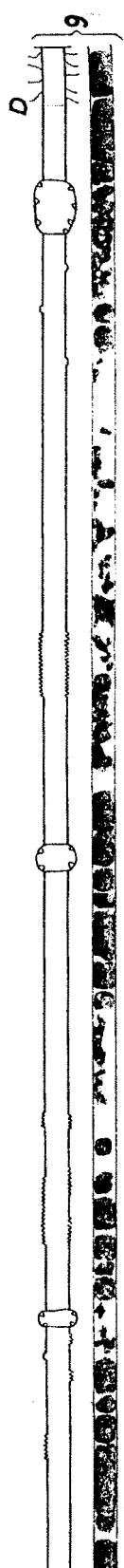
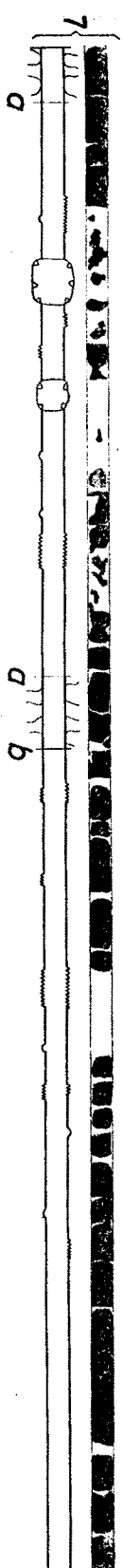
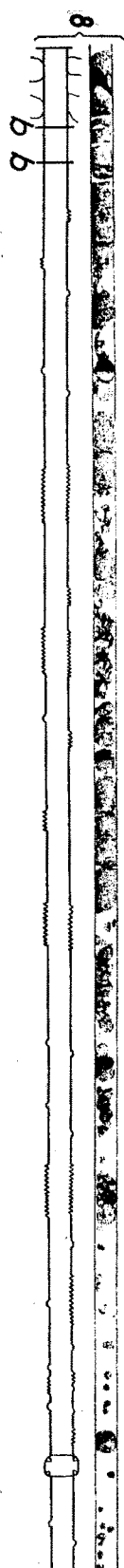
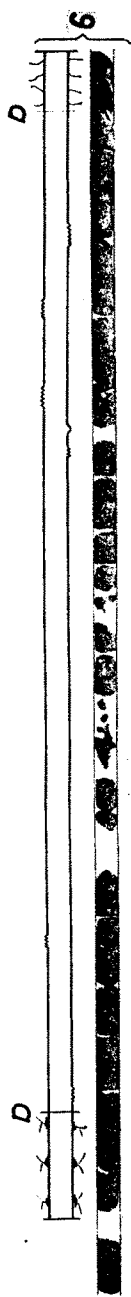
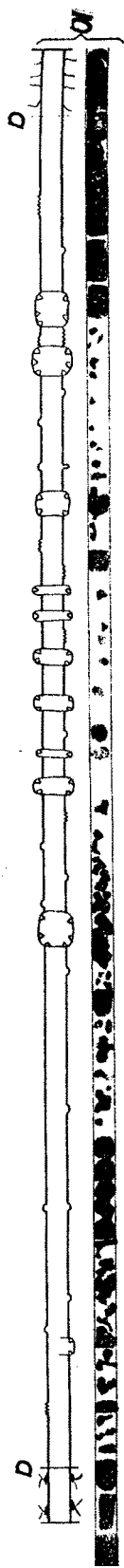
la largeur d'une cavité ; mais on a pu estimer celle-ci avec une précision suffisante. Le degré de détérioration à d'autres parties de l'ouvrage bétonné a été déterminé par l'apparence de la surface du trou percé. On a surtout vérifié, si des lavages autour des pierres ont eu lieu ou non. La qualité de béton a ensuite été déterminé par le fait que les gros éléments ont été arrachés ou coupés au moment du forage.

Si on compare les photos des noyaux avec le résultat de l'inspection, on constate que des noyaux dans certains cas ont été

Légendes :  
Befæckningar: 石层

-  God yta, skurna stenar.  
Surface excellente avec pierres coupées.  
切割石层
-  Begynnande urspoolning kring stenar.  
Début de délaçage autour des pierres.  
洗石层
-  Stenar lösslyckta under borrningarna.  
Pierres arrachées pendant le forage.  
松动时散落的石层
-  Kavitet.  
Cavité. 穴
-  Större sten.  
Grosse pierre.  
大石块





relirés des endroits où à l'inspection on avait trouvé des cavités. Ceci provient de ce que le noyau du béton au-dessus de la cavité est tombée dans celle-ci lors du percement.

De l'inspection faite à Alvkarleby, il s'ensuit clairement que le béton est loin d'être aussi mauvais qu'on avait le droit de supposer d'après l'état des matières retirées ; au fond, on pourrait considérer le béton comme bon. Il y a intérêt de noter la bonne qualité du béton tout proche du roc, ce qui doit être attribué à la richesse du mélange employé (fig. 3).

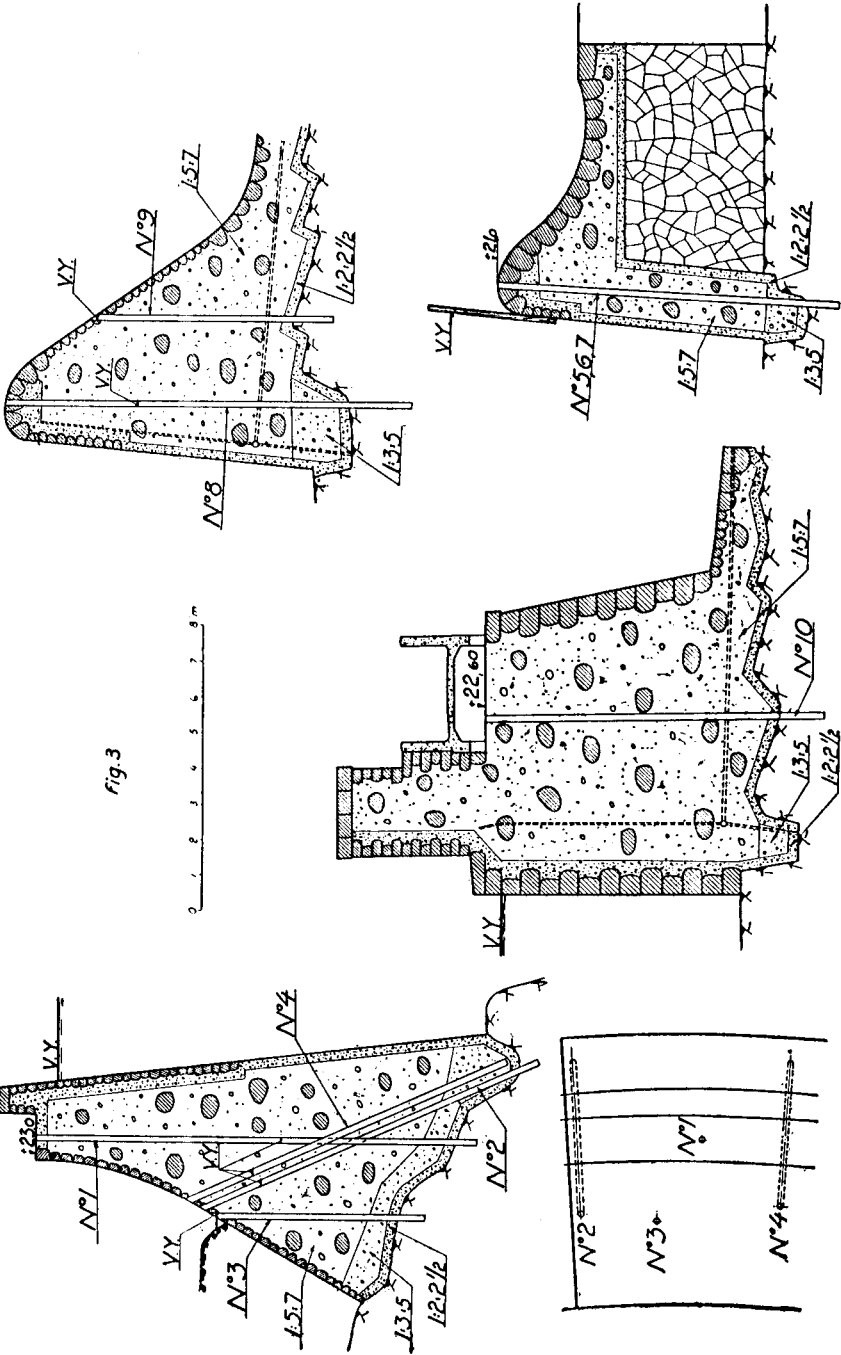
Pour pouvoir employer l'instrument cité plus haut, il est nécessaire de percer des trous rectilignes, ce qui n'a pas toujours réussi (voir pl. I). Si l'on emploie des lentilles dans le tuyau, on peut éliminer en quelque mesure l'inconvénient causé par un forage qui n'est pas tout à fait droit.

#### *Différentes méthodes de réparer les détériorations provenant de l'infiltration d'eau.*

Des barrages qui ont été altérés par l'eau d'infiltration, peuvent évidemment être réparés de manières différentes suivant le degré de détérioration provoqué au barrage.

##### *1) Imperméabilisation par aération du parement aval.*

La méthode est basée sur le fait de la transition dans l'eau d'infiltration, de l'hydrate de chaux dissous en carbonate de chaux insoluble sous l'influence de l'aération. Si la filtration à travers un barrage se révèle seulement par une humectation faible du parement aval, on peut accroître l'intensité d'évaporation de la surface du mur de manière à ce que la surface paraisse complètement sèche. Ceci se fait en activant l'aération ou en rendant le desséchement plus efficace par de l'air chaud. En d'autres termes, l'eau est amenée à s'évaporer avant qu'elle atteigne la surface du parement et l'hydrate de chaux dissous se dépose transformé en carbonate de chaux dans les pores du mur bétonné. Ainsi se fait peu à peu une imperméabilisation de la surface aval. De bons résultats ont été obtenus ainsi à Bullerforsen, où le barrage-Ambursen est aéré par l'air chaud des générateurs. Les parties du barrage qui ont été desséchées de cette manière sont en bon état, tandis que les fractions plus éloignées sont en plus mauvaise condition. Ensuite on peut citer le barrage de Porjus et les murs de la bêche spirale à Lilla Edet.



- 2) *Injection du ciment dans les murs de béton afin d'amener de nouvelles quantités de ciment au « réseau de canaux » creusés par infiltration d'eau.*

Par cette méthode, on ne protège pas seulement l'ouvrage bétonné en réduisant les fuites, mais aussi parce que l'eau d'infiltration, non éliminée par la réparation, en pénétrant à travers le barrage, va être alcalisée et rendue inoffensive. Ce procédé de rendre le béton étanche peut parfois être complété, avec succès, par la première méthode d'aération. Aux usines hydro-électriques de Gullspång et de Trollhättan, on a obtenu avec cette méthode des résultats manifestes. Souvent on poursuit le second procédé de la manière suivante. On perce le béton à l'emplacement des fissures. Puis on bouche les trous en y plaçant un béton bon et étanche. Pendant la prise du béton l'endroit réparé est protégé de l'eau de fuite par des tôles enfoncées dans le mur bétonné, qui à l'aide de tuyaux font écouler l'eau loin du mur. Quand le béton frais a durci, on injecte par ces tuyaux d'évacuation pour l'eau de fuite, du ciment destiné à boucher les vides derrière le béton frais et les canaux, qui amènent l'eau de fuite.

- 3) *Crépissage du parement aval du barrage par cement gun avec du mortier de prise rapide.*

Ce procédé a été employé aux travaux de réparation de la centrale hydro-électrique de Trollhättan, du barrage de Porjus et de certains ouvrages à Alykarleby. La méthode semble susceptible d'être perfectionnée grâce aux ciments plus aptes qu'on produit de nos jours. Au crépissage par « cement gun » le mortier sec est gâché avant de rencontrer le mur. Si le ciment est de prise excessivement rapide, le durcissement a lieu au moment même du contact avec le mur. Ce procédé rend possible de crépir un ouvrage, où il y a même d'assez grandes fuites.

La série suivante de photographies (n<sup>os</sup> 4, 5, 6 et 7) démontre comment, lorsqu'il s'agit de fissures concentrées, on peut d'abord appliquer un tuyau dans la fente. Ensuite, on crépit autour du tuyau, à l'aide du « cement gun », avec du mortier à prise rapide, après quoi on remplit le tuyau et les fissures intérieures de ciment injecté.



Fig. N° 4

Le béton détérioré a été percé à l'emplacement d'une fente concentrée.



Fig. N° 5.

Des tuyaux de drainage pour l'écoulement de l'eau de fuite sont introduits dans l'ouverture.



Fig. N° 6.

Du mortier de prise rapide est projeté par le « ciment gun » dans l'ouverture autour des tuyaux.



Fig. N° 7.

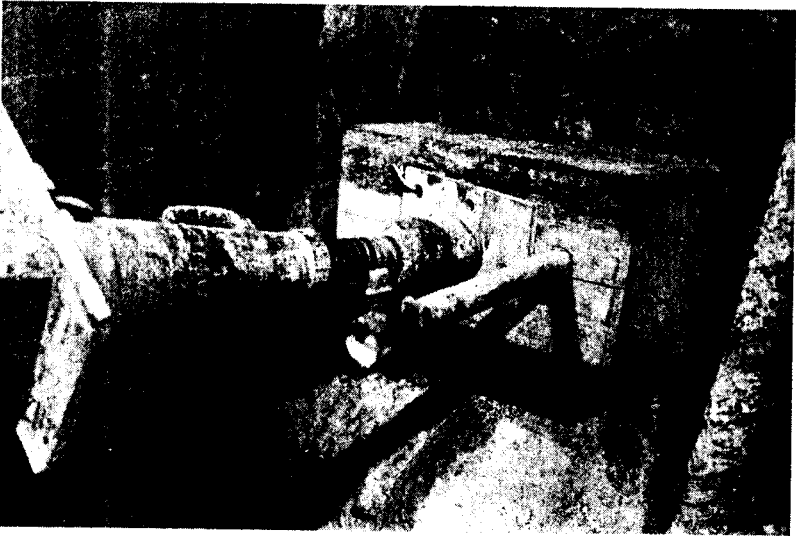
Des robinets sont appliqués aux tuyaux. Par ces tubes, on effectue ensuite une injection.

#### 4) Injection de ciment derrière un bouclier.

Ce procédé est au fond une variante de la seconde méthode. Il est destiné à être employé à des endroits moins détériorés pour la réparation de fuites locales. On fendille le béton autour des endroits de fuite. Ensuite on couvre la surface du béton avec un bouclier, qui peut être fabriqué en fer avec un rebord en caoutchouc,

ou bien tout simplement en bois, qu'on creuse à peu près comme la photo n° 8 l'indique.

Contre le bouclier, on serre un ou plusieurs vérins avec une telle pression que plus tard, quand l'injection de ciment aura lieu derrière cette paroi, il existera toujours une adhérence complète entre le mur et les rebords de bouchage. On scelle ainsi les fentes. Des réparations faites de cette manière ont donnés des résultats de bonne durée. La méthode a été employée à Lilla Edet, Trollhättan et Porjus.



*Fig. N° 8.*  
Bouclier employé pour réparer une fuite.

Pendant ces dernières années, la nécessité d'employer dans les constructions hydrauliques un ciment bien résistant aux actions de l'eau est devenue de plus en plus évidente. Premièrement, on cherche à remplacer la chaux relativement bien soluble par des matériaux plus insolubles.

Il est en plus probable qu'on obtiendra un béton de qualité supérieure en exigeant plus de soins au degré de finesse de mouture. D'après les recherches microscopiques (1), il reste après hydratation environ 13 à 14 % de ciment sous forme de résidus de clinquer. A ce que je sais, il n'a pas été fait des recherches ayant

---

(1) Faites par les géologues Sundius et Assarsson au Service Géologique de Suède.



pour but de déterminer les variations de la quantité de résidus de clinquer chez les différentes espèces de ciment à des degrés variés de mouture.

Sur l'initiative de la Direction Royale des Forces Hydrauliques, Skanska Cementaktiebolaget, Limhamn, a fait fabriquer un ciment riche en silicates, lequel est destiné à être employé à l'installation hydro-électrique de Vargön. Ce produit est plus résistant, il a une durée de prise plus longue, un retrait inférieur à celui du ciment A et en plus, il satisfait les conditions de résistance. Le dégagement de chaleur lors de la hydratation de ce ciment est moins intense et, par conséquent, il se fait plus lentement. Après un long temps de durcissement à l'air humide ou dans l'eau le béton préparé avec ce ciment devient bien étanche et très résistant.

---



## APPENDICE

Les résultats de nombreuses analyses d'eau de fuite de différentes constructions hydrauliques ont été réunis dans le tableau II.

Des analyses chimiques d'eaux fluviales et naturelles ont été assemblées dans le tableau I.

Des analyses du tableau II, on peut déduire entre autres comment les quantités de minéraux dissous et leurs proportions varient avec le vieillissement du béton.

TABLEAU I.

Rapprochement d'analyses d'eau des cours d'eau, dans lesquels les constructions hydrauliques du tableau II ont été bâties.

lieu des essais	Date	pH	Oxygène absorbé	CO <sub>2</sub> agressif	CO <sub>2</sub> bicarb.	CaO	Remarques et bassins fluviaux
ersborg	1928 15.3	6.37	12.8	15.9	8.6	8.0	} La teneur en humus de l'eau est minuscule  } Göta älv
»	9.7	6.61	9.7	5.0	9.0	9.0	
»	14.8	6.6	6.6	7.6	9.9	8.0	
»	28.12	6.66	13.7	2.0	11.4	8.0	
ollhättan	1928 15.3	6.71	14.2	8.5	8.6	8.0	
»	9.7	7.11	11.3	1.4	8.8	8.0	
»	14.8	7.0	9.9	3.5	9.5	8.0	
»	28.12	6.63	13.9	2.5	8.0	8.0	
»	1932 25.4					7.4	
Skogaby en amont le barrage Käseforsen	1932 Sept.	6.4 6.2	26.0	4.0 3.0	16.0 19.0	5.0	
Forshuvud	1932 9.11			1.8	22.0	2.6	Dalälven

TABLEAU II — Rapprochement d'analyses d'eau de fuite

OBJETS	Date d'épreuve	Débit de la fuite l/min	Réaction de l'eau	Contenu de (mesuré en mg/l)					Remarques et bassins fluviaux	
				CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO		
1) Murs de barrage construits en 1923 en béton damé. Soumis à une pression unilatérale dès la fin de 1925.....	1927	0.3	alcaline							Göta älv.
2) Voir 1).....	1928	env. 0.3	»	572	1.0	—	—	—	2.3	Reste après chauffage au rouge Göta älv.
3) Eau de fuite s'écoulant par un tuyau de drainage dans un mur d'écluse exécuté en béton damé 1915.....	1932	0.1	»	16	2.3	1.1			1.8	Göta älv.
4) Voir 3). Un autre tuyau de drainage..	1932	0.3	»	33.6	6.1	1.9			0.9	Göta älv.
5) Voir 3). Un autre tuyau de drainage..	1932	1.0	»	38.0	7.8	3.7	2.0		8.2	Göta älv.
6) Voir 3). Le tuyau accumulateur de drainage .....	1932		»	18.2	10.0	2.6	2.0		2.7	Göta älv.
7) Murs de barrage en béton damé exécutés en 1907. Le barrage a été réparé en 1928 par injection de produits chimiques selon le procédé de la Société Siemens Baunion.....	1932	env. 1.	»	47.6	14.0	2.8	1.0		0.2	Ætran.
8) Murs de barrage en béton damé, le tube accumulateur de drainage.....	1932	60	peu alcaline	14.3	4.1	0.4	3.0		2.9	Lagan.
9) Installation hydro-électrique, conduite d'alimentation. Le béton damé exécuté 1909. Eau de fuite ruisselant le long de la roche de fondation sous le barrage.....	1932	0.1	neutre	12.4	2.6	0.3	0.3		1.5	Göta älv.

10) A pris l'eau de l'épreuve 10) qui était en train de briser et de réparer des parties détériorées du béton. Il est possible que le contact entre le morceau d'essai et les surfaces du béton « frais » ait pu influencer sur le résultat de l'analyse .....	1932 1.11	0.1	alcaline	92	8.2	4.8	0.1	Göta älv.
11) Voir 10). Des travaux avec des briques ont été effectués sur les bétons qui avaient eu lieu en amont de l'emplacement de l'épreuve examinée .....	1932 1.11	0.1	»	119	9.4	2.6	traces	Göta älv.
12) Voir 10) .....	1932 14.11	»	»	24.8	5.2	4.8	»	Göta älv.*
13) Voir 10) .....	1932 14.11	»	»	24.8	5.2	4.8	»	Göta älv.*
14) Barrage, type Ambursen. Une fuite intense a eu lieu depuis la construction de l'ouvrage en 1906. En 1928 le barrage a été réparé par injection de ciment, et actuellement il existe à certains endroits des fuites suintantes. L'eau a filtré à travers des parties injectées de ciment .....	1932 Nov.	0.0055	»	230	3.2	6.8	»	Dalälven.
15) Voir 14) .....	1932 Nov.	0.0036	»	141	9.2	5.4	»	Dalälven.
16) Voir 14) L'eau a filtré à travers des parties non injectées .....	1932 Nov.	0.17	neutre	24.8	8.4	4.0	»	Dalälven.
17) Installation hydro-électrique, qui fait aussi partie d'une construction de barrage. L'eau de fuite accumulée ..	1932 Nov.		alcaline	24.2	15.0	8.0	»	} observer : La teneur en SiO <sub>2</sub> précipité est importante en comparaison avec celle de CaO dégaigé.
18) Voir 17). De l'eau tombe goutte à goutte du toit d'une galerie d'inspection ..	1932 Nov.		»	8.4	4.8	traces	—	

\* Les essais 12) et 13) doivent être considérés comme le résultat d'une analyse d'une eau de fuite provenant d'une construction bétonnée, qui pendant vingt-six ans a été soumise à une fuite lentement continue. Le béton autour des tubes était très poreux et plus perméable que la roche environnante, qui présente peu de fissures. La section déterminante pour l'eau d'infiltration se trouve par conséquent dans le massif rocheux.

## RESUME

Dans l'infiltration de l'eau à travers un barrage, la proportion de détérioration de l'ouvrage est déterminée surtout par la rapidité de l'eau d'infiltration, mais elle dépend aussi de la nature de l'eau; une eau neutre est moins agressive qu'une eau riche en acide carbonique libre et peut même, lorsqu'elle contient une grande proportion de chaux, améliorer l'imperméabilité du béton.

Des analyses détaillées des fuites d'eau ont permis d'établir que c'est surtout l'hydrate de chaux qui se trouve dissous. Lorsque de l'eau filtre à travers un mur récemment bâti, la perte de chaux de l'eau d'infiltration peut atteindre 1 gr. par litre. Plus la durée de l'infiltration a été longue, moins il y a eu de chaux dissoute par unité de volume d'eau, mais plus grande est la quantité d'eau qui passe; par exemple, un mur ayant 17 ans d'existence, et dans lequel on a analysé l'eau d'infiltration, contenait seulement 38 milligr. de chaux par litre.

Les essais exécutés sur du vieux béton ont montré que, lorsque la proportion initiale de chaux dans le ciment a diminué du  $\frac{1}{3}$ , le béton est complètement détruit.

On a aussi vérifié l'altération du béton provenant des infiltrations d'eau, en examinant au microscope des surfaces de béton meulées.

En présence de l'acide carbonique, l'hydrate de chaux dissous se transforme en carbonate de chaux relativement insoluble; on profite souvent de cette réaction dans les constructions hydrauliques; par exemple, la paroi aval d'un barrage étant complètement asséchée, l'acide carbonique de l'air agit sur la surface des bétons et rend cette surface, ainsi que l'ensemble du barrage, plus résistants.

Les constructions hydrauliques faites de béton damé montrent souvent une forte détérioration dans les joints, tandis que le béton compris entre les joints est complètement intact. L'infiltration se produit souvent le long des poutres métalliques enrobées dans le béton. On a constaté aussi que les barres d'armature, installées de telle façon qu'elles n'ont pas pu accompagner le mouvement de la masse pendant la prise du béton, peuvent constituer des canaux favorables à l'eau d'infiltration.

Les expériences mentionnées dans le rapport font ressortir la grande importance de l'imperméabilité du béton dans tous les cas, pour la solidité des constructions hydrauliques.

En vue d'obtenir la meilleure imperméabilité du béton, la composition de ce dernier ne doit pas descendre en dessous de 1/5. L'imperméabilité dépend en grande partie de la facilité plus ou moins grande que présente la masse du béton à se laisser travailler et, pour cette raison, il est bon que le sable contienne une certaine proportion de grains fins.

Pour permettre l'inspection du béton d'un barrage; il est recommandé de percer des trous de diamètre relativement grand; on examinera les parois en béton des trous, au moyen d'un instrument spécialement construit dans ce but; on a constaté que l'examen des carottes ne suffit pas.

Pour la réparation des dégâts du béton, on recommande les procédés suivants:

1) améliorer la ventilation de l'ouvrage du côté aval, de manière que l'hydrate de chaux se transforme en carbonate de chaux relativement insoluble, qui a pour effet de calfater la face du barrage;

2) injecter du ciment sous pression dans la partie endommagée;

3) poser sur la face aval une couche de mortier à prise rapide, en employant le pistolet. Les fig. 4 à 7 indiquent comment il faut dégager et nettoyer l'ouverture de fuite, installer un tuyau de drainage, et injecter autour du tuyau du mortier à prise rapide. On emploie ensuite le tuyau pour l'injection de ciment.

4) injecter du ciment en arrière d'un bouclier; voir fig. 8.

La Direction Royale des Forces Hydrauliques emploie actuellement à l'installation hydro-électrique de *Vargoen*, un ciment un peu plus riche en silicates que le ciment *Portland* habituel. Ce nouveau ciment résiste mieux à l'action de l'eau, a une durée de prise plus lente, s'échauffe moins pendant la prise et se rétrécit moins que le *Portland* ordinaire; les autres qualités nécessaires pour faire du bon béton (résistance, imperméabilité) conviennent parfaitement bien aux constructions hydrauliques.

---

## SUMMARY.

By percolation of water through a dam the degree of the deterioration is principally determined by the rapidity of the percolating water, but it is also due to the character of the water. Neutral water is less aggressive than water rich on free carbonic acid, and may even, when it contains a large amount of lime, have the effect of improving the impermeability of the concrete.

By analyzing the leakage water one has established that it is principally the hydroxide of lime that is dissolved. When water percolates through a rather newly placed wall the loss of lime may amount to 1 gram per litre leakage water. The longer time the leakage is proceeding, the less lime is dissolved per unit leakage water, but the greater is generally the quantity of leakage water. As an example is given a 17 years old wall from which leakage water was taken containing only .38 milligrams of lime per litre.

By studies of old concrete it was proved that, if the original percentage of lime in the cement has been decreased by  $\frac{1}{3}$ , the concrete is completely destroyed.

The alteration of the concrete due to percolation has also been verified by slides of the concrete studied under the microscope.

When carbonic acid is present, the dissolved hydroxide of lime enters into relatively insoluble carbonate. This effect is often used for hydraulic structures. When, for instance, the downstream side of a dam is dried out, the carbonic acid of the air will act on the surface of the concrete so as to make this surface and the whole dam more durable.

Hydraulic structures made of tamped concrete show often a decided deterioration in the construction joints, whereas the concrete in the space between is found to be perfectly undamaged. The percolation of the water often arises along incased steel beams. Reinforcement bars, mounted in such a manner that they do not follow the movement of the concrete during its setting have also proved to form channels for the leakage water.

The experiences mentioned in the report emphasize the importance of impermeability in all cases of concrete for hydraulic structures.

In order to attain watertightness in concrete the mixture should not be leaner than 1 : 5. Watertightness is to a great extent due to



the workability of the mass and for this reason the sand has to contain a certain amount of fines.

For the inspection of the concrete in a dam it is recommended to drill holes of relatively large diameter. The concrete surfaces in the holes are studied by means of an instrument made for this purpose. Studies of the cores are found not to be adequate.

For the repair of concrete damages the following methods are recommended :

1) Curing the air side of the structure by improved ventilation. The hydroxide of lime is transformed into more permanent carbonate of lime.

2) Grouting deteriorated parts of the concrete.

3) Coating the air side of the dam with rapid mortar, using cement gun. Figures 4-7 indicate how a leak is cut open and cleaned, how a drain pipe is inserted and how the rapid mortar is built up around the pipe. The drain pipe is used for grouting purpose.

4) Grouting behind shield. See fig. 8.

For the Hydro-Electric Power Plant at Vargön now under construction the Royal Board of Waterfalls is using a cement somewhat richer on silica than usual portland cement. This new cement is more resistant against water ; it has an extended time of set, lower temperature rise and less shrinkage than the ordinary portland cement. Other qualities necessary for making concrete suitable for hydraulic structures are adequate.

---

## ZUSAMMENFASSUNG.

Beim Durchsickern eines Dammes wird die Geschwindigkeit des Zerstörungsverlaufes zunächst von der Geschwindigkeit des durchsickernden Wassers bestimmt. Sie hängt aber auch vom Charakter desselben ab. Neutrales Wasser ist weniger aggressiv als Wasser, das reich ist an freier Kohlensäure, und dürfte sogar, wenn dessen Inhalt an Kalksalzen gross ist, die Dichtheit des Betons verbessern können.

Ausgeführte Analysen des Leckwassers haben ergeben, dass es hauptsächlich Kalkhydrat ist, das gelöst wird. Wenn Wasser durch eine ziemlich neugegossene Mauer hindurchsickert, scheint der Kalkverlust bis zu 1 Gramm per Liter Leckwasser betragen zu können. Je länger das Lecken angedauert hat, desto weniger Kalk wird per Einheit Leckwasser gelöst, aber desto reichlicher pflegt die Leckwassermenge zu werden. Als Beispiel wird eine 17 Jahre alte Mauer angeführt, bei der das Leckwasser nur 38 Milligramm Kalk per Liter enthielt.

Durch Versuche konnte festgestellt werden, dass Beton bei dem der ursprüngliche Kalkgehalt des Zements um  $\frac{1}{3}$  vermindert worden ist, vollständig zerstört war.

Die Veränderung des Betons infolge durchsickernden Wassers ist auch durch mikroskopische Untersuchung von Schlifflen bestätigt worden.

Das gelöste Kalkhydrat geht in Gegenwart von Kohlensäure in Kalkkarbonat über, das verhältnismässig unlöslich ist. Beim Austrocknen der Luftseite eines Dammes wirkt die Kohlensäure der Luft dichtend und verlängert dadurch den Bestand des Dammes.

In Stampfbeton ausgeführte Wasserbauten zeigen oft eine kräftige Zerstörung in den Giessfugen, während dazwischenliegende Schichten vollkommen unbeschädigt sein können. Das Sickers entsteht oft längs der im Beton eingegossenen Eisenbalksysteme. Es hat sich auch gezeigt, dass sogar Armierungseisen, die so montiert sind, dass sie beim Setzen des Betons der Bewegung der Betonmasse nicht haben folgen können, Kanäle für Leckwasser ausbilden können.

Die im Bericht mitgetheilten Erfahrungen bestätigen die grosse Bedeutung, die die Wasserdichtheit des Betons für den Bestand der Dämme hat.

Zwecks Erhaltung eines wasserdichten Betons dürfen zementärmere Mischungen als 1 : 5 nicht angewendet werden. Die Wasserdichtheit ist in hohem Masse von der Verarbeitbarkeit der Betonmasse abhängig, und diese Eigenschaft wird von den feinen Partikeln im Sand gefördert.

Für die Inspektion des Betons einer Dammkonstruktion wird Stahlsandbohrung mit verhältnismässig grossem Lochdurchmesser empfohlen. Die Wände des Loches werden mit Hilfe eines für diesen Zweck besonders konstruierten Instrumentes studiert. Nur den Bohrkern zu untersuchen genügt nicht.

Für die Reparatur von Betonschäden werden folgende Methoden empfohlen :

1) Dichtung mittels Lüftung der Luftseite des Dammes. Kalkhydrat geht in verhältnismässig unlösliches Kalkkarbonat über, das den Damm dichtet.

2) Zementinjektion in die Kanalsysteme, die durch das Sickersen entstanden sind.

3) Putzen der Luftseite des Dammes mit rasch abbindendem Mörtel. Die Figuren 4-7 zeigen ein aufgehauenes Leck, Einsetzen von Dränierrohr, Spritzen mit rasch abbindendem Mörtel rings um das Rohr mittelst Torkret. Durch das Dränierrohr erfolgt dann die Zementinjektion.

4) Zementinjektion hinter Schild. Siehe Figur 8.

Die Königl. Wasserfallverwaltung verwendet bei ihrer jetzt in Bau befindlichen Wasserkraftanlage in Vargön einen silikatreichen Zement mit geringerer Wasserlöslichkeit, längerer Abbindezeit und geringerem Schwinden als gewöhnlicher Portlandzement. Die Wärmeerzeugung bei der Hydratisierung ist weniger intensiv und erfolgt also während einer längeren Zeit. Die Festigkeit und die Dichtheit eines Betons mit diesem Zement werden nach langer, feuchter Lagerung sehr gut.

---



COMMISSION INTERNATIONALE  
DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

---

1<sup>ER</sup> CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1a

RAPPORT n° 4

---

---

**Alterserscheinungen bei dem in Staumauern der  
Schweiz verwendeten Beton**

---

Von H. EGGENBERGER, Bern & A. ZWYGART, Baden (Schweiz).

---

INHALTSVERZEICHNIS.

*I. Staumauer Barberine.*

Höhenlage und Hauptabmessungen der Staumauer.

Angaben über die für die Betonierung verwendeten Materialien und die Zusammensetzung des Betons.

Betonfestigkeit an Kontrollproben während des Baues und an nach 8 Jahren herausgespitzten Betonkörpern.

Beschreibung der Frostschäden und der Ausführung der neuen Verkleidung.

Kosten der neuen Verkleidung.

*II. Staumauern des Kraftwerkes Wägital.*

Ähnliche Angaben wie für I, unter Beifügung der Ergebnisse der Frostproben, die mit aus dem Bauwerk herausgespitzten Betonkörpern ausgeführt worden sind.

*III. Zusammenfassung.*

### I. Staumauer Barberine.

Für den Wasserausgleich der Kraftwerkgruppe Barberine-Vernayaz der schweiz. Bundesbahnen ist in einem Seitentale des Val Trient bei Martigny auf 1888 m. ü. M. ein Stausee mit einem Nutzinhalt von 39.000.000 m<sup>3</sup> errichtet worden. Die Gewichtsmauer des Seeabschlusses (Abb. 1) weist eine grösste Höhe von 79 m und eine Kubatur von 206.000 m<sup>3</sup> auf. Sie wurde in den Jahren 1922-1925 in Gussbeton erstellt. Die Luftseite der Mauer ist schon bei der Bauausführung mit Natursteinen verkleidet worden, während auf der Wasserseite im untern Teil eine 0,60 bis 1,20 m starke Schürze in Gussbeton mit 300 kg PC pro m<sup>3</sup> fertigen Beton ausgeführt wurde. Die obersten 15 m sind dagegen durchwegs mit einem Gussbeton von 180 kg PC und 20 kg. Kalkhydrat pro m<sup>3</sup> fertigen Beton erstellt worden. Der Beton wurde nach amerikanischem Muster ausschliesslich in Gussrinnen an die Verwendungsstelle verbracht. Schon im Jahre 1929, d. h. 4 Jahre nach Bauvollendung zeigten sich an diesem Beton vereinzelt Frostschäden, die sich in den folgenden Jahren auf die ganze wasserseitige Fläche von 15 m Höhe ausdehnten und eine durchgreifende Reparatur notwendig machten.

Das zur Betonierung verwendete Kies- und Sandmaterial wurde im künstlichen Staubecken mittels Baggermaschinen gewonnen, gewaschen und in zwei Komponenten (Sand 0-8 mm und Kies 8-60 mm) sortiert. Das Material wies folgende chemische Zusammensetzung auf :

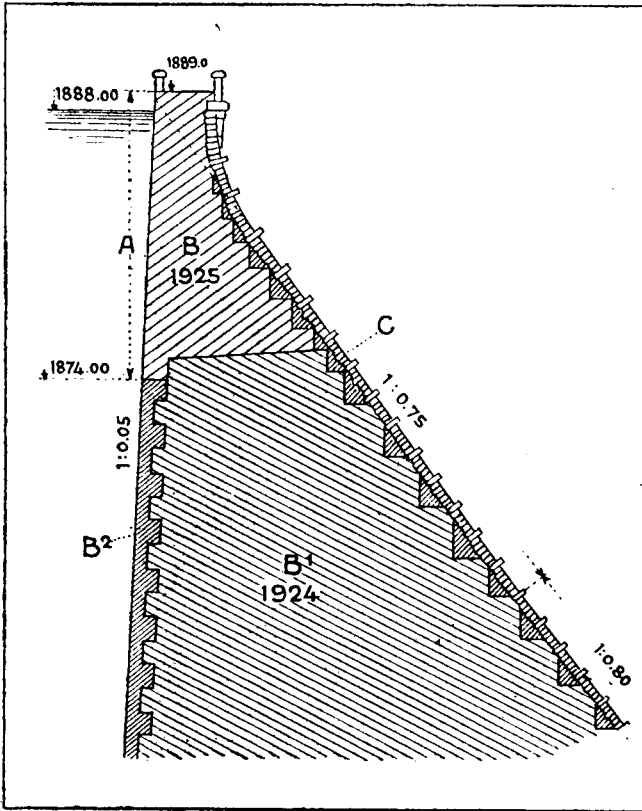
Kieselsäure .....	16,0 %
Tonerde .....	3,0 %
Eisenoxyd .....	1,0 %
Kohlensaurer Kalk .....	78,4 %
Magnesia .....	0,8 %
Wasser .....	0,8 %

Die im Jahre 1925 von der eidg. Materialprüfungsanstalt ausgeführten Normenproben des verwendeten Portlandzementes ergaben das nachstehende Resultat :

	Spez. Gewicht	Glühverlust	Malfeinheit	Druckfestigkeit nach 28 Tagen
1925 (6 Proben)	3,04	3,87	12,5	501 kg/cm <sup>2</sup> .

Die auf der Baustelle ausgeführten Normenproben wiesen folgende Druckfestigkeiten auf :

	7 Tage kg/cm <sup>2</sup>	28 Tage kg/cm <sup>2</sup>	90 Tage kg/cm <sup>2</sup>
1925 (46 Proben)	306	429	503



Stauwand Barberine : Querschnitt 1 : 400. — A, Frostschäden ; B : Beton 180 kg PZ, Kalkhydrat 20 kg KH, pro m<sup>3</sup> Beton ; B¹, Beton 210 kg PZ, B², Beton 300 kg PZ, pro m<sup>3</sup> Beton ; C, Verkleidung in Natursteinen.

Abb. 1.

Neben diesen Normenproben sind täglich vom verwendeten Beton Proben entnommen worden, die bei einem Wassergehalt von 8,2 — 9 % des Gewichtes der Trockensubstanzen folgende Resultate zeigten :

	7 Tage kg/cm <sup>2</sup>	28 Tage kg/cm <sup>2</sup>	90 Tage kg/cm <sup>2</sup>	6 Monate kg/cm <sup>2</sup>
1925 (66 Proben)	40	63	97	118

Im Jahre 1931 wurden in einer Tiefe von 30 und 60 cm von der Seeseite aus Betonkörper entnommen, die anfänglich das Aussehen von hartem, kompaktem und gesundem Beton hatten. Nach der Lagerung an der Luft wurden diese Körper jedoch rissig. Die Druckfestigkeit konnte nur noch an einzelnen Bruchstücken, die

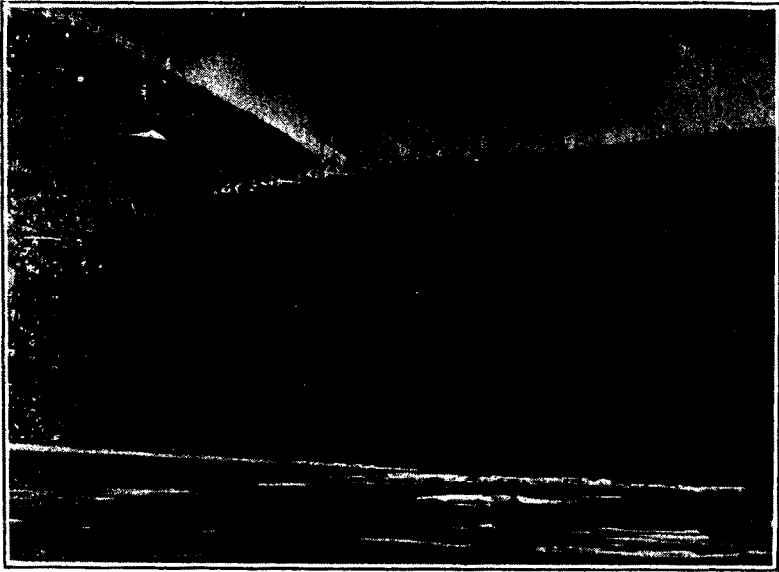


Abb. 2. — Staumauer Barberine Verwitterung der Wasserseite.

mit Zement ausgeglichen wurden, ermittelt werden. Die mit 6 Proben erhaltenen Druckfestigkeiten variierten zwischen 98 und 120 kg/cm<sup>2</sup>. Diese geringe Festigkeit dürfte eine Folge der Rissbildung sein und die Rissbildung ihrerseits ist ohne Zweifel auf die Wirkungen des Frostes zurückzuführen. Der Beton hat auf eine Tiefe von 30 cm stark gelitten und blättert in grossen Platten ab, wie dies in Abb. 2 und 3 ersichtlich ist. In grösserer Tiefe scheint er hart und kompakt zu sein ; wird er aber einige Tage an der Luft gelassen, so zersetzt er sich auch. Er tönt hohl, zeigt oberflächlich Risse und verliert nach und nach seine Festigkeit. Es wurden deshalb im Jahre 1932 Betonproben bis 2,7 m Tiefe von der Seeseite aus der Staumauer entnommen. Diejenigen bis zu 1,00 m Tiefe zersetzten sich und konnten nicht geprüft werden. Dagegen wiesen die Proben aus einer Tiefe von 1,5 m und mehr Druckfestigkeiten auf,



die schwankten zwischen 181 et 198 kg/cm<sup>2</sup>. Diese Festigkeiten können für einen Gussbeton mit einer Dosierung von 180 kg PC und 20 kg Kalkhydrat als normal bezeichnet werden. Aus Vorstehendem geht hervor, dass der Beton im obern Teil der Staumauer Barberine bis zu einer Tiefe von 1 m, von der Wasserseite aus

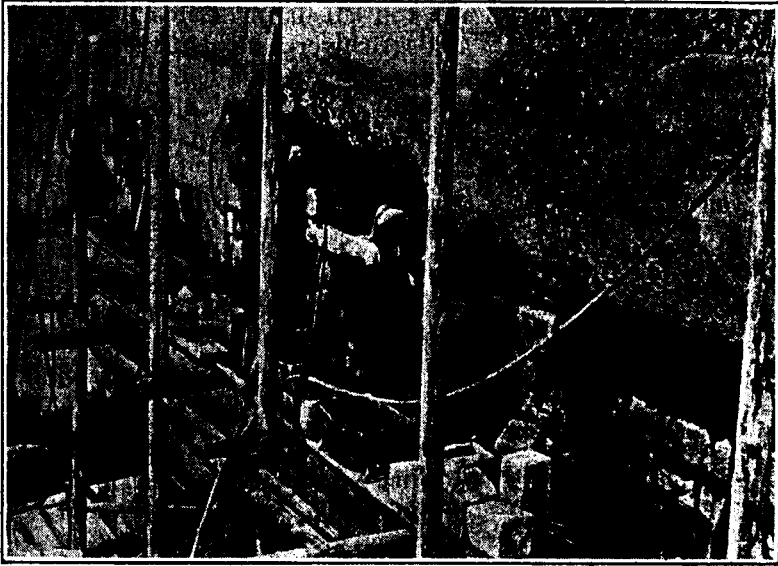


ABB. 3. — Staumauer Barberine Verwitterung der Wasserseite  
Anbringung der Natursteinverkleidg.

gemessen, gelitten hat. Dagegen ist der untere Teil der Mauer, der eine Verkleidung mit einem Beton von 300 kg PC pro m<sup>2</sup> fertigen Beton erhalten hat und der auch weniger dem Frost ausgesetzt ist, vollkommen intakt. Anlässlich der Instandstellungsarbeiten wurde dieser Beton lediglich abgebürstet und unter 3 Malen mit Inertol gespritzt. Der schadhafte Beton im obern Teil der Mauer wird bis zu einer Tiefe von 1 m im Minimum 70 cm entfernt und durch eine Verkleidung in Natursteinen mit Hintermauerung ersetzt, wobei das Schichtenmauerwerk sorgfältig ausgefugt wird. Die Verkleidung wird trotz des Anzuges der Mauer von 1/20 mit Rundeisen in den gesunden Beton verankert. Diese Arbeiten erstrecken sich auf eine Fläche von rd. 4.000 m<sup>2</sup> und sollen im Sommer 1933 beendet werden. Die Kosten betragen ca Fr. 100.— pro m<sup>2</sup> Mauerfläche.

## II. Staumauern des Kraftwerkes Wäggitäl.

Die zweistufige Anlage des Kraftwerkes Wäggitäl bedingte den Stausee Innertal auf Kote 900 ü. M. mit einem Nutzinhalt von 147.400.000 m<sup>3</sup> und das Zwischenausgleichbecken Rempen auf Kote 642 ü. M. mit einem Nutzinhalt von 361.100 m<sup>3</sup>. Beide Seeabschlüsse sind in den Jahren 1923/24 als Schwergewichtsmauern in Gussbeton ohne Natursteinverkleidung erstellt worden. Die Staumauer Schräh mit einer Kubatur von 236.400 m<sup>3</sup> hat eine grösste Höhe von 110.5 m und ragt 66 m über den Talboden hinauf, während die Staumauer Rempen mit einer Kubatur von 21,534 m<sup>3</sup> nur eine Höhe von 31.5 m aufweist, wovon 28 m sichtbar sind.

### 1. Staumauer Rempen.

Der ganze Mauerkörper wurde bis auf die armierten Betonkonstruktionen für die Saugüberfälle und Windwerkkonsolen mit der folgenden einheitlichen Gussbetonzusammensetzung erstellt :

Portlandzement .....	kg.	200
Feinsand 0 — 2 mm. ....	Liter	251
Grobsand 2 — 10 mm. ....	«	257
Feinkies 10 — 30 mm. ....	«	490
Mittelkies 30 — 60 mm. ....	«	250
Grobkies 60 — 100 mm. ....	«	130
Wasser .....	«	188

Kies und Sand wurden aus glacialen Schotterablagerungen in der Nähe der Baustelle gewonnen und nach dem Waschprozess in die einzelnen Korngrössen unterteilt. Längs der Wasserseite der Mauer wurde der Beton auf einem horizontalen Transportgerüst in Muldenkippern verfahren und durch kurze Giessrinnenanlagen auf die Verwendungsstelle geleitet. In das Gussbetonbad wurden gesunde Steinblöcke in der Weise eingeworfen, dass die Blöcke von den Sichtflächen wenigstens 1 m Abstand haben sollten, wobei, bezogen auf die gesamte Mauerkubatur, eine Blockeinlage von 10,7 % erzielt worden ist. Die anlässlich der Betonierung erstellten Kontrollwürfel ergaben im Alter von 28 Tagen eine Festigkeit von 135 kg/cm<sup>2</sup>.

Die ersten Frostschäden waren im Frühjahr 1926 zu konstatieren und zwar auf der Luftseite der Mauer am letzten Teilstück, das im Winter 1923/24 betoniert worden war. Die Oberfläche dieses

Mauerblockes ist im August 1926 bis auf eine Tiefe von 15-20 cm weggespitzt und unter Verwendung von Kies und Sandmaterial, das von früheren Bauten als einwandfrei bekannt war, in der Mi-

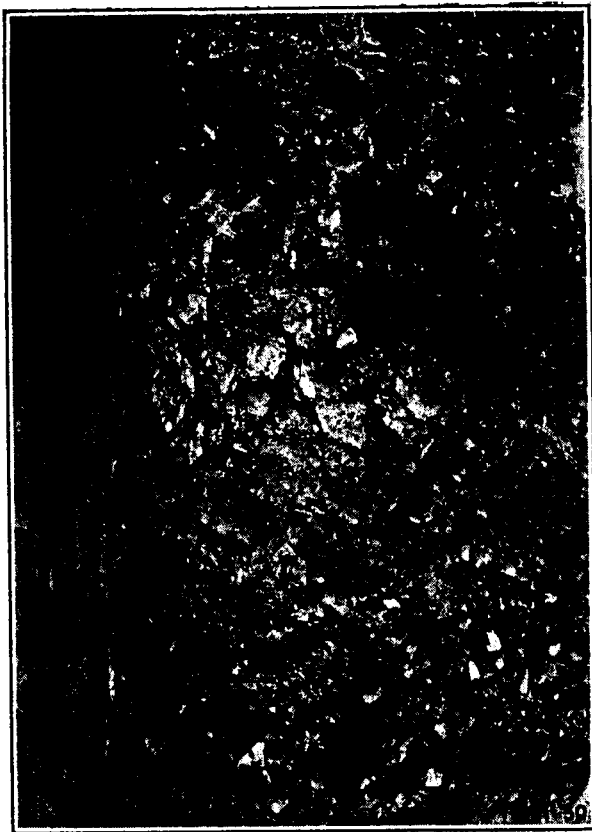


Abb. 4. — Stauwasser Rempfen Verwitterung einer Pfeilerkante auf der Luftseite.

schung von 300 kg Portlandzement pro m<sup>3</sup> fertigen Beton, neu erstellt worden. Versuchsweise wurden 2 kleinere Stücke in den Mischungen 200 und 250 kg Portlandzement pro m<sup>3</sup> fertigen Beton in stand gestellt.

Bis zum Jahr 1930 sind über die ganze Luftseite reichende neue Frostschäden in Erscheinung getreten, mit Ausnahme des im Jahr 1926 in stand gestellten Teilstückes und einer weitem Fläche, die trotz keiner merkbaren Unterscheidung in der Betonzusammen-

setzung auch im Jahr 1932, also im Alter von 9 Jahren, noch vollständig gesund ist. Da aus dem Reparaturfeld 1926 herausgespitzte Probekörper eine Druckfestigkeit von  $270 \text{ kg/cm}^2$  ergaben, sich in der Frostprobe als frostbeständig erwiesen und eine gute Verbindung des Verkleidungsbetons mit dem unterliegenden ursprünglichen Gussbeton zeigten, so ist für die beschädigten Flächen in den Sommern 1930/31 die Instandstellung in gleicher Weise erfolgt. Der beschädigte Beton wurde so tief weggespitzt, bis die Unterlage als unbeeinflusst beurteilt werden konnte, wobei sich die durchschnittliche Spitztiefe zu 30 cm ergeben hat. Die Schäden reichten verschieden tief; stellenweise war der Beton schon in einer Tiefe von 20 cm noch gesund, an andern Orten erst bei 40 cm. Die Schäden waren an den feuchten Stellen der Mauer am grössten, was Veranlassung gab, bei der Ausführung alle irgendwie erfassbaren kleinsten Quellen zu fassen und die ganze Unterlage der neuen Betonverkleidung mit äusserster Sorgfalt zu entwässern. Der neue Verkleidungsbeton wurde mit einer Mischung von 300 kg Portlandzement pro  $\text{m}^3$  fertigen Beton in der Konsistenz eingebracht, dass sich nach Durcharbeitung ein saftiges Bad ergab; Kies und Sand für diesen Beton wurden aus bekannten Gruben von auswärts bezogen und anhand ausgeführter Kontrollproben stellte sich die Druckfestigkeit für den neuen Verkleidungsbeton im Alter von 28 Tagen auf  $503 \text{ kg/cm}^2$ .

Auf der Wasserseite der Mauer schwankt der Stau normalerweise zwischen den Koten 642 und 636, und zwar kommen diese Wechsel sehr häufig, zeitweise täglich vor. Trotzdem hat sich im Gegensatz zum Beton gleichen Zementgehaltes wie bei der Stau-mauer Barberine die Ansichtsfläche des normalen Mauerbetons mit 200 kg Zement pro  $\text{m}^3$  fertigen Beton bisher gut gehalten, was vielleicht darauf zurückzuführen ist, dass bei dem kurzen Transportweg keine Betonmischungen vorgekommen sind und auch der Wassergehalt eher geringer gehalten werden konnte. Dagegen sind die in den Stau eintauchenden Einläufe der Saugüberfälle und die Windwerkkonsolen über den Grundablässen schadhafte geworden, deren Beton einen Zementgehalt von 300 und 250 kg besass. Die Erneuerung erfolgte mit Beton von 350 kg Zementgehalt pro  $\text{m}^3$  fertigen Beton.

## 2. Staumauer Schräh.

Die Mauer ist in Gussbeton von 180 kg Zementgehalt pro  $\text{m}^3$  fertigen Beton erstellt worden. Die Luftseite wurde im Hinblick

auf die Möglichkeit, bei Bedürfnis später eine Verkleidung aufzubringen, in der normalen Mauermischung erstellt, wogegen die Wasserseite eine gegen den übrigen Beton verzahnte, 2 m starke Betonverkleidung von 300 kg Zementgehalt erhalten hat und auch die Mauerkrone auf den obersten 12 m in dieser bessern Betonqualität erstellt worden ist.

Der Beton hat die folgende Zusammensetzung :

	Mauerbeton	Verkleidungs- & Kronenbeton
Portlandzement .....	kg. 189	kg. 300
Feinsand 0— 2 mm. ....	Liter 190	Liter 155
Grobsand 2—10 mm. ....	“ 322	“ 320
Feinkies 10—40 mm. ....	“ 553	“ 535
Grobkies 40—80 mm. ....	“ 301	“ 307
Wasser .....	“ 178	“ 190

Kies und Sand wurden zum 5 kleinern Teil durch Aufarbeiten des Fundamentaushubes, zum grössern Teil durch Brechen von Kieselkalk und Seewerkalk gewonnen. Für diese Materialien und die durchschnittliche Zusammensetzung des Mauersandes ergab sich die folgende chemische Zusammensetzung :

	Natursand %	Kieselkalk %	Seewerkalk %	Mauersand %
Kieselsäure .....	35.80	41.10	5.25	14.7
Tonerde .....	2.50	3.54	2.53	2.0
Eisenoxyd .....	1.50	1.18	0.65	1.2
Kohlensaurer Kalk .....	58.72	53.12	91.01	81.2
Kohlensaure Magnesia ...	1.13	1.14	0.69	0.4
Wasser .....	0.48	—	—	0.5
	100.13	100.08	100.13	100.0

Der für den Beton verwendete Portlandzement wies nach an der Eidg. Materialprüfungsanstalt ausgeführten Proben die folgenden Normenwerte auf :

	Spez. Gewicht	Glühverlust	Rückstand auf dem 4900 Maschensieb	Druckfestigkeit nach 28 Tagen
Durchschnitt aller Proben .....	3.03	4.72	4.70	5.42

Die Kontrollwürfel ergaben für die beiden Betonmischungen die folgenden mittleren Druckfestigkeiten :

Zementgehalt in kg/m <sup>3</sup>	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup>			
	7 Tage	28 Tage	90 Tage	365 Tage
180	67	95	119	140
300	265	332	383	—

Das mittlere Raumbgewicht des normalen Staumauerbetons wurde aus verschiedenen Versuchen zu 2,377 bestimmt.

Die Transportinstallation für den Beton bestand aus einer Kabelkrananlage auf der Wasserseite der Staumauer und aus 2 talwärts gelegenen amerikanischen Giessrinnen. Diese Anordnung brachte es mit sich, dass der Verkleidungs- und Krenenbeton dank der mit dem Kran verbundenen kurzen Verteilrinnen mit kleinerem Wasserzementfaktor erstellt werden konnte.

Die normale Betonmischung der Luftseite zeigte schon 4 Jahre nach Fertigstellung erhebliche Abwitterungen und in den Sommern 1931/32, also in einem Alter von ca. 8 Jahren, musste zu einer durchgreifenden Instandstellung geschritten werden. Der beschädigte Beton wurde auf eine Tiefe von durchschnittlich 57 cm weggespitzt und hierauf eine 87 cm starke Verkleidung aufgebracht, die in der Ansichtfläche aus Granitschichtsteinen besteht, welche mit schwach plastischem Beton von 300 kg Zementgehalt unterstampft sind. Auf diese Weise liegt die neue Ansichtfläche 30 cm über der ursprünglichen Betonfläche. Da die Binder 55 cm tief eingreifen und eine neue Betonunterlage von wenigstens 10 cm Stärke besitzen, so war der ursprüngliche Beton im Minimum auf eine Tiefe von 25 cm wegzuspitzen. Da aber die Schäden stellenweise, besonders an feuchten Stellen der beidseitigen Felsanschlüsse, bis 1 m tief reichten, so ergab sich die obige durchschnittliche Spitztiefe von 57 cm. Die Schädlichkeit der Durchfeuchtung des Betons zeigt sich sehr deutlich auch an zwei Stützmauern, wovon die eine saft gegen feuchten Fels betoniert und die andere durch eine Steinsickerung auf der Rückseite entwässert ist ; während die erste durch den Frost ganz zernübrt wurde, ist die zweite trotz gleicher Betonzusammensetzung unbeschädigt. Durch die von der erstmaligen Erstellung der Mauer her vorhandenen Verankerungseisen für die luftseitige Schalung ist die neue Verkleidungsschicht mit der Unterlage verbunden. Die Unterlage der neuen Verkleidungsschicht ist in systematischer Weise entwässert worden, um zu vermeiden,

dass sich hinter der als dicht anzusprechenden neuen Verkleidung Wasser aufstauen und bei grossem Frost gefrieren kann.

Anlässlich dieser Instandstellung sind mit an der Mauer herausgespitzten Probekörpern und mit vom Bau her aufbewahrten Kon-

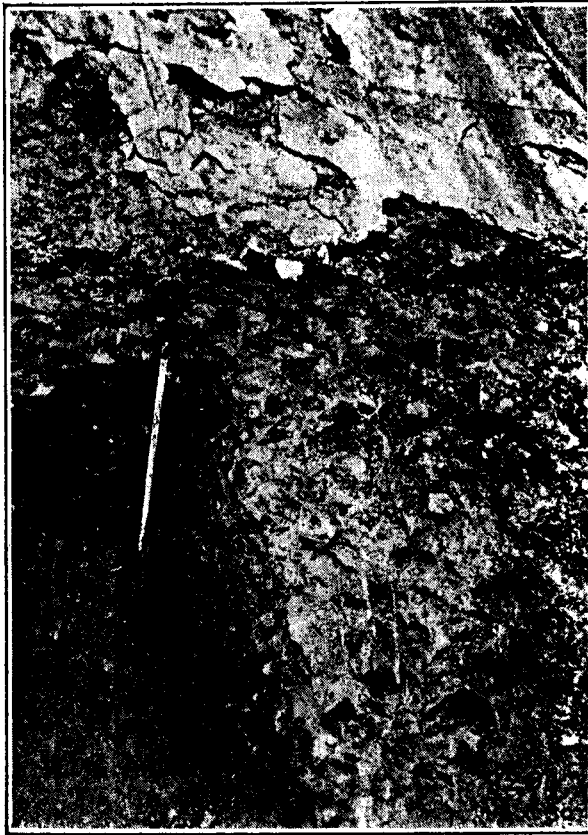


Abb. 5. — Stammauer Schräg Verwitterung der Luftseite  
Vordergrund links : Sondierloch.

trollwürfeln eingehende Untersuchungen an der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt Zürich durchgeführt worden, die für den ca. 8 Jahre alten Beton die folgenden Hauptresultate ergeben haben:

<i>Zementdosierung in <math>kg/m^3</math></i>	189	300
<i>Herausgespitzte Betonkörper :</i>		
Raumgewicht .....	2.33	2.35

Wasseraufnahme in % nach 4 Wochen	1.77	1.33
Würfeldruckfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup>		
im Anlieferungszustand .....	198	323
nach 4-wöchiger Wasserlagerung .....	154	316
nach 2-wöchiger Wasserlagerung und 25-maliger Frosteinwirkung .....	60	291
<i>Kontrollwürfel (1923/24)</i>		
Raumgewicht .....	2.41	2.46
Würfeldruckfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup>		
im Anlieferungszustand .....	156	511
<i>Kontrollwürfel (1931/32)</i>		
Raumgewicht .....	—	2.44
Würfeldruckfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup>		
im Anlieferungszustand		
nach 8-10 Tagen .....	—	374
nach 28 Tagen .....	—	467

Aus diesen Ergebnissen ist zu ersehen, dass im Alter von 8 Jahren der mit 180 kg Portlandzement dosierte Gussbeton eine mangelhafte Frostbeständigkeit aufweist, während der höher dosierte Gussbeton (300kg/m<sup>3</sup>) der Wasserseite und der Mauerkrone die Frostproben bestanden hat. Die Wasseraufnahmefähigkeit ist im Vergleich zu natürlichen Bausteinen (0.1-0.35%) sehr gross, was mit abnehmendem Zement und zunehmendem Feinsandgehalt auf ein ungünstiges hygroskopisches Verhalten des feinporigen Gussbetons schliessen lässt. Dieser Umstand dürfte sich bei Schneeeinlage auf der geneigten Luftseite schädlich auswirken und deren geringe Frostbeständigkeit teilweise erklären. Die Laboratoriumsversuche stimmen mit den bisherigen Beobachtungen am Bauwerk überein, wobei die Wahrnehmung gemacht worden ist, dass die wenigen noch gesunden Stellen der Luftseite unter einer 3-5 cm starken Mörtelschicht lagen, davon herrührend, dass bei der Erstellung der Mauer die Betonrinnen am Abend ausgewaschen wurden und sich aus der über den Mauerrücken hinunterlaufenden Zementbrühe die Mörtelschicht absetzte. Hat in den 8 Jahren seit dem Bau die ca. 5 cm starke Mörtelschicht zur Hintanhaltung der Frostschäden genügt, so darf daraus gefolgert werden, dass durch die neue, im Mittel 87 cm starke Verkleidungsschicht ein bleibender Schutz für den unterliegenden ursprünglichen Gussbeton erreicht werden kann. Die Detailbetrachtung der Ergebnisse mit den an Bauwerk entnommenen Betonblöcken zeigt auch, dass der Beton am luftseitigen Fuss der Stauwand gegen Frost empfindlicher ist



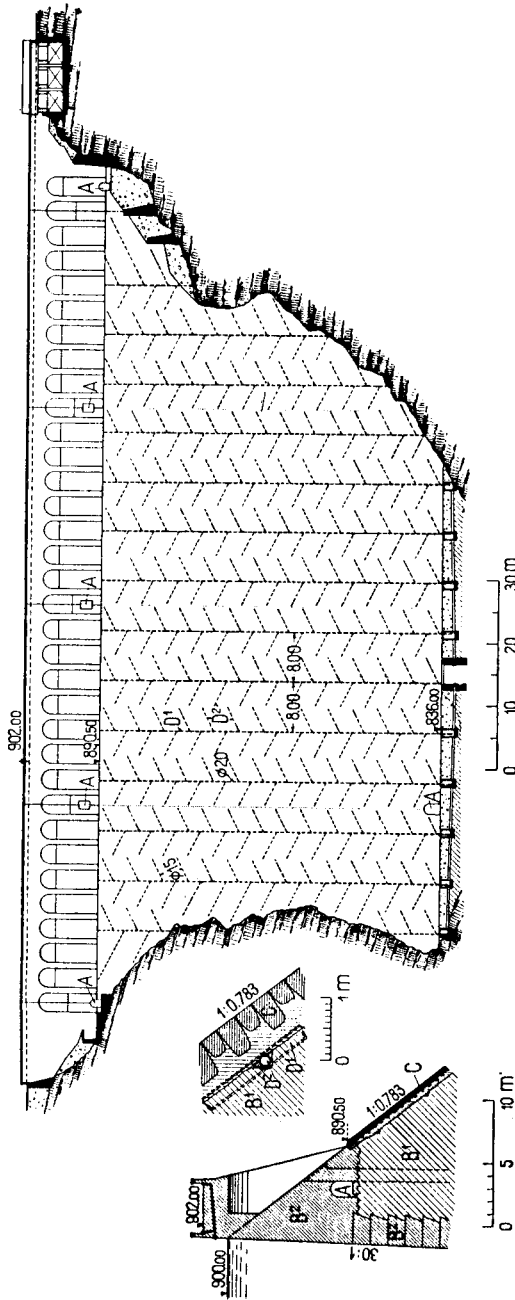


Abb. 6. — Staumauer Schräl.

Legende : A, Revisionsgänge & -Schächte ; B<sup>1</sup>, Gussbeton 489 kg Zement pro m<sup>3</sup> (1923/24) ; B<sup>2</sup>, Gussbeton 300 kg Zement pro m<sup>3</sup> (1923/24) ; C, Granitverkleidung mit Betonunterlage P. 300 (1931/32) ; D<sup>1</sup> Sammelleitung (Zementrohr Durchmesser 20 cm) ; D<sup>2</sup>, Sickerrohr (Gelochtes Zementrohr Durchmesser 15 cm mit Kiesunterfüllung).

als der Beton im Innern und in den höhern Lagen gegen die Krone der Staumauer hin. Diese Wahrnehmung dürfte dahin zu deuten sein, dass bei dem längern Transportweg bis zum Mauerfuss in den Rinnen eine teilweise Entmischung des Betons eingetreten ist. Dieser Beton war aber schon bei einer Ueberdeckung von 30-40 cm durch die Fundamenteinfüllung unbeschädigt, wie sich auch der durch die Revisionsgänge und Schächte kontrollierbare Beton im Innern der Mauer, sowie der höher dosierte Beton der Wasserseite und der Mauerkrone als durchaus gesund erwiesen haben. Aus allen Wahrnehmungen geht hervor, dass die Schäden mit der Durchfeuchtung des Betons zunehmen, woraus im Hinblick auf die Schneeaufgabe die geringe Frostbeständigkeit der Luftseite erklärlich ist. Dabei erscheint auch ein gewisses hygroskopisches Verhalten des feinporigen Gussbetons als nachteilig, indem es zu einer raschen Aufnahme von Feuchtigkeit führt, was auch aus der grössern Wasseraufnahme der Proben an der Eidgen. Materialprüfungsanstalt in Erscheinung getreten ist.

---

### III. ZUSAMMENFASSUNG.

Die Erfahrungen mit Gussbeton an den vor zirka 8 Jahren erstellten Staumauern Barberine und Wäggitäl können in folgender Weise kurz zusammengefasst werden :

1. Der verwendete Gussbeton bis 200 kg Zementgehalt auf den m<sup>3</sup> fertigen Beton ergab an aus dem Bauwerk im Alter von zirka 8 Jahren herausgespitzten Probekörpern eine durchschnittliche Würfeldruckfestigkeit von 180-200 kg/cm<sup>2</sup>. Diese Festigkeit ist für die dem Frost ausgesetzten Teile von Bauwerken in Gussbeton unter ähnlichen klimatischen Verhältnissen ungenügend ; sie genügt aber im Hinblick auf den Sicherheitsgrad für die dem Frost nicht ausgesetzten innern Teile der Bauwerke.

2. Der Gussbeton mit einem Zementgehalt von 300 kg/m<sup>3</sup> fertigen Beton, der nach herausgespitzten Probekörpern im Alter von ca. 8 Jahren eine Druckfestigkeit von ca. 300 kg/cm<sup>2</sup> besitzt, hat sich bisher auf der Wasserseite der Staumauern Barberine und Schräh und in der Krone der Staumauer Schräh als frostbeständig erwiesen.

3. Aus allen Wahrnehmungen geht hervor, dass die Frostschäden mit der Durchfeuchtung des Gussbetons zunehmen. Die Durchfeuchtung wird durch das hygroskopische Verhalten des feinporigen Gussbetons begünstigt und zwar umso mehr, je geringer der Zementgehalt ist. Es sind Massnahmen zu treffen, um Durchfeuchtungen des Betons nicht nur von der Wasser- und Luftseite, sondern von den felsanschlüssen her zu vermeiden.

4. Bei Staumauern in ungünstigen klimatischem Verhältnissen sollte der Gussbeton auf der Wasser- und Luftseite eine frostbeständige Verkleidung erhalten, sei es in Naturstein oder in dichtem Beton hoher Festigkeit.

---

SUMMARY.

The cast-concrete dams of Barberine, Rempen and Schräh in Switzerland, which had been built approximately at the same time (1923-1925) all showed damage due to frost about 4 years after they had been completed, which damage became worse every year and led to extensive repairs. The damaged cast-concrete contained 180-200 kg. Portland-cement (the Barberine dame 180 kg PC. and 20 kg. of lime) for each m<sup>3</sup> cast-concrete. Test cubes made from concrete taken from the mixers at the building site showed the following average strength :

	7 days kg/cm <sup>2</sup>	28 days kg/cm <sup>2</sup>	90 days kg/cm <sup>2</sup>	6 months kg/cm <sup>2</sup>	1 year kg/cm <sup>2</sup>
Barberine, 180 kg PC. + 20 kg lime	40	63	97	118	—
Rempen, 200 kg PC.	—	135	—	—	—
Schräh, 189 kg PC.	67	95	119	—	140

Test cubes cut from the dam about 8 years after it had been completed, had the following average strength (as far as the concrete had not suffered from the frost) :

Barberine, 180 kg PC. + 20 kg lime .....	190
Schräh, 189 kg PC. ....	198

The investigations on the dams showed that the concrete had been damaged by the frost to a thickness from 30 cm to 1 m depending on which dam.

On the Barberine and Schräh dams the damaged concrete is being chipped off and replaced by a coat of cut natural stones lined with broken stone masonry or concrete of an average thickness of 70 cm respectively 87 cm

The authors are of the opinion that cast-concrete containing 200 kg PC. for each m<sup>3</sup> concrete will not suffice for parts of the dam exposed to the frost in similar climatic conditions, but that this concrete will suffice for interior parts of the dam which are not directly exposed to the frost.

Cast-concrete containing 300 kg PC. for each m<sup>3</sup> concrete showed no damage due to the frost after 8 years.

Concrete dams located in climatically unfavourable conditions, should be provided on both — the water and airside with a frost-proof lining, for instance cut natural stones or water-proof concrete of a high strength.

RESUME.

Les barrages de Barberine, de Rempen et de Schräh, construits en Suisse, à peu près à la même époque (1923-1925), en béton coulé, accusèrent, environ 4 ans après leur achèvement, des désagréations causées par le gel, qui, au cours des années, prirent une proportion toujours plus grande et nécessitèrent des réparations importantes. Le béton coulé, qui subissait les désagréations du gel, avait un dosage de ciment Portland de 180 à 200 kg par m<sup>3</sup> de béton (180 kg C. P. et 20 kg d'hydrate de chaux à Barberine). Les résistances à la compression des éprouvettes prélevées sur les chantiers étaient en moyenne les suivantes :

	7 jours kg/cm <sup>2</sup>	28 jours kg/cm <sup>2</sup>	90 jours kg/cm <sup>2</sup>	6 mois kg/cm <sup>2</sup>	1 année kg/cm <sup>2</sup>
Barberine, 180 kg C. P. + 20 kg d'hydrate de chaux	40	63	97	118	—
Rempen, 200 kg C. P.	—	135	—	—	—
Schräh, 180 kg C. P.	67	95	119	—	140

Les éprouvettes prélevées dans le béton encore sain des barrages, environ 8 ans après l'achèvement de ces derniers, ont accusé les résistances moyennes suivantes :

	8 années kg/cm <sup>2</sup>
Barberine, 180 kg C. P. + 20 kg d'hydrate de chaux	190
Schräh. 180 kg C. P. ....	198

L'examen des barrages a décelé que le béton est désagrégé par le gel de 30 cm jusqu'à 1,0 m de profondeur selon l'ouvrage.

Aux barrages de Barberine et de Schräh, le béton désagrégé est piqué et remplacé par un parement en pierre naturelle avec garnissage en maçonnerie ou en béton, dont l'épaisseur est en moyenne de 70 cm et de 87 cm respectivement.

Les auteurs sont d'avis que le dosage de 200 kg. C. P. par m<sup>3</sup> de béton coulé est insuffisant pour les parties de l'ouvrage exposées au gel, avec des conditions climatiques semblables, mais qu'il est suffisant pour les parties intérieures de l'ouvrage non exposées au gel.

Le béton coulé au dosage de 300 kg de C. P. par m<sup>3</sup> de béton ne présente, après 8 années, encore aucune désagréation occasionnée par le gel.

Le béton coulé des barrages exposés à des conditions climatiques défavorables devrait être protégé, sur les côtés en amont et en aval, par un parement résistant aux efforts du gel, qu'il soit en pierres naturelles ou en béton parfaitement étanche de haute résistance.

---

# COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

---

## 1<sup>ER</sup> CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1a

RAPPORT n° 5

---

---

### ZERSTÖRUNG DES BETONS DURCH ALTERUNG IN TALSPERRDÄMMEN NACH DEM STUETZMAUERQUERSCHNITT /BARRAGES-POIDS/

Berichterstatter Ing. Dr. Jul. FIEDLER

---

Der vorliegende Bericht bezieht sich eigentlich nicht auf ein aus Stampf- oder Gussbeton hergestelltes Bauwerk, sondern auf eine aus Bruchsteinmauerwerk mit Verwendung von Zement-Kalk-Mörtel hergestellte Talsperrenmauer.

Die an dieser gemachten Beobachtungen, welche sich über anderthalb Jahrzehnte erstrecken, ähneln aber in hohem Masse denen, die Ing. Axel Ekwall /World-Power-Conference, Barcelona 1929/ und Ing. N. A. Bowers, /Ing. News Record 1929, Seite 212/ mitteilen.

#### BESCHREIBUNG DES BAUWERKES.

Die grösste Höhe der Mauer über Baugrund ist	....	53. 0 m.
« « « « « « Talsohle	« ....	43. 0 m.
« « Stauhöhe	« ....	41. 5 m.
Die Kronenbreite	« ....	4. 5 m.

Der Krümmungshalbmesser der Mauer « .... 250. 0 m.  
Das Raumgewicht des Bruchsteins /Mittel/ « .... 2500kg/m<sup>3</sup>  
Das Raumgewicht des Mauerwerks wurde in  
der statischen Berechnung mit « .... 2300kg/m<sup>3</sup>  
verwertet und ist durch Wägung eines aus folgender Mischung  
hergestellten Mauerkörpers von 1 m<sup>3</sup> Inhalt ermittelt worden:

	49 kg Portlandzement
	30 « Fettkalk
	318 « Quetschsand
	<hr/>
zusammen	397 « trockener Mörtel
	62 « Wasser
	<hr/>

459 kg gebrauchsfähiger Mörtel = 288 Lit./m<sup>3</sup>  
im fertigen Mauerwerk.

Für die Herstellung der Staumauer wurden an Mauerwerk  
113,000 m<sup>3</sup> verbraucht. Der tatsächlich beim Bau verwendete Mörtel  
bestand aus der folgenden Mischung:

1	Raumeinheit	Portlandzement
1	«	Stückerkalk
6	«	Sand
10 % Wasser		

Für 1 m<sup>3</sup> fertigen Mauerwerks war der Mörtelverbrauch im  
Mittel 370 l. Ausser den üblichen fortlaufenden Festigkeitsproben  
sind auch Durchlässigkeitsprüfungen des Mörtels vorgenommen  
worden und zwar unter einem Wasserdruck von 3-5 Atm. Die Ver-  
suchskörper /Platten/ wurden entweder eingestöselt oder nur ein-  
gestrichen, damit die Verhältnisse nicht günstiger als beim Bau  
selbst würden.

Für die Abdichtung der Mauer wurden folgende Massnahmen  
getroffen:

Die wasserseitige, mit schwalbenschwanzförmigen Verzahnun-  
gen ausgestattete Mauerfläche erhielt einen Zementmörtelverputz,  
3 cm. stark, 1 : 2 gemischt und geglättet. Auf diesen Verputz kam  
ein dreifacher Anstrich von Dichtungsmitteln /Siderosthen-Lubrose,  
Inertol, Asphaltemulsion und Preolit/.

Als Schutz der Dichtungsschicht wurde eine im Mittel 0.8 m.  
starke Verblendmauerschicht aus vorzüglichem Bruchsteinmauer-  
werk /Zementmörtel 1 : 1 : 4/ ausgeführt.

Die Mauer erhielt in 2 m. Abstand von der Wasserseite eine



Entwässerung aus lotrechten Tonröhren von 100 mm. in 2 m. Abstand. Die Slösse der Röhren wurden zwecks Verhinderung der Versinterung mit einem Schotternest von rund 0.2 m. Höhe und 0.2 m. Ringstärke umgeben. Ausserdem erhielt die Mauer noch eine Sohlenentwässerung aus Tonröhren von 50 mm. Durchmesser in Entfernungen von 6-8 m. Das Wasser aus allen Entwässerungsröhren wird gesammelt und in einem auf der Luftseite der Mauer angebrachten Schacht gemessen.

### SICKERUNGS- UND SINTERUNGSERSCHEINUNGEN.

Die Bauarbeiten sind im Monate Mai 1914 begonnen worden, anfangs März 1914 waren sie bereits soweit vollendet, dass eine erstmalige Stauhöhe von 20.0 m. erreicht werden konnte. Es zeigten sich Sickerungen herrührend aus der lotrechten Mauerentwässerung, ferner solche, die ihren Weg unter der Mauer und auch seitlich durch Spalten im Fels um die Mauer herum nahmen. In diesem Berichte werden nur die Quersickerungen durch die Mauer/herrührend aus lotrechter und Sohlenentwässerung/ betrachtet werden. Die Sickerwassermengen werden seit Fertigstellung der Mauer regelmässig in Abständen von 14 Tagen und zwar ihrer Herkunft nach getrennt gemessen und 2 mal jährlich chemisch untersucht. Bereits während der Bauarbeiten zeigte sich eine Neigung zum Versintern der Entwässerungsröhre, was auf die Kalkabsonderung aus dem verlängerten Zementmörtel 1 : 1 : 6 schliessen liess. Es wurde aber erwartet, dass in dem Masse des Fortschrittes der Inkrustierung in den Röhren auch eine Verstopfung der in dem Mauerwerk vorhandenen Schwindfugen und Hohlräume eintreten werde, und dass der Eintritt von Druckwasser in das Mauerinnere abnehmen werde. Diese Erwartungen haben sich bis jetzt nicht erfüllt.

Bereits wenige Meter nach Eintritt in den senkrecht zum Rohrstillen einmündenden Revisionsstollen sind an den Wänden und am Deckengewölbe dieses Kalksinterungen bemerkbar. Diese Sinterungen reichen bis auf wenige Meter von der Luftseite der Mauer. Auf der Luftseite der Mauer selbst sind keine Sinterungen wahrnehmbar, wie sie der Berichterstatter z. B. an einigen Sperrmauern in Deutschland beobachtet hat. Gelegentlich konnten aber an der luftseitigen Mauerfläche Wasseraustritte bei hohen Beckenständen wahrgenommen werden.

Die Ausmündungen der lotrechten Entwässerungsrohre im Revisionsstollen weisen Versinterungen auf. Einige Rohre zeigen nur einen schwachen Belag, andere hinwieder Verengungen des ursprünglichen Querschnittes von 79 cm<sup>2</sup> auf 28 cm<sup>2</sup>, ja sogar bis auf 13 cm<sup>2</sup>.

Der Niederschlag in den Röhren ist verschiedenfarbig, rein weiss, gelblich bis dunkelockerig. Ueber seine Zusammensetzung wird noch die Rede sein. Aufschlussreich sind einige, in der Folge gegebene Zusammenstellungen..

*T. I. Sickerwässer und Kalkgehalt während eines 10 jährigen Beobachtungsabschnittes.*

Jahr	Mittlere Stauhöhe m	Mittlere Sickerwassermenge aus der lotrechten in der Schlen entwässerung der Mauer. l/Sec.	Mittlerer Kalkgehalt mg/l
1920	41.26	6.21	18.0
1921	39.47	6.67	42.3
1922	38.03	8.35	37.1
1923	40.91	10.32	31.4
1924	37.76	10.63	26.6
1925	35.72	10.10	24.1
1926	40.46	12.04	33.6
1927	41.35	13.92	26.8
1928	37.55	8.78	28.5
1929	30.90	4.62	31.8
Durchschnitt		9.16 Lit/s.	30.0 mg/Lit.

Die Talsperre stand bis 1929 .... 15 Jahre im Betriebe. Die Kalkauslaugungen haben also während dieser Zeit unter Zugrundelegung der erhobenen mittleren Sickerwassermenge von .... 9.16 Lit/Sec und des mittleren Kalkgehaltes im Sickerwasser von .... 30.0 mg/Lit. einen Verlust von ..... 130,000 kg CaO, d. i. .... 130 t betragen.

Für die Herstellung des in der Mauer verwendeten Mörtels sind insgesamt an Portlandzement und Kalk ..... 17,000 t verwendet worden, sohin wurden von dem Bindemittel .... 0.765 % ausgelaugt, dies entspricht einem Hohlraum, d. i. einer Poreninhaltsvermehrung von etwa ..... 100 m<sup>3</sup> im Mauerkörper.

Für die Beurteilung der obwaltenden Verhältnisse dient das nachfolgende Ergebnis der chemischen Untersuchung des Rohwas-

sers aus dem Talsperembecken, sowie der Sickerwässer, die an 3 verschiedenen Stellen aus den lotrechten Entwässerungsrohren entnommen wurden. Diese Stellen sind dadurch ausgezeichnet, dass die dort auftretenden Niederschläge bei 1 weisse, bei 2 gelbliche, bei 3 dunkelockerige Farbe haben.

*T. II. Chemische Untersuchung der Roh- u- Sickerwässer.*

1 Liter enthält in mg	Rohwasser aus dem Staubecken	Sickerwasser aus den lotrechten Entw. Rohren		
		1	2	3
Trockenrückstand bei 105°C	77.2	682.2	632.5	157.3
Glührückstand	69.0	673.6	607.4	144.7
Eisenoxyd und Tonerde	1.1	3.9	4.6	Spur
Calziumoxyd	12.0	6.1	4.8	37.4
Magnesiumoxyd	3.5	1.2	1.5	2.1
Alkalioxyde	13.0	380.7	358.9	38.1
Ammoniak	—	—	—	—
Kieselsäure	8.7	8.7	2.6	10.6
Schwefelsäure	20.6	3.1	4.8	33.8
Kohlensäure gebunden	8.8	277.2	229.9	16.5
« frei oder halb gebunden	—	—	—	—
Chlor	7.1	7.1	5.3	7.9
Salpetersäure	—	—	—	—
Salpetrige Säure	—	—	—	—
Kaliumpermanganatverbrauch zur Oxydation d. org. Stoffe	4.7	7.1	7.1	7.1
Gesamthärte in deutsch. II.Gr.	1.69	—	—	—
Carbonathärte	1.12	—	—	—
Mineralsäurehärte	0.57	—	—	—

Die Wasserproben 1 und 2 waren leicht getrübt und setzten bei längerem Stehen weisse Niederschläge ab, deren Menge bei

- 1 ..... 26.4 mg/lit.
- 2 ..... 33.3 mg/lit.

betrug. Die Wasserprobe 3 war klar. Die chemische Untersuchung dieser Niederschläge ergab reinen kohlensauerem Kalk /Calziumkarbonat/. Nach Abfiltrierung der Niederschläge lieferte die Untersuchung der Wasserproben die in T. II zusammengestellten Ergebnisse, woraus zu erschen ist, in welchem Masse im Sickerwasser die löslichen Stoffe, namentlich Alkalioxyde und gebundene Kohlensäure gegenüber dem Rohwasser zugenommen haben. Auffällig erscheint, dass nach T. II. keine freie Kohlensäure im Rohwasser

vorhanden ist. Die Erklärung dafür ist, dass die Wasserproben erst im Laboratorium nach längerer Zeit untersucht worden sind, die freie Kohlensäure war unterdessen entwichen. Gleich nach Entnahme des Rohwassers an Ort und Stelle gemachte Untersuchungen erbrachten den Nachweis für das Vorhandensein freier Kohlensäure im Rohwasser.

*T. III. Chemische Untersuchung der Niederschläge in den Entwässerungsrohren.*

Die Untersuchung der bei 105° C getrockneten Niederschläge aus den lotrechten Entw. Rohren ergab in %	1	2	3
	weiss	gelbl. weiss	dunkel ocker
Unlösliche Silikate .....	—	—	2.23
Lösliche Kieselsäure .....	Spur	Spur	0.38
Eisenoxyd .....	0.48	0.67	4.30
Tonerde .....	Spur	Spur	0.29
Kalk .....	55.70	54.86	13.25
Magnesia .....	Spur	Spur	7.72
Kohlensäure .....	43.76	43.30	20.50
Schwefelsäure .....	Spur	1.14	0.77
Salpetersäure .....	—	—	—
Salpetrige Säure .....	—	—	0.02
Manganoxyd .....	—	—	50.09

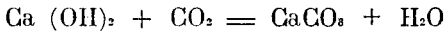
Die Niederschläge 1 und 2 bestehen überwiegend aus kohlen-saurem Kalk. Der Niederschlag 3 enthält aus dem Mörtel stam-mende Eisen-u-Manganverbindungen, die Anwesenheit von sal-petrigen Salzen deutet darauf hin, daass die Manganverbindungen von Humaten beeinflusst wurden. Aus T. II. geht hervor, dass das Sickerwasser 2-8-9 mal mehr gelöste feste Stoffe enthält als das Rohwasser.

Amerikanische Erfahrungen /Eng. News Record 1928, S. 784/ haben sogar gezeigt, dass sich der Gehalt des Sickerwassers an festen Stoffen bei Vergleich mit dem Rohwasser sogar auf das 30-fache erhöhen kann; ferner, dass Druckwasser nahezu 2 mal soviel gelöste Stoffe enthalten kann als eine drucklose, gesättigte Lösung. Tatsächlich treten die Niederschläge in reichlichem Masse dort auf, wo das Sickerwasser austritt, also vom Druck entlastet wird.

Dieser Umstand berechtigt zu der Annahme, dass das Sicker-wasser unterwegs infolge des Druckabfalles einen Teil seiner ge-

lösten Stoffe wieder ausscheidet, wodurch allmählich eine gegenläufige /von der Luft-zur-Wasserseite/ fortschreitende Selbstdichtung der Mauer eintreten kann. Diese Erwartungen haben sich aber im vorliegenden Falle bisher nicht erfüllt. Soviel aus den spärlichen, im Fachschrifttum verstreuten Angaben erhoben werden kann, sind auch andernorts diese Erwartungen nicht zugetroffen. Die Auslaugung der Mauer infolge der Quersickerung kann im Laufe der Zeit sogar zunehmen. Jedenfalls sind die Hoffnungen auf die Selbstdichtung recht unsicher.

Die chemischen Vorgänge, die sich im Mauerinnern abspielen, sind durch die folgenden Gleichungen gekennzeichnet. Der Portlandzement spaltet beim Erhärten Calciumhydrat /Ca (OH)<sub>2</sub> ab, das sich mit der freien Kohlensäure /CO<sub>2</sub>/ verbindet.



CaCO<sub>3</sub>, Kohlensaurer Kalk wird bei Hinzutritt von Wasser, das aggressive Kohlensäure enthält, in das lösliche Bicarbonat verwandelt.



Diese Prozesse und das schon erwähnte, erhöhte Lösungsvermögen des Druckwassers mit darauffolgender Druckentlastung erklären die Verkrustung der Entwässerungsrohre.

---

## ZUSAMMENFASSUNG.

Die hier gezogenen Folgerungen gelten in erster Reihe für den vorliegenden Fall, werden aber durch anderwärtige Erfahrungen bestätigt:

1. Die infolge einseitigen Wasserdruckes in Stau Mauern auftretende Quersickerung führt bei Anwesenheit von aggressiver Kohlensäure im Beckenwasser im Laufe der Zeit zu einer Verarmung des Mörtels in Bruchstein- und Betonmauern.

Die Selbstdichtung der Mauern durch Inkrustation ist unsicher.

2. Die üblichen Entwässerungsrohre im wasserseitigen Mauerkörper genügen in der Regel nicht, um die Quersickerung gegen das Mauerinnere nach Durchgang der Schutzschicht /Asphaltanstriche, Torkret u. dergl./ aufzuhalten. Damit dieser Zweck vollkommener erreicht werde, müsste das Netz der stumpf gestossenen Entwässerungsrohre viel engmaschiger angelegt werden. Wirksamer als die verhältnismässig weit auseinander liegenden Entwässerungsrohre wäre wohl eine unmittelbar hinter der Schutzschicht angelegte, bisher im Stau mauerbau nicht übliche Filterschicht.

3. Die andauernde Auslaugung des Mörtels im Innern einer Stau mauer durch das unter Druck stehende Sickerwasser muss im Laufe der Zeit zu einer Verschlechterung der Festigkeit und Wasserdichte der Mauer führen.

Die Frostwirkungen reichen nach deutschen Erfahrungen bis über 2 m in den Mauerkörper und bewirken eine weitere Verschlimmerung des Bauzustandes. Diese Vorgänge sind bedenklich, weil an der Aussenseite der Mauer meistens nichts wahrnehmbar ist.

Als Abhilfe kommen nach Ansicht des Berichterstellers in Betracht:

Möglichst restlose Sammlung des durch die Schutzschicht eingedrungenen Druckwassers mit Hilfe eines engmaschigen Entwässerungsrohrnetzes oder einer zweckmässigen Filterschicht, Massnahmen, die auf grösstmögliche Wasserdichte des Mörtels und Betons auf der Wasserseite der Stau mauern gerichtet sind.

Bisher ist das Augenmerk der Ingenieure vorwiegend auf die

Erzielung hoher Festigkeitseigenschaften, erst in zweiter Reihe auf die Wasserdichte des Mörtels gerichtet. Einfache, baustellenmäßige und einheitliche Prüfungsverfahren für das zweite ebenso wichtige Ziel sollten allgemein festgelegt und fortlaufend während des Baues verwendet werden.

Bemerkenswert und für die Erzielung erhöhter Wasserdichte der Staumauern ist ein Vorgang, der nach Weisung des Bauleiters der im Bau befindlichen Talsperre an der Chrudimka bei See Ing. J. Člibor angewendet wird.

Auf der Wasserseite der Mauer werden schachbrettförmig Holzpfähle eingemauert, dann hochgezogen und in die Löcher wird dann unter Druck Zementmörtel eingespritzt. Ueber dieses erfolgversprechende Verfahren liegen allerdings noch keine Erfahrungen vor, da es erstmalig verwendet wird.

Der Verfasser glaubt auch, auf die Erfahrungen beim Baue von Betonbehältern für die Cellulosebereitung hinweisen zu sollen. Diese Behälter sind anfangs alle undicht, durch das Eindringen feiner und feinsten Cellulosefasern in den Beton wird im Betrieb in kurzer Zeit vollständige Wasserdichtheit erreicht. Die Verwertung dieser Erfahrung im Staumauerbau ist wohl denkbar.

---

## SUMMARY

The report refers to a masonry dam of a storage reservoir and contains the data about general dimensions of the dam, the materials employed, the composition of the mortar, then the data about the tests concerning strength and watertightness, which were executed during construction work.

The arrangement is described for watertightness and drainage of the wall. You will find tabulated the observations of the water heads, the quantity of percolation, the chemical analysis made in a period of ten years.

From this example and other observations the author draws the following conclusions:

1. The percolation caused by on-sided water pressure produces increasing porosity and deterioration of the mortar in masonry and concrete dams, especially if there is some aggressive carbon dioxide.

2. Experience proves that the usual arrangements to achieve perfect watertightness- better mixture of concrete on the upstream side of the dam, asphaltting, concrete gunning- also the drainage system frequently used, (drain tiles) do not succeed perfectly. The drainage system should be more closed-meshed.

A filtration stratum, not used at present in constructing methods would undoubtedly succeed better.

3. The continual lixiviation of cement and lime inside a masonry dam, caused by the infiltration water under pressure, consequently leads to a deterioration of the stability and watertightness of the masonry or concrete. The inevitable frost influences are also another cause of further deterioration of the concrete. The reporter therefore recommends that more attention be paid to the watertightness of the mortar than hitherto.

---



## RESUME.

Le rapport concerne un barrage en maçonnerie et contient les renseignements nécessaires concernant les dimensions principales, les matériaux employés, la composition du mortier et enfin ceux qui se rapportent aux recherches relatives à la résistance et la perméabilité du mortier, exécutées au cours de la construction.

Les travaux de colmatage du mur sont décrits ainsi que son système de drainage.

Des tableaux contiennent des observations faites au cours d'une période de dix années sur les hauteurs de retenue, les quantités d'infiltration jaugées, les analyses chimiques des suintements.

Le rapporteur tire de ces exemples et des observations faites ailleurs les conclusions suivantes :

1. L'infiltration à travers la maçonnerie causée par la pression d'eau amène, surtout en présence de petites quantités d'acide carbonique, au cours du temps, un accroissement de la porosité et un appauvrissement du mortier dans la maçonnerie et le béton.

2. Les méthodes usuelles pour obtenir une étanchéité complète, béton dense, couches d'asphalte, etc. puis les systèmes habituels de drainage du parement amont ne peuvent qu'imparfaitement remplir leur but.

Il faudrait que le réseau des tubes de drainage fût plus serré. Une couche filtrante derrière la paroi d'amont, non employée jusqu'à présent dans la construction des barrages, répondrait mieux au but cherché.

3. Le lessivage constant du mortier à l'intérieur d'un mur, causé par l'infiltration sous pression, doit amener peu à peu une diminution de la résistance et de l'étanchéité de la maçonnerie ou du béton.

L'influence inévitable de la gelée est une autre cause de détérioration dans l'état de la construction.

C'est pourquoi le rapporteur recommande de s'occuper surtout des questions d'étanchement et de drainage des barrages.

---



# COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

---

## I<sup>ER</sup> CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM-1933

QUESTION 1a

RAPPORT n° 40

---

---

### **Method for Repair and Preservation of Dams as used at the Ringedals Dam, A/S Tyssefaldene, Hardanger, Norway**

By Chr. F. GRÖNER, Oslo (Norway), Consulting Engineer.

---

The question of repairs and preservation of concrete structures in hydraulic works has become ever more actual during the last 10 — 15 years, because faults and damages have become more evident as the time passes. The different cases of damages are generally somewhat alike. After a shorter or longer period the concrete shows a tendency to disintegration, as a rule in very limited parts, while the surrounding concrete may be unattacked.

Principally these observations have been made on gravity dams in rivers with pure and acid water. The primary cause for this gradual disintegration, is the well known fact that pure and acidulous water dissolves and carries away the lime in the cement. The more porous the concrete is, the more points of attack and the quicker the destruction takes place.

The requirements which have been claimed as to the quality of the concrete, have as a rule been of a purely mechanical kind, requirements which generally are easy to satisfy, while the chemi-

cal action of the water upon concrete has been partly overlooked and also partly underrated. The ordinary demands as to the grading of the aggregates, the controlling of the amount of water,

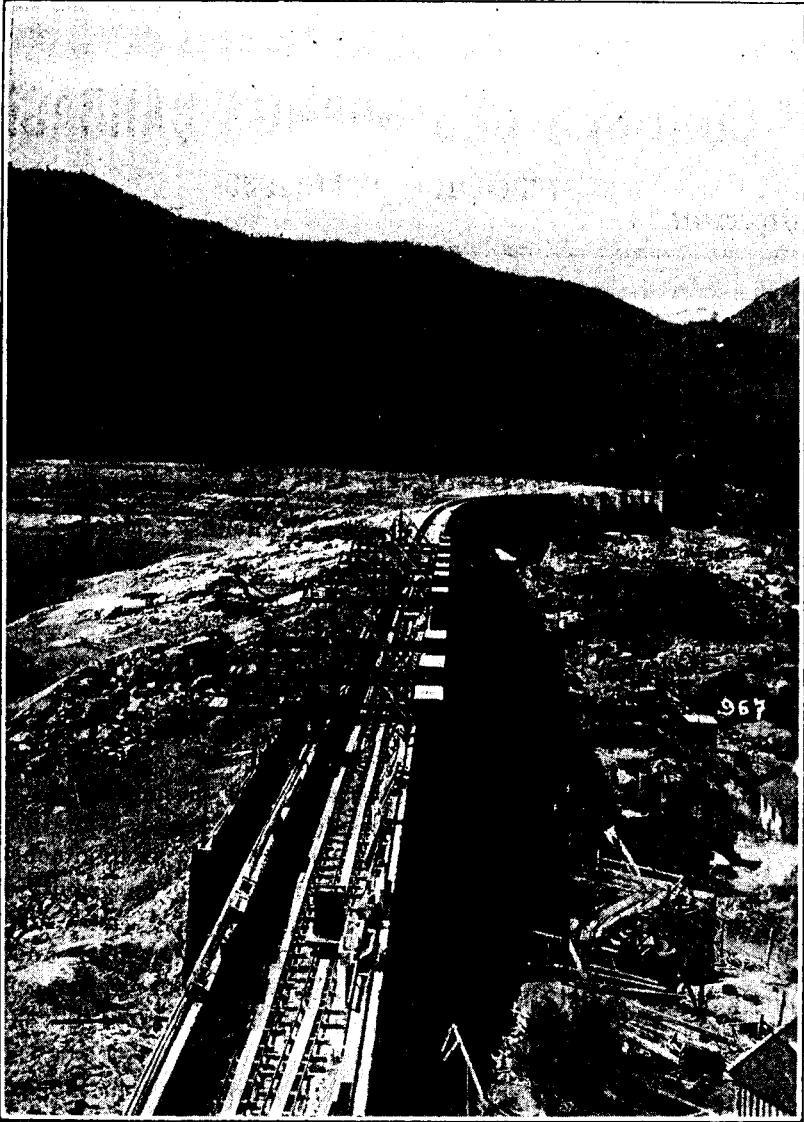


Fig. 1.

the handling of the construction joints and the treatment during the curing of the concrete, have not been paid sufficient attention,

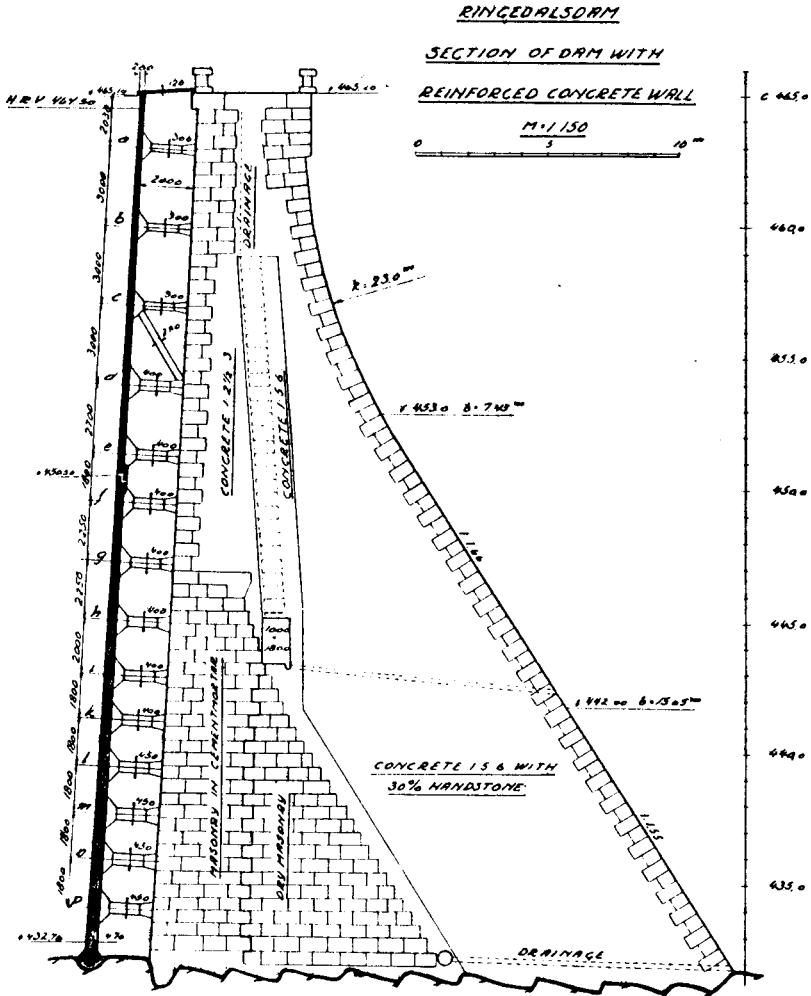


Fig. 2

and the result has been a porous and uneven concrete with innumerable points of attack for the water. Moreover insufficient atten-

tion was paid to the physical properties of the concrete by the constructive forming. That the damages appear to a great extent in a relatively short period after the execution, is therefore in the first instant due to a defective execution.

Impermeable concrete, where only the surface has been exposed to the attack of the acid water, shows very little disintegration.

By a number of leaky dams considerable amounts have been spent yearly for repairs, without however having obtained a satisfactory result, and without in many cases having been able to prevent a further deterioration, which ultimately may effect the safety of the dam.

At one of the biggest dams in Scandinavia — The Ringedalsdam at A/S Tyssefaldene, Hardanger — considerable and gradually increasing leakage was evident for many years. The company decided therefore in 1928 to execute a general repair of the dam after a proposal worked out by the writer.

The proposal consisted in placing a watertight diaphragm on upstream side of the dam supported by struts resting against the dam, and at such a distance that the space between is accessible for necessary control.

The materials which could be considered for such a diaphragm were reinforced concrete or steel. In the present case reinforced concrete was chosen.

Ringedalsdam is a concrete dam of gravity type built during the period 1912 — 1918.

It has a maximum height of 35 m., and a length of 521 m. The volume is 80.000 m<sup>3</sup>. concrete and masonry.

The surface of the dam at upstream side is about 9.800 m<sup>2</sup>. The upstream face of the dam has a southern exposure. (See situation and cross section of dam fig. 1 and 2).

Sand and broken stones for mortar and concrete were crushed from granite. Portlandcement from Slemmestad Factories was used, and during the years 1916 — 1917 also some Eisenportlandcement.

The work on the dam during the building period started each year in April and was finished the last days of November. The dam is by dilation joints divided in sections with lengths varying between 19 and 35 m. The joints extending from the crest down to curve 447,40 — or about 18 m. The deepest section of the dam has no dilatation joints. As tightening for the joints are used a core of asphalt and tar.

Ringedals lake serves as a storage (280 mil. m<sup>3</sup>.) for the power-plant Tysso II (110.000 HP). The water level is therefore variable and the dam is for great parts of the year more or less dry.

Ringedals lake is as a rule filled (water level c. 464.50) from the end of July to the end of October. During the winter months the water is lowered gradually so that the water level in January is about 15 m. below the crest of the dam, and in April level is with the base of the dam (c. 430).

Lowest winter temperature is between — 20°C. — 25°C.

Highest summer temperature is between + 25°C. + 30°C.

The temperature in the Ringedals lake varies during the year from 2 to 12°C. at depths larger than 1 m.

As the dam at times of low water is exposed to large temperature variations, large and small cracks have appeared in the joints of the stone facing, which in connection with the shrinkage in the concrete has admitted the water to the concrete behind, and as this concrete is porous, considerable amounts of water during the year have percolated the dam and disintegrated the concrete.

The degree of acidity of the water has been determined by colorimetric analyses on the spot. The average of 37 tests shows an hydrogenion concentration  $\text{pH} = 5.9$ .

The amounts of solid ingredients in the water averages 7 mg. pr. l. The percentage of organic particles in the solids is small.

Since 1925 systematical record of the leakage have been made and so as to give an idea of the amount of the leakage, it may be mentioned that during 1929 for a submerged dam area of 7.300 m<sup>2</sup>., about 51.000 m<sup>3</sup>. went through in twentyfour hours, or on an average of about 0.08 l. pr. sec. pr. m<sup>2</sup> dam area, herein including leakage at the bottom of the dam which might be assumed to be 10 to 15 % of the total leakage.

To tighten the dam different methods have been tried during the years. The joints have been cut out to a depth of 10 to 15 cm. and have been filled again with cement mortar both with and without admixture. But after some time cracks reappeared. At a certain section of the dam about 55 m. in length, cement injection was made in 1928 and this was very carefully and rationally executed by a firm specialists in such work. However the result was not satisfactory. The pores in the concrete were on account of percolation of water dirtied by organic materials, so that the in-

jected cement did not adhere to the concrete, but remained loose in the pores.

In order to investigate the condition of the concrete in inner parts of the dam, drillings have been made extending from the crest down to a depth of 22 m., and the concrete cores with a diameter of 130 mm. have been closely examined.

The compressive strength of concrete 1:2.5:3 was investigated for cylinder cuts about 110 mm. high with 5 samples in air-dried condition and 5 samples in water-soaked condition. The average compressive strength for the 5 first mentioned was 498 kg/cm<sup>2</sup>., and for the 5 last mentioned 507 kg/cm<sup>2</sup>., however with great variation for the different samples on account of the uneven size of the void spaces.

max was 722 kg./cm<sup>2</sup>.

min was 338 kg./cm<sup>2</sup>.

The investigations have shown that the concrete in the middle of the dam in general is in good condition, but porous. In some parts it is disintegrated, especially at and close above construction joints, as well as just behind the stone lining on the upstream side. The dam was, however, in so good condition that it will form a safe support for the proposed waterproof slab.

### *Protective Diaphragm.*

The reinforced concrete slab is placed in a distant of 2 m. in front of the dam and supported by struts resting against the face of the dam. See fig. 2. The space between the wall and dam is drained and by inspection complete survey is obtained over the structure, so that any seepage and any structural failures may be discovered in time and repaired.

The wall being exposed both to shrinkage, low winter temperature and high summer temperature by lowered water level, while the old dam behind the wall will be exposed to relatively even temperature, it is necessary that the slab can expand and contract as much as possible independent of the dam.

This is one of the reasons why the slab was not put directly against the dam, as it was not possible without a very extensive sectioning by dilatation joints to prevent cracks, besides which the very important survey and opportunity for control with the



construction of the dam obtained by the arrangement chosen, also would be lost.

The slab transports by slender struts the waterpressure to the



Fig. 3.

dam. To keep the stresses within reasonable limits the columns which in this case are rigidly connected to the slab, must have a minimum length which is dependent upon the distance between the dilatation joints. At Ringdal dam the column length is 2 m. inclusive head of the strut in transition to the wall.

The wall is calculated for the following temperature variations:

Onesided temperature difference — 20°C. at the top and — 12°C. at the lowest point.

Even fall in temperature shrinkage included:

Above horizontal dilatation joint	20°C.
Below horizontal dilatation joint	10°C.

Even rise in temperature:

Above horizontal dilatation joint	15°C.
Below horizontal dilatation joint	8°C.

The construction is calculated for the following maximum stresses:

In the slab:

$$b/j = 40/1000 \text{ kg./cm}^2.$$

Centric pressure in the struts:

$$= 35 \text{ kg./cm}^2.$$

Bending tension in struts:

$$b/j = 65/1200 \text{ kg./cm}^2.$$

The struts are octagonal and spiral reinforced, to obtain the necessary slenderness by the comparatively large loads of the water pressure. The diameter of the columns (inscribed circle) varies from 30 cm. in the top rows of columns to 45 cm. in the lowest rows — 31 m. depth. The largest water pressure in the struts is 115 tons.

If supposed that the pressure from the individual loads which the struts transmit to the dam is distributed into the dammass, at 45° to the dam surface, an even transmission of the pressure to the dam has been obtained in a distance of about 90 cm. from the dam surface.

In a distance of about 90 cm. there is in other words the same pressure in the dammass as the present water pressure on the upstream side of the dam. The concentrated reaction from the slab against the dam should therefore be quite safe, as by the bolt drilling for each column the condition of the concrete in the base

of the column can easily be evident, and any necessary reinforcement by cement injection can be made.

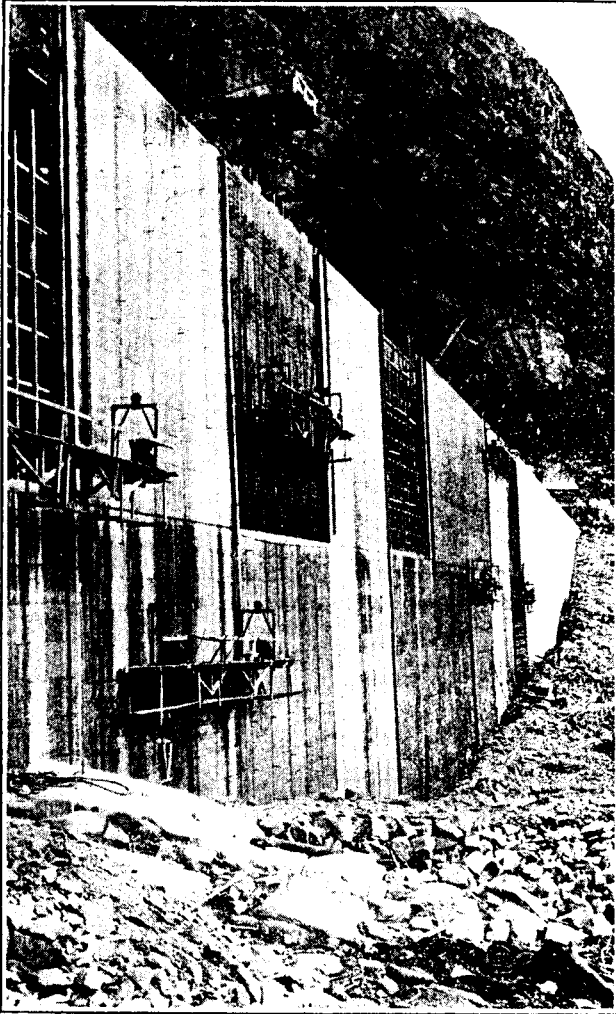


Fig. 4

The thickness of the slab varies from 20 cm. at the top to 47 cm. at a depth of 33 m.

The horizontal distance between the columns is the same for

the whole height and is 2.25 m. The vertical distance varies from 3 m. for the top row of columns to 1.80 m. for the lowest.

The slab is divided into 68 sections by 1 horizontal and 38 vertical dilatation joints, total area 9700 m<sup>2</sup>. The total upstream surface of the dam is 9800 m<sup>2</sup>. 100 m<sup>2</sup>. of the dam surface in the western end of it where the dam is founded upon moraine, is not covered by slab. The horizontal joint is about 15 m. below

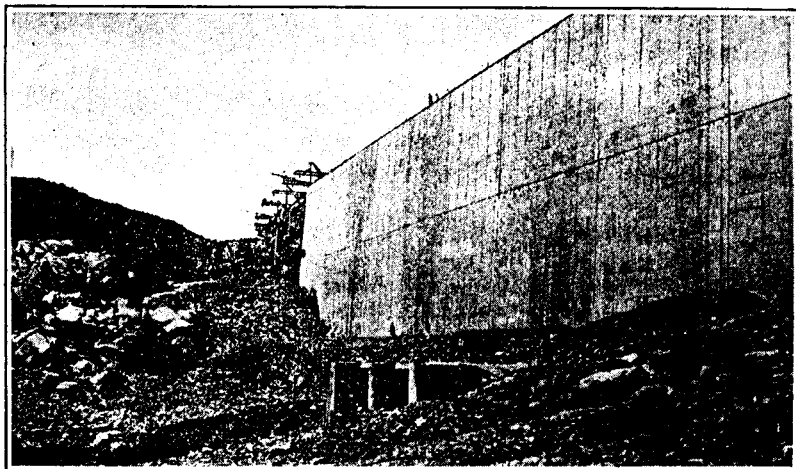


Fig. 5

the top of the dam. The distance between the vertical joints varies between 10.30 and 19.40 m. all according to the original joints in the gravity dam. There are altogether 1246 m. of dilatation joints, of these 659 m. are made watertight with copper plate, and 587 m. with bitumen. The joints are tight. The difficult place with the dilatation joints were the crossings between horizontal and vertical joints. Fig. 4.

The copper plates are 1.5 mm. thick. All vertical joints with the exception of 3 are made with copper tightening. In the joints is placed asphalt sheeting 5 or 10 mm. thick, according to the length of the section, for the extension of the slab.

The horizontal dilatation joint and 3 vertical joints are executed with igas (bitumen boiled together with not volatile oils) and asphalt sheeting. The cross section shows that the slab is founded on rock and is quite separated from the base of the dam.

The space between the dam and the wall is covered by a reinforced concrete plate provided with skylight and shutter for descent. The dilatation joints in this cover correspond with the vertical joints in the slab.

In the bottom of the space drainage openings are placed through the dam for discharge of eventual leakage in rock and wall.

The advantage obtained by protecting the dam with such a slab are shortly:

1. — The concrete in the old dam which in the long run does not resist the attack of acidulous water, will be dry and the dam will in the future be preserved as the supporting construction.

2. — As the slab also at the base is separated from the dam, the hydrostatic uplift in the base of the dam will be done away with or highly reduced and the safety of the dam increased.

3. — The dam and the slab can at any time be inspected from the space between. A fault which may occur, will be detected in time and on account of the thin construction easily be repaired.

By water veins which pass the rock under the base of the slab and the space between slab and dam and debouch under the dam, some hydrostatic uplift may still be present. It can however only appear locally and with a system of drains it will be of inferior importance.

### *The execution of the work.*

The slab contains altogether	25000 m <sup>3</sup> . formwork.
	880 ton iron.
	4280 m <sup>3</sup> . concrete.

The work was commenced 1929.

On account of the water level in Ringedals lake only 2 to 2½ months each year could be considered for construction during normal conditions, and the work was calculated finished in 3 years.

The work was carried out by the firm of contractors, A/S Höyer-Ellefsen, Oslo.

To make the short yearly working period as effective as possible, a special attention was paid to the machinal equipment. The preparatory works were also as much as possible executed during the winter months.

The rock in the base of the dam consists of fine grained granite. In some parts strongly flawed and fractured, but as a rule firm and good. Where the rock was solid only the outer layer is blasted away to obtain sound rock against concrete.

The contact plans between the concrete slab and the rock has a width of about 1.0 m. at 30 to 35 m. water pressure.

Preparation of the rockbase was executed very carefully. Fissures were cleaned out and the rock injected with cement.

To take up the tensile stresses caused by the temperature deformation of the slab at lowered water level, the struts are anchored to the dam by 25 and 32 mm. steel rods. Holes for anchor rods extend to 1.40 m. inside the stone lining.

During the drilling in the dam for the anchorage of the columns, a good survey of the quality of the concrete just behind the stone lining was obtained. It was partly solid and firm, partly quite dark and mud containing, and the cement partly washed away so that sand and broken stones were loose.

On account of the heavy loads, which at full water pressure is transmitted from the struts to the dam, cement injection was done at all strut bases to insure against displacement of the individual stones, on account of the impaired and partly deteriorated concrete behind. The injection was done after the bolts were placed, so that these at the same time were fixed.

There are altogether 1700 struts with an average of 5.7 m<sup>2</sup> dam surface per column.

The concrete in the dam was most porous at the 2 top rows of struts.

For injection in the strut base 814 barrels of cement were used or an average of 0.48 barrel per base. The injection was done with a pressure of 7 atm. The cement mixture for the injection contained about 60 to 85 kg. cement to 40 litres of water.

As sectional forms for the slab were used dressed tongue and groove boards. At the upstream side the sections were lined with sheet steel to get a smooth and even surface. The slab has no finishing coat.

Sand and coarse aggregate were produced by crushing finely grained granite and stored in covered silos. The moisture of the sand was uniform and in general 0.4 % of the weight. The amount of water for the concrete mixture was therefore practically constant for the same consistency of the concrete. The water cement ratio

for concrete made of Portlandcement was 0.52 — 0.53 (in weighth). Last year it was approximately 0.54. The specific gravity of the sand was 2.635 and the average weight per unit of volume loosely filled 1.58 kg./cu.dm., or it had about 40 % voids. On account of the even degree of humidity in sand and stone an even concrete was obtained without weighing of the aggregate... The cement was added in whole sacks.

Dry mixing of the aggregate was not used. The water was added simultaneously with the other materials.

All work along the surface of the dam, such as bolt drilling, injection, framing, erecting of the steel reinforcement and pouring of the concrete was done from hoistable working platforms fastened in simple steel constructions which travelled along a rail-track on each side of the 4 meter wide dam crest. On this steel construction a crane was also erected with compressed air hoists for all material transport.

The mixture in the concrete is the same for the slab and for the struts with 410 kg. cement per m<sup>3</sup> concrete. The mixture in weight parts was 1:2.3:2. Ordinary Norwegian Portlandcement from Dalen Portland Cement Factory was used for all sections except 2, of which one was done with *Hochofencement*, (slagcement), consisting of a mixture of at least 15 % Portlandcement (by weight) and the rest basic slag from blast furnace.

Regarding the degree of fineness, the slagcement had a sieve residue of 0.05 % on sieve with 900 meshes per. cm<sup>2</sup>, and 4.5 % on sieve with 4900 meshes per cm<sup>2</sup>, while the Portlandcement used on an average had a sieve residue of 0.1 % on 900 meshes and 8 % on 4900 meshes.

The water-cement ratio for concrete made of slagcement was about 0.56. This cement started setting after 5. -6 hours. Setting was finished after 10—12 hours, while the setting of Portlandcement started after about 3 hours and was finished after about 6 hours.

In the other section was used «*Molercement*», consisting of about 75 % ordinary Portlandcement and 25 % «*molere*», ground together. «*Molere*» is a diatomaceous earth containing about 60 % pure silica in a chemically acting condition. These 2 kinds of cement have comparatively small content of lime about 50 % CaO, while ordinary Portlandcement has about 63 %.

The «*Molercement*» had a sieve residue of 0.05 % on 900 meshes and 1.3 % on 4900 meshes.

Of «Molercement» 375 kg. per m<sup>3</sup>. concrete was used. The volume weight for this cement is about 80 % of the volume weight for Portlandcement.

Concrete slab - Ringedalsdam

1929

Sieving results for sand.

Sieve nr	Nominal size in mm	Residue in percent of weight on sieve nr (Tyler)							Volume of pores in %				Remarks	
		4	8	16	30	50	100	Ballon	Empty filled	Empty filled	Empty filled			
1-45	0.41	107	203	32.5	67.7	70.2	87.3	99.5	150	39.0	104	30.0	1/2 6/8	Average grading of skeletal
32	0.8	10	33.9	60.7	75.2	84.8	90.4	99.0	132	42.1	170	32.1	3/8	Coarsest grading
26	0.6	0.9	19.7	41.9	59.1	79.8	84.4	99.4	157	46.5	189	28.3	2 1/2 1/8	Finest grading.
Sieve 2 1/2 mm		4.699	2.362	1.160	0.509	0.205	0.07	0.00						

Grading curves

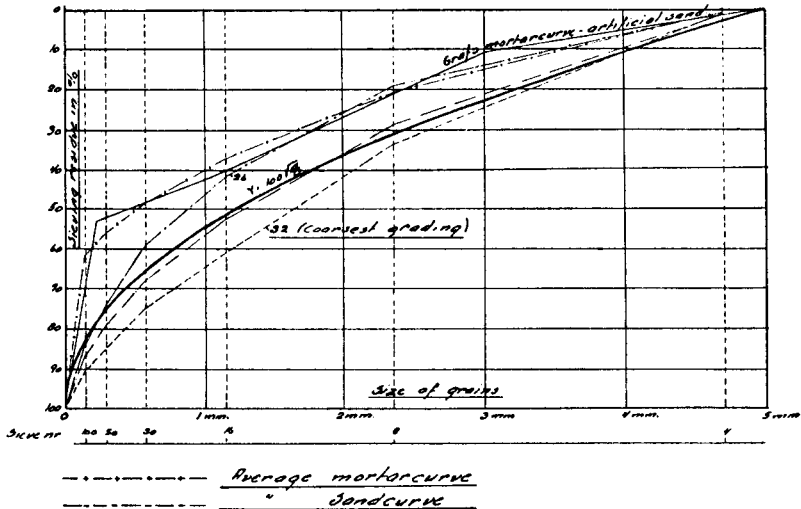


Fig. 6

Molercement gave the most plastic consistency of concrete by a water-cement ratio of 0.65. The setting started after one hour and a half and was finished in 6 hours.

The sand giving the most plastic and the easiest workable concrete had a graduation (without cement) lying a little below



the Fuller curve. With the assumed cement admixture the mortar curve was about identical with Graff's mortar curve for artificial sand.

Fig. 6 shows sand- and mortar curves for 1929. The curves were practically the same for the 2 following building periods.

The heat development during the setting was considerably lower with Hochofencement than with the Portlandcement used. Concrete of Hochofencement was not so easily workable as concrete of Portlandcement and Molercement. It sets itself a little during the first couple of hours after the pouring and separated much water. On account of the water separation honey-comb-structure appeared at joints and cracks in the formwork. The compressive strength at 28 days was about 30 % lower than for ordinary Portlandcement while the tensile strength was about the same.

The development of heat with Molercement during the setting was about the same as with Portlandcement, and the compressive strength at 28 days was with w. c. r. = 0.65 about as for ordinary Portlandcement with w. c. r. = 0.53.

Consistency tests were made with slump cone. The sinking varied generally between 5" and 8".

The sections were poured continuously from below and up without longer stopping in the pouring of the concrete than about 1 hour which was used for continued formwork of the upstream side of the slab. In this manner construction joints were avoided. The downstream side of the formwork with steel reinforcement was finished for each section before the pouring of the concrete for that section commenced. On the upstream side the formwork was erected 1 meter high at a time. In this manner full survey over the pouring was always obtained. As a rule 2 sections were poured at the same time so that the carpenters and the pouring crew changed sections and could work independently of each other.

In order to obtain the best possible conditions for the curing, the slab section was sprinkled with water, as soon as the initial setting was finished, by means of a system of perforated pipes placed on the top of the slab. The sprinkling water had a temperature of 8° to 10°C. The sprinkling was maintained continuously until the reservoir was filled.

The first third of the slab was done in 1929 and covers about 151 m. of the length of the dam. The end section was shut off in the autumn and the space between dam and slab emptied. The second third was done in 1930 and covers a dam length of 140 m.

and was taken in use in the autumn. The last third was executed in 1931 and covers 184.30 m. of the dam length. The two first parts of the slab have in the autumn 1933 been in use respectively 4 and 3 years, and the last third for two years. The 9700 m<sup>2</sup>. large slab is tight. The dilatation joints are also tight and the construction, which several times has been exposed to full water pressure and to low and high temperature by lowered water level, has worked completely in accordance with the assumptions.

*Material investigations.*

At the plant a special testing laboratory was equipped where the material tests were made. Cement and steel were tested at the Public Laboratory for the testing of materials. Samples for permeation tests were made at the works and tested by the Dalen Portland Cement Factory. Else were all scamples and all tests made at the work.

The following tests were made:

Cement tests.

Sand investigations.

Compression tests.

Tensile strength and bending tests.

Absorbtion tests.

Permeation tests.

Temperature measurements during setting.

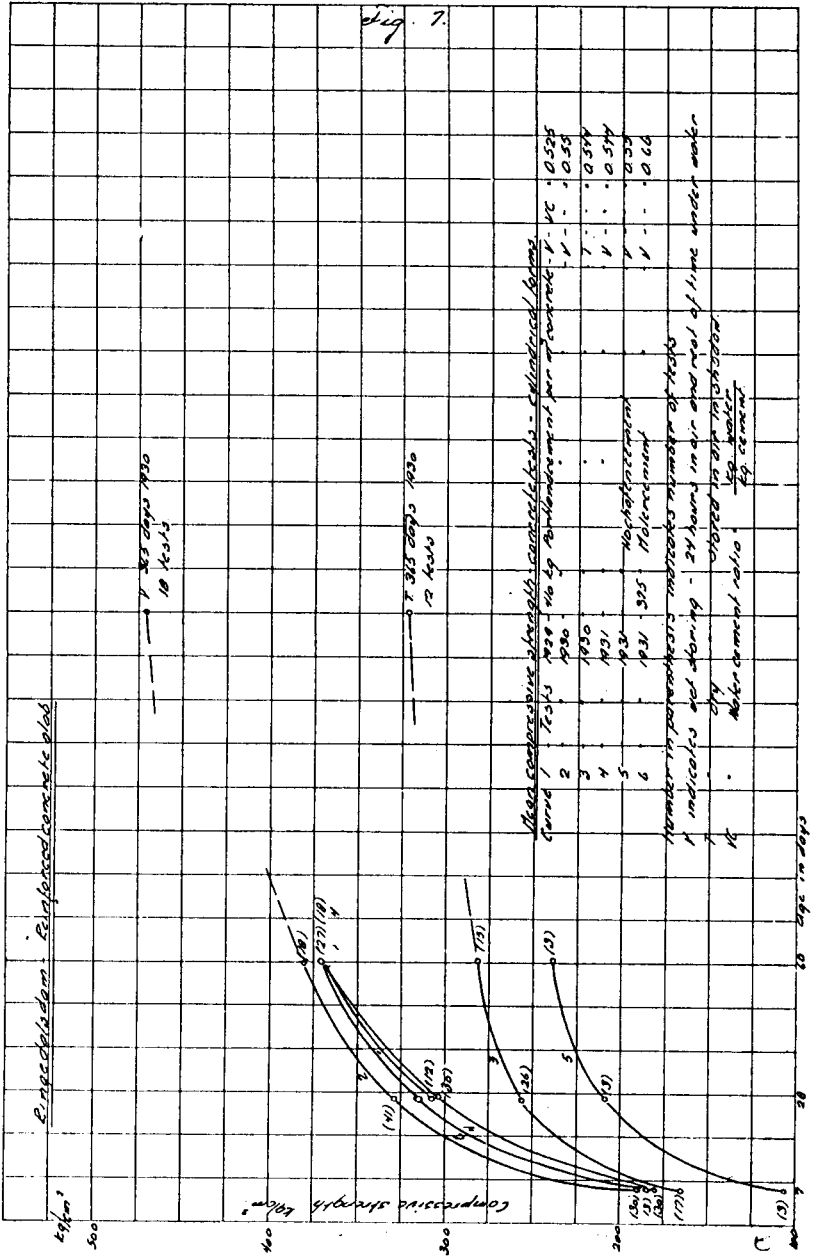
*Cement tests.*

Paralell tests made by Public Laboratory for the testing of materials between 3 kinds of cement, which were used for the slab, show the following results. The samples were stored 24 hours in air and respectively 6 and 27 days in water. Mix. 1:3 (weight).

Table 1.

Specime weight.		Sieve residue		Water in % of dry weight	Ultimate strength kg/cm <sup>2</sup>			
		900 m/cm <sup>2</sup>	4900 m/cm <sup>2</sup>		Tensility		Pressure.	
					7 days	28 d.	7 d.	28 d.
3.07	Ord. Portlandcement.	0.1	6.2	8	28.6	33.7	353	447
2.96	Hochofence-ment.	0.05	4.5	7½	22.5	34.0	201	321
2.87	Moler-cement	0.05	1.3	9	40.1	47.3	510	666

All testing pieces were taken directly from the concrete mixer, and the corresponding place in the slab were noted.



24 hours after the moulding, the samples were covered with moist sacks. The moulds were then removed and the samples placed in water until the testing. During the second building period 1930 parallel tests were besides made with samples dry stored.

*Sand Investigations*, were made every day of pouring. Degree of humidity and percent of voids for loosely filled and firmly shaken mass was determined. Sand curves see fig. 5.

*Testing pieces for compressive strength* were partly poured in cubic iron moulds with a length of 20 cm., partly, and for the main part in cylindrical cardboard moulds 15 cm. diameter and 30 cm. high. The lowest compressive strength of 36 samples of cubic form (wet storing) was 311 kg./cm<sup>2</sup>. at 28 days, wet storing, and the highest was 390 kg/cm<sup>2</sup>.

The compressive strength for the cylindrical testing pieces was in an average 15 % lower than for the cubical.

The average compressive strength for the different tests (cylindrical) will appear from the curves on fig. 7. During the work 1930 parallel tests were made for comparison between samples dry stored (air temperature 15°—25°C.) and samples one day in air and otherwise in water. The importance of the method of storing and the treatment of the concrete during the curing has earlier been investigated in Laboratory manner. The curves shows that pieces 28 days old, stored in water, gave 30 % higher compressive strength than dry stored samples, and one years test pieces stored in water, about 50 % higher compressive strength.

*Tensile- and bending tests*, were executed with Frühling-Michaelis testing machine.

The tensile strength testing pieces were poured in the usual 8-figure moulds with the smallest tensile cross section 5 cm<sup>2</sup>.

The pieces for bending tests had 3 sizes:

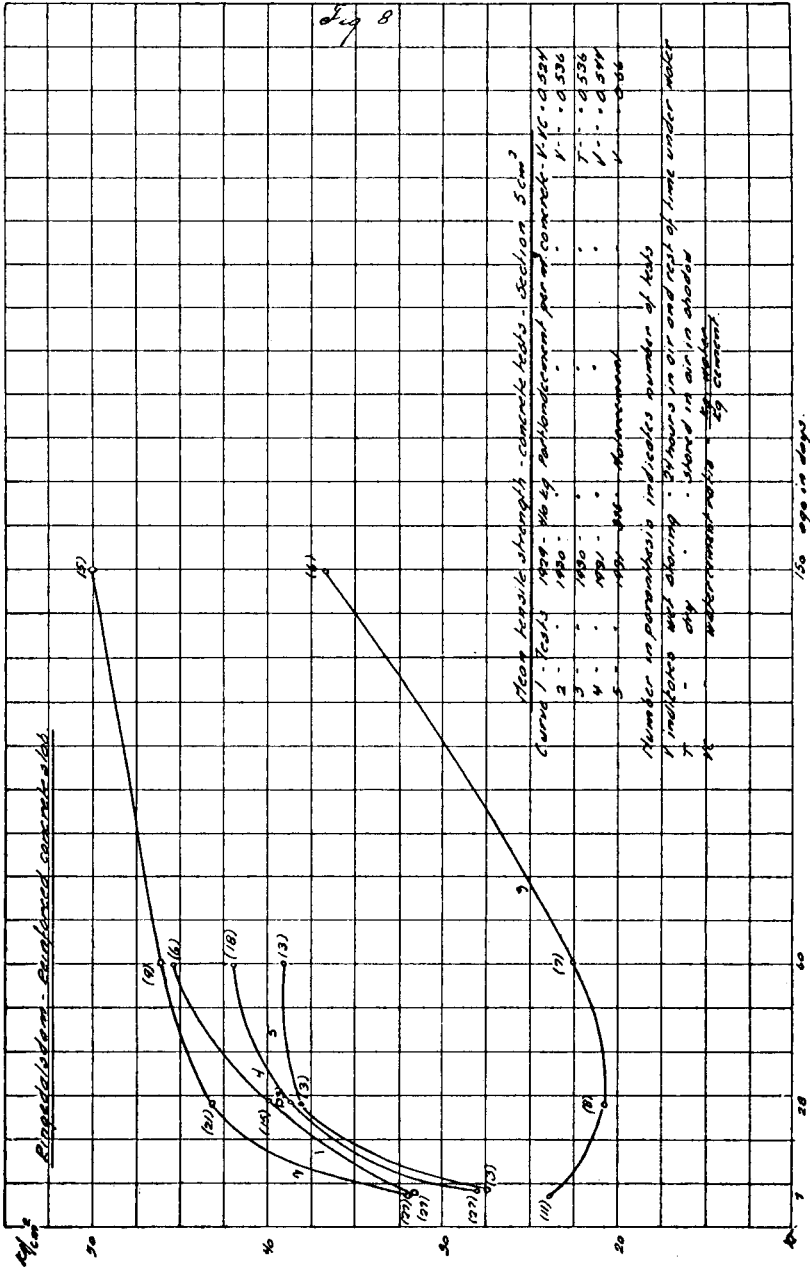
a = 40 × 40 × 256 mm.

b = 20 × 40 × 213.3 mm.

c = 20 × 20 × 106.7 mm.

*Tensile tests*. The average tensile strength appears from fig. 8.

The tensile strength for the dry stored testing pieces is considerably lower than the tensile strength for the wet stored samples



and for the dry stored ones the tensile strength decreases relatively much between 7 and 28 days, (curve 3, fig. 8). after which it again increases. Even at 60 days test the tensile strength is below the 7 days test, while the tensile strength for the wet stored tests as is well known has the greatest increase, during the first 28 days. The shrinkage of the concrete being the greatest during the first weeks after the pouring a high tensile strength during the first weeks is of great importance.

The tensile strength for the dry stored tests at 28 days is not quite 50 % of the tensile strength for the wet stored tests.

### *Bending tests.*

The average bending stresses appears from the curves fig. 9. The curves represent the 2 sizes *a* and *b*, for wet and dry storing.

The bending stresses for the dry stored tests is considerably lower than for the wet stored. The bending stresses at 28 days are practically the same as the bending stresses at 7 days. The bending strength for dry stored *a*-tests after 28 days is about 50 % of the strength of wet stored *a*-tests.

### *Absorbion tests.*

The testing pieces were poured in cubic wooden moulds with sides 10 cm. long and simultaneously with the other testing pieces. The testing pieces were dry stored in 24 hours and then 27 days in running water, afterwards they are taken up, wiped off and weighed. They are then placed on a wooden frame over an electric oven (about 50°C.), until constant weight of the test piece. Then the pieces again were placed in water for 48 hours. After renewed wiping and weighing they were again dried, and again weighed. The testing pieces of ordinary Portlandcement were then stored in water for one year.

The testing pieces were poured in a mixture 1:2:2 (volume parts) corresponding to 410 kg. cement per m<sup>3</sup>. concrete for Portlandcement and Hochofencement and 375 kg. for «Molercement».

The weight reduction by drying is calculated to volume percent in specification, table 2.

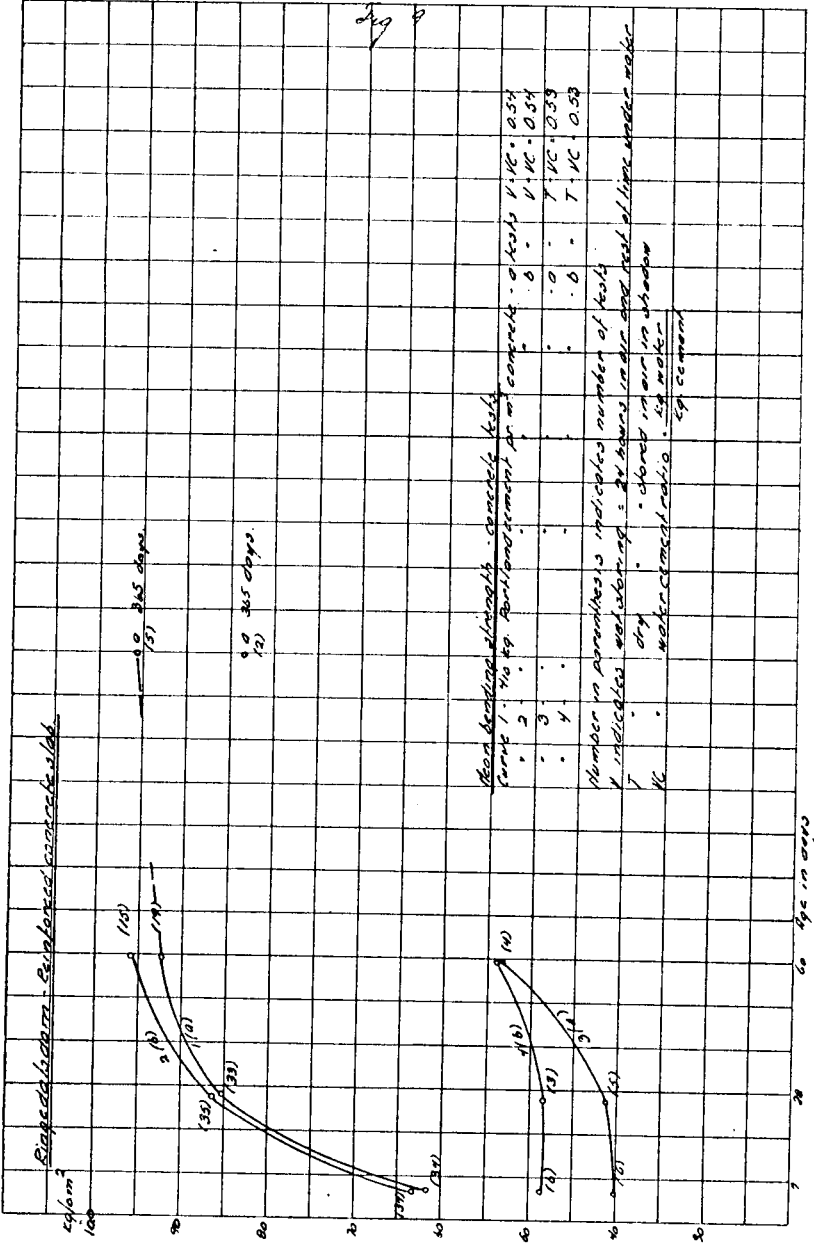


Table 2.

Number of teste.	Average reduc. Volume percent 1 drying.	Average reduction Volume percent. 2. drying.	Average reduction Volume percent. after 1 year's storage in water, and drying.	Smallest observed reduction Volume percent. 1. and 2. drying.	Largest observed reduction Volume percent. 1. and 2. drying.
15 tests Portland Cement.	10	9	6.0	6.0	13.7
3 tests Hochofencement	5.4	10		4.9	11.7
6 tests Molercement.	12.4	9		7.0	14.8
Matter of admixture Celite ca. 13.5 kg. pr. m <sup>3</sup> concrete 9 tests.	9.2	6.0	5.0	5.9	13.5
Testing pieces dipped in Wateo. 15 tests.	8.0	8.0	5.3	5.9	11.7
2 coatings with Fluat 9 tests.	7.0	9.0	8.0	5.7	12.5

From the tests it will in general be found that the amount of water which is absorbed decreases with the age of the concrete which is quite natural, as the concrete by the continued chemical re-action becomes closer. The tests with the Hochofencement show considerably larger absorption by 2. wet storage than by the first, but as this only applies to 3 tests, this result cannot be much considered. For Hochofencement and «Molercement» year tests have not been made.

*Permeation tests.*

Testing pieces for these were poured in cylindrical moulds with 22 cm. diameter and 10 cm. thickness, 1½ day the pieces were well covered with moist sacks, and then they were taken out of the moulds. Test pieces of 1929 were then stored under moist sacks for about 8 days, test pieces from 1930-1931 were stored under water for 8 days, after which the testing pieces in moist packing were sent to Dalen Portland Cement Factory for testing. Here they were stored under water until 3 to 4 days before testing. The last 3 to 4 days the testing pieces were left for drying in the



laboratory, after which they were weighed and tested for water permeation. During 1930 testing pieces were also stored dry until tests were made parallel with the wet stored testing pieces.

The testing pieces were first exposed to a pressure of 5 atm. for 24 hours and afterwards to 10 atm. for the same period. The age of the testing pieces varied between 28 and 45 days.

Table 3 shows a summary of the results for the water penetration tests for the 3 building periods 1929-1931. The parallel tests made with wet stored and dry testing pieces in 1930 shows plainly the importance of wet storage to obtain watertight concrete, as from 51 wet stored tests all are dry at 10 atm. water pressure, while of 48 dry stored only 3 are dry and the remainder 45 have measurable leakage. The tests are made in Portland Cement only.

*Table 3.*

	1929	1930		1931
	Stored under moist sacks.	Wet stored in water.	Dry stored in air.	Wet stored.
Number of tests	32	51	48	49
Mixture (volume parts)	1:2:2	1:2:2	1:2:2	1:2:2
Kr. cement per m <sup>2</sup> .	410	410	410	410
Water cement ratio (weight)	0.52	0.54	0.54	
Water pressure atm.	5	5	5	5
Hours	24	24	24	24
Number of tests dry	30	51	15	37
Number of tests wet on air side	2	0	22	2
Number of tests measureable leakage	0	0	11	
Water pressure atm.	10	10	10	10
Hours	24	24	24	24
Number of tests dry	29	51	3	37
Number of tests wet	2			
Number of tests measureable leakage	1		45	2

Some of the concrete cylinders were parted in 2 immediately after the test. By the wet stored testing pieces the water had penetrated about 2 cm. into the concrete after 24 hours test.

*Temperature measurements during the setting and hardening of the concrete.*

To be able to measure the setting temperature and its course, holes were formed by placing about 1" thick and partly conical

Setting temperature in concrete

Concrete slab - Ringedalsdam

summer 1930

2 curves for each slab section

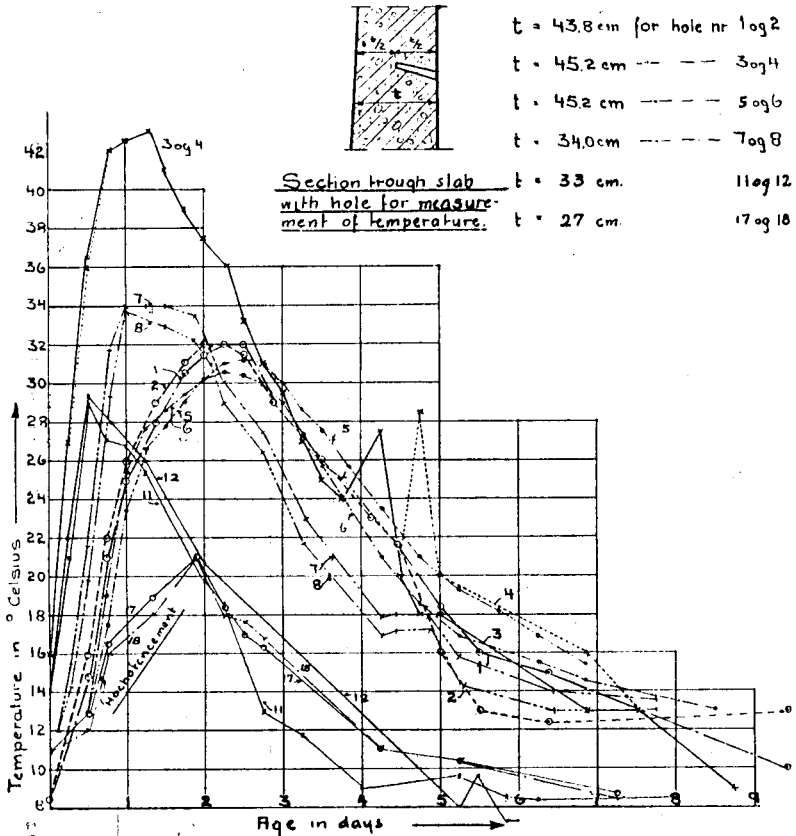


Fig. 10

pieces of wood before the pouring from the air side of the wall into the middle. The pieces of wood were loosened during the setting. In the hole was then placed maximum thermometer and the hole was filled with hemp. Simultaneously there were 2 observation holes in the same slab section and at the same height. The measurements were taken until about 9 days after the pouring. Fig. 10 shows some characteristic curves for the setting temperatures in the slab. Curves 3, 4 and 7, 8 are for concrete of quite new cement where the temperature in the cement was 60°C. before the mixing, and the concrete by pouring had a temperature of 16°C. Under normal conditions the maximum setting temperature lies between 28° and 32°C. and this temperature was reached during 36 to 48 hours after the pouring. The temperature of the concrete when poured varies between 8 to 15°C.

An exception forms curves 11 and 12, where the maximum temperature was reached after a laps of 12 hours.

By Hochofencement (17 and 18) the maximum setting temperature was 21°C. after about 48 hours for a slab thickness of 27 cm. The setting temperature for concrete of «Molercement» was about the same as for Portlandcement.

---

## SUMMARY

The author describes a method of repairing leaky dams of concrete and masonry executed at Ringedalsdam, Hardanger, Norway, and describes also the execution of the work.

This concrete dam of gravity type, one of the largest in Scandinavia, grew more and more leaky due to percolation of water through the concrete. A further disintegration of the concrete has been effectively checked by construction of a thin slab of reinforced concrete parallel to but entirely free from the upstream face of the dam. The slab, carrying the direct pressure of the water, is supported by struts resting against the face of the dam and is able to expand and contract in its own plane independent of the dam.

The space behind the slab is drained through the dam and makes inspection of the structure possible. The original dam is now entirely dry, assuring its stability and permanence.

---

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser beschreibt eine neue Methode für Reparation von undichten Wehren aus Beton und Mauerwerk, angewandt bei der Wehranlage Ringdalsdamm in Hardanger, Norwegen, und beschreibt auch die Ausführung der Arbeit.

Diese Wehranlage ist von dem Schwergewichtstypus, und ist eines der grössten Wehrer Skandinaviens. Es wurde mehr und mehr undicht auf Grund von Wasserdurchgang ins Beton. Eine fortschreitende Zerstörung des Betons ist jetzt gehindert, dadurch dass auf der Wasserseite eine dünne Eisenbetonplatte parallel mit dem Wehre angebracht ist. Diese Platte steht doch ganz frei vom Wehr, übernimmt den direkten Wasserdruck und ist unterstützt von Pfeilern gegen die Wehranlage. Die Platte kann sich dadurch in seinem eigenen Plan unabhängig von der Wehranlage verlängern und zusammenziehen.

Der hinter der Platte entstandene Raum ist durch die Wehranlage drainiert und macht damit eine Kontrolle und Inspektion der Konstruktion möglich. Die alte Wehranlage ist nun vollständig trockengelegt und ihre Stabilität und Dauer damit gesichert.

---

## RESUME

L'auteur décrit une méthode de réparation des barrages en béton et maçonnerie exécutée pour le barrage Ringedal, Hardanger, Norvège. Il décrit également l'exécution du travail.

Ce barrage en béton, du type poids, l'un des plus grands de Scandinavie, présentait des fuites qui augmentaient de plus en plus par suite des infiltrations d'eau à travers le béton. La désagrégation ultérieure du béton a été efficacement arrêtée par la construction d'une dalle mince en béton armé parallèle à la face amont du barrage, mais entièrement dégagée de celui-ci. La dalle supportant directement la pression de l'eau est soutenue par des étais qui s'appuient sur la face du barrage et elle peut se dilater ou se contracter dans son propre plan indépendamment du barrage.

L'espace en arrière de la dalle est drainé à travers le barrage et cela permet l'inspection de l'ouvrage. Le barrage original est maintenant entièrement sec, ce qui assure sa stabilité et sa permanence.

---

# COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

## I<sup>ER</sup> CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM-1933

QUESTION 1a

RAPPORT n° 47

### **Good Workmanship** **An essential of durable concrete Dams**

By F. R. Mc MILLAN\*

For many years, the Portland Cement Association of the United States of America has been interested in collecting information regarding the performance of concrete structures when exposed to the ordinary process of weathering and under unusual conditions of exposure. At the beginning, our interest in a particular structure was usually aroused by some unfavorable report as to its condition. Because of the large percentage of cases, when called to our attention in this way, in which the effect of weathering was particularly marked, it was decided to make a rather extensive survey of structures throughout the United States to determine how general the structures in the different sections were affected and to what extent the observed imperfections were likely to affect the usefulness or life of the structure.

One of the principal aims in this survey, which was carried out mostly between May, 1928, and October, 1929, was to obtain in as short a time as possible a general view of the conditions as they existed pretty much over the whole country. It was thought that by this procedure, a better understanding would be had of the impor-

\* Director of Research, Portland Cement Association, Chicago, Ill.

tance of such local conditions, as type of materials, climatic differences, differences in construction practice, etc., in influencing the performance of structures. And through this understanding, it was believed the task of interpreting the observations would be greatly lessened. It was not expected that this somewhat hurried inspection, which covered about 700 structures in 26 states, would solve all of the questions relating to deterioration of concrete. It was felt, however, that the information would be of great value as a foundation for more exhaustive and detailed study of individual structures as opportunity arose.

These expectations have been more than realized. The bringing into almost uninterrupted review, as it were, of many kinds of hydraulic and other outdoor structures, representing the use of many types of materials, a great variety of construction methods, and service under all climatic conditions, proved a most valuable experience. This continuity of observations made it possible to explain many of the indications which would have required most painstaking study to interpret under the conditions of a limited number of observations on individual or isolated structures.

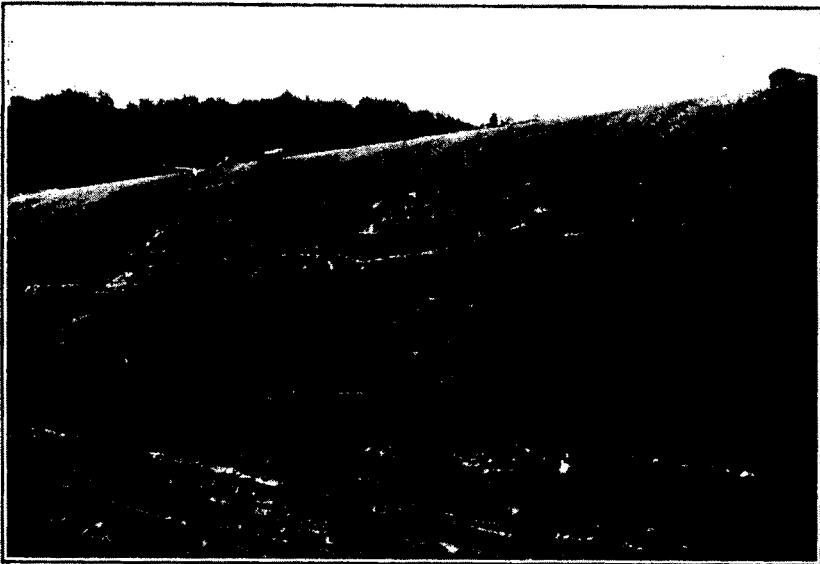
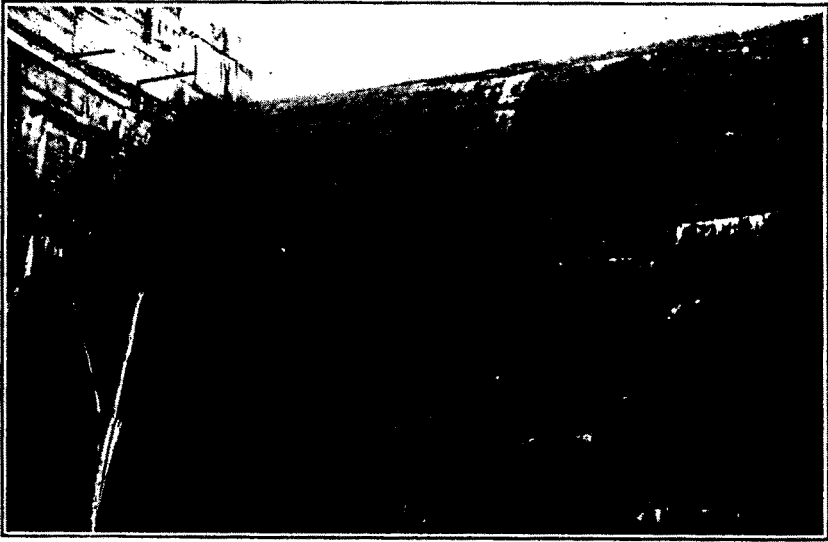
As far as the space available in this report permits, it has been the aim to give the reader the most illuminating review possible of the conditions encountered in dams in this nation-wide survey. The illustrations have been selected also to develop most directly and convincingly the outstanding conclusion which has been drawn from these observations, namely, that proper workmanship is the most important factor affecting the durability of concrete dams.

It is with no little anxiety that the author presents the material collected in this survey, for in many cases the comments on the individual structures may seem to reflect adversely on the skill or judgment of the engineering profession. However, the cooperation which the author has received from engineers in the examination of these structures has been so wholehearted and helpful that he is encouraged to believe that his remarks will not be misinterpreted. Everywhere, there has been manifest on the part of engineers a genuine desire to isolate the causes for unsatisfactory concrete and to help in prescribing the remedy. The sole purpose of this paper is to aid in the furtherance of this end.

#### *Selected Illustrations Showing types of Defects Encountered.*

The conditions of the structures examined in this survey and the explanation of the defects observed can best be told through





Photos 1 and 2. --- A Dam in the Lake Superior Region.

pictures. Wherever it is possible, the structures illustrated and their locations are identified. In many cases it is necessary, for obvious reasons, to suppress the identity of the structure and its exact location. The information given, however, should be sufficient to show the general character of the exposure and indicate the significance of such deterioration as has taken place.

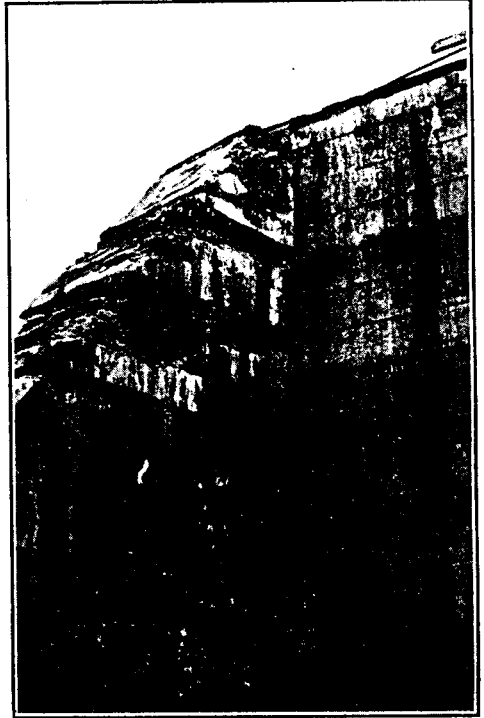
The description and comments in each case are intended only to set forth the principal factors influencing the behavior of the concrete. As will be seen from the illustrations and as developed in the text, many of the items which might seem to be of interest, become quite insignificant in comparison with the major factor of workmanship in placing the concrete.

*Power Dam A.* — Photos 1, 2, 3 and 4, taken in July, 1932, show the conditions at a dam in the Lake Superior region, built about 1907. Photo 1, which shows the downstream face of the spillway near right bank of the stream gives a good idea of the variability of the concrete due to placing or other local defects. Three separate sections of the dam are clearly seen, separated by two vertical joints. The section at the left is largely free from blemishes or defects, while the section at the right is very severely scarred by deteriorated portions. The middle section is about intermediate in the extent to which it has suffered from the 25 years of service. Photo 2 shows a larger portion of the spillway area. It can be seen from these two photos that the spillway is not only in a very serviceable condition, but that by far the larger portion of the area is entirely free from any sort of disintegration. The character of the disintegrated spots and their position indicate quite clearly that they are local defects and not evidences of intrinsic inability of the concrete to meet these particular service requirements.

Photo 3 shows a view of the crest of the spillway taken from a point just above the right end. The section in the immediate foreground of this picture is the one at the extreme left in Photo 1. The excellent state of preservation of the spillway crest will be noted. The ridges of cement mortar formed by the formboards are still clearly defined in spite of the 25 years of weathering and erosion.

Photo 4 shows a closeup view of a buttress wall at the left end of the spillway. Here, the placing defects stand out sharply. It will be noted that the portions which have disintegrated completely represent the upper portions of a layer deposited at one operation. The lower portion of the layer immediately above is still

in nearly perfect state of preservation. This condition is the result of the use of fluid mixtures in which considerable segregation has taken place. The tendency of the water and any excessively fine material from the aggregates together with the laitance, to collect



Photos 3 and 4. — Same Dam as Shown In Photos 1 and 2.

in the outer end of the section is clearly indicated by the greater disintegration.

It is very difficult from a study of this structure to form any other conclusion than that the defective condition is almost entirely the result of improper placing methods.

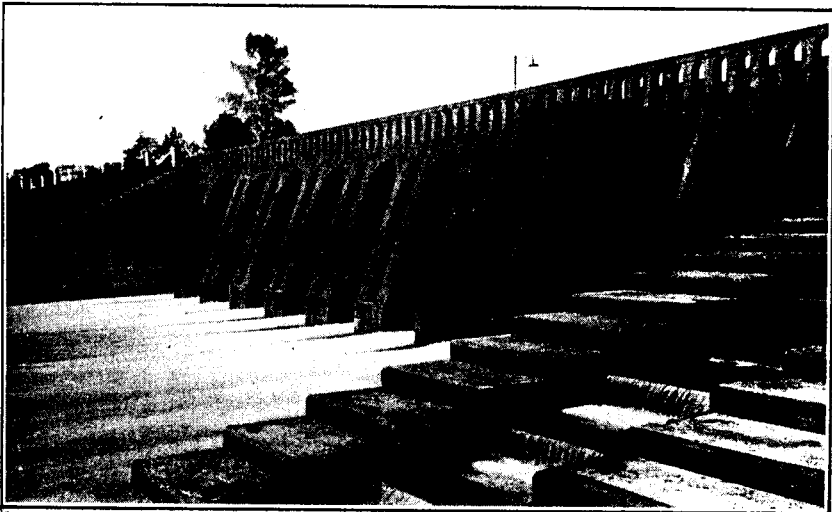
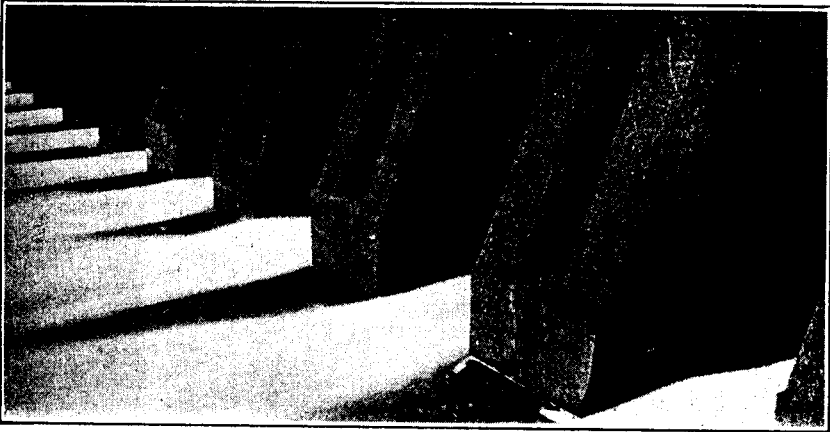
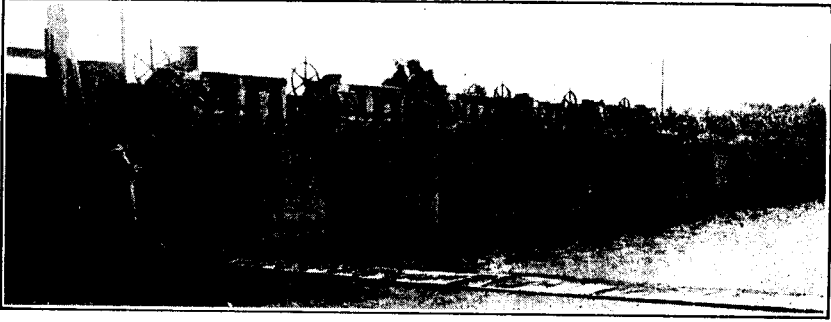
• *Storage Dams, Mississippi Headwaters.*

As a contrast to the structure just described, in which defects in workmanship at the time of building have played such an im-

portant part in the present condition, Photos 5 to 10 are presented showing a group of structures in which there is an almost complete absence of workmanship defects and which show practically no deterioration. These dams, which are also in the general region of Lake Superior, were built by the U. S. Engineer Corps for the control of navigation in the Mississippi River. The author was fortunate in being able to interview the construction superintendent who had charge of this group of structures and heard from him a detailed statement of the care which was exercised in placing the concrete. Because of the unusual workmanship displayed in these structures and the consequent freedom from defects after 25 to 30 years exposure to the rigors of Northern Minnesota climate, it is a pleasure to record the name of the superintendent, Mr. Hans Olson, to whom it seems the credit for this achievement largely belongs.

The features of this construction work largely responsible for the excellent condition of this structure were the use of exactly the right consistency, uniform placing in thin layers, and careful ramming to obtain complete bond between the successive layers. Mr. Olson had observed that the use of a very dry consistency which was the usual practice of that period, required such vigorous ramming that the ordinary concrete laborer could not be depended upon to obtain good results without the most careful watching. He found it desirable to use a slightly plastic consistency as this reduced the effort required in ramming and insured a better bond between successive layers. The success of his efforts is seen in the almost complete absence of carbonate deposits or other evidence of leakage in these structures. The successive layers are so well bonded that the usual well-defined «fill planes» or «fill surfaces» are completely lacking.

In each of the five dams in the group, (only four shown in the pictures) the aggregates most available to the structure were used. In selecting the proportions of cement and sand for the mortar, tests were made of several combinations and that mix used which gave tensile strength known to be satisfactory from previous tests and experience of the Engineer Corps. The quantity of coarse aggregate was adjusted to give a mixture that could be properly compacted by heavy ramming. Mr. Olson stated that in placing the concrete in these structures he found it necessary to make frequent changes in the amount of coarse aggregate in order to obtain a plastic mixture that would readily bond to the previous layer.



Photos 5, 6 and 7. — Pine River Dam, Minnesota.

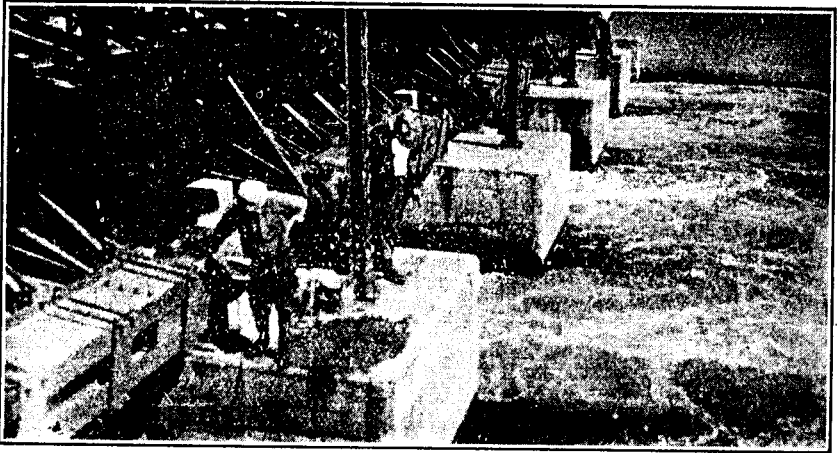


Photo 8. — Winnibigoshish Dam, Minnesota.

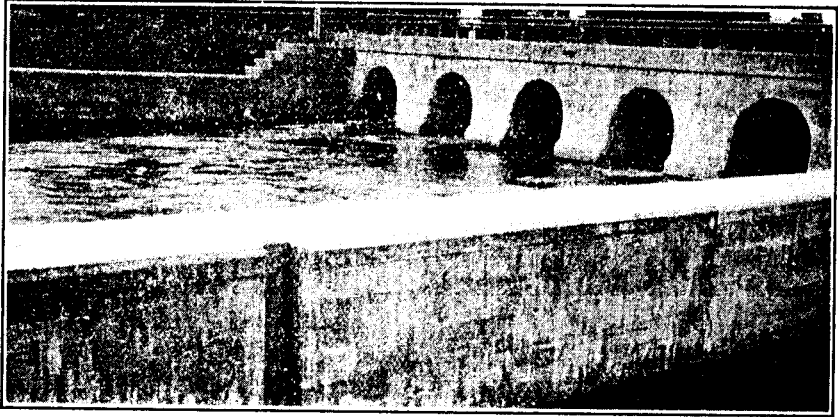
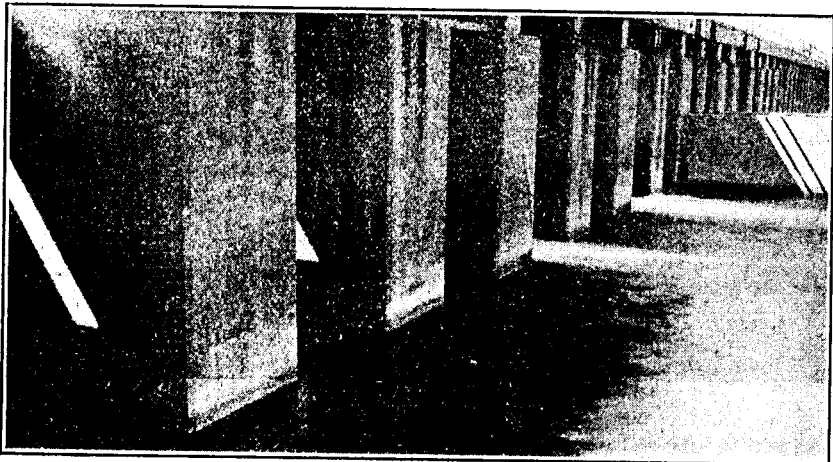


Photo 9. — Gull Lake Dam, Minnesota.



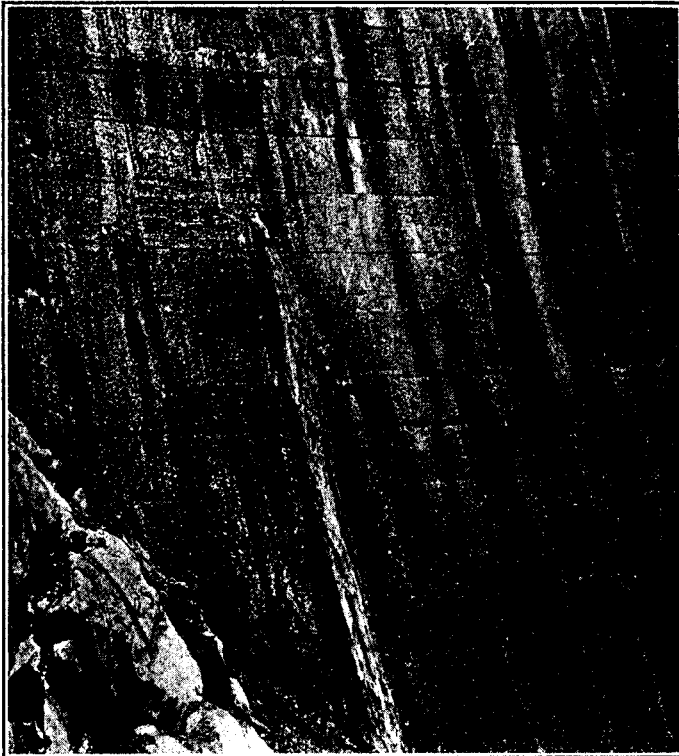
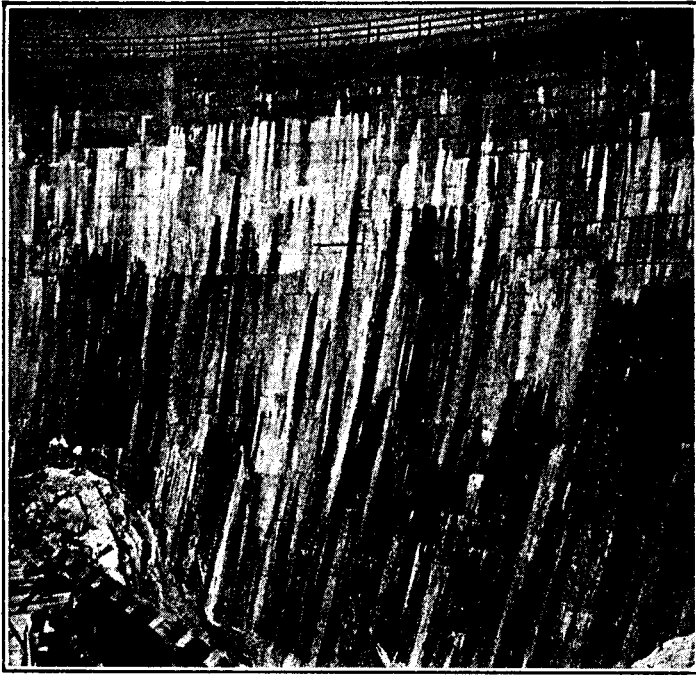
### *Arch Dam B.*

An example of more modern construction in which workmanship defects are very much in evidence is offered in photos 11 and 12. These views show portions of the downstream face of a dam built in 1926-1927. The location of this dam is at an altitude of about 5500 ft. where the winter conditions are quite severe. Part of the work was done in the winter and some of the concrete was definitely injured by the cold weather. Beginning when the reservoir was first filled, considerable leakage was in evidence particularly through the areas where the concrete had been injured. After two years of service, a coating of Gunite was applied to the upstream face over those areas which had been placed in the winter. It was reported that this protection served to reduce the leakage materially, although passage of the water through certain spots in the dam did not entirely cease. The pictures shown were taken a few months after the Gunite coating had been applied.

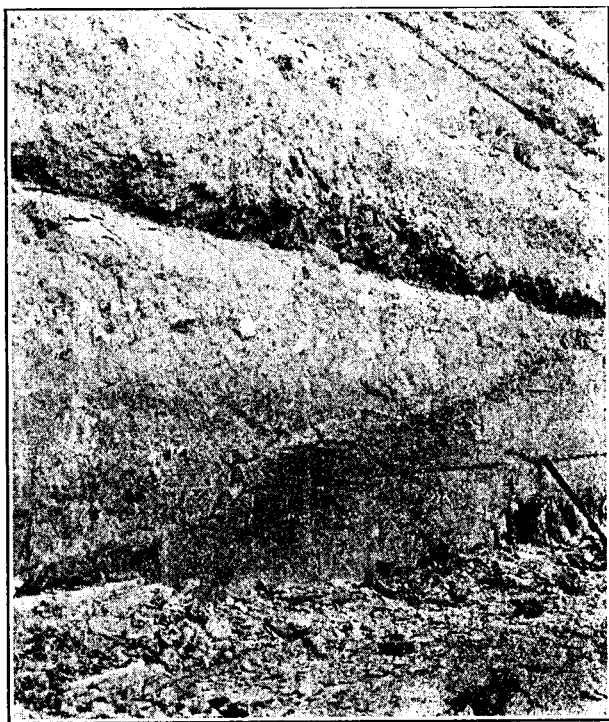
In Photo 12, a stream of water of considerable size will be recognized. In Photo 11, the dark areas represent surfaces wet at the time the picture was taken due to the passage of water. The white areas represent deposits of calcium carbonate, indicating that at some time in the past leakage had occurred from these spots. It will be noted that in the main the leakage had occurred along the « fill surfaces » which separate portions of concrete placed at different times. In the places where this is not the case it is quite evident from the pictures that the water is finding its way through some other type of defect and not by seepage through the concrete mass as a whole. The fact that so much of the area represents perfectly watertight concrete free from defects of all kinds emphasizes the importance of having the right mixtures and consistency so that these placing defects will be avoided.

### *Gravity Dam C.*

Photos 13, 14 and 15 show the results of exposure of mass concrete to the severe winter conditions at a high altitude. The concrete had been in place about 13 years at the time these pictures were taken. While at certain points there was evidence of considerable seepage through the dam, at the particular points illustrated in these pictures, only slight leakage had taken place. It appears that the desintegration indicated here has resulted largely from the external effect of the rain, snow, and frost. The stepped profile is such as to invite the more rapid attack from the weather.







The concrete used in the structure was made from gravel deposits in the vicinity. It was screened, washed, and remixed to the desired proportions. That the quality of the concrete was inadequate to the severe exposure is indicated by some tests which were made after the structure had been in place about 10 years. These tests were made on cores taken at different depths from the downstream face of the structures and showed strengths ranging from about 1000 to 1500 lb. per sq. in.

Photo 13 shows how the successive steps have rounded off from the weather erosion. The two areas which appear to be the original faces of the concrete are in reality spots where concrete had been replaced after 7 years of exposure. The calcium carbonate deposit evident on one of these steps indicates that some seepage has come through at this point since the replacement.

In Photo 14 something of the quality of the concrete can be seen. Just below the center of the picture will be noticed an inclined « fill surface » separating the lifts placed on different days. The concrete immediately above this surface, which is devoid of coarse aggregate, has disintegrated to a much greater extent than that below, which still shows the original form marks. The probability is that the concrete in the upper section was placed at some remote distance so that only the finer material which flowed easily over the long distance accumulated here. The almost complete lack of coarse aggregate in the area immediately above the fill plane under discussion sustains this explanation.

Photo 15 shows another section where gross segregation in the concrete mixture had taken place. The horizontal surface separating the two days operations is clearly outlined in this picture. That portion below the surface is relatively deficient in coarse aggregate, while in the portion above the surface there is a gross accumulation of coarse aggregate from which the fine material has segregated. The feature of interest here is the extreme disintegration in the section where the fine material had accumulated and the almost complete absence of disintegration in the area immediately above.

#### *Thomson Dam.*

The Thomson Dam provides an excellent illustration of the importance of good workmanship in preventing attack by weathering agencies. This dam is located near Duluth, Minnesota, in the Lake Superior region where the winters are long and severe with heavy snowfall and heavy rains in Fall and Spring.

The construction of this dam, which was built in 1905-1906, was

completely described in the Proceedings of the American Concrete Institute for 1929, by Mr. H. C. Ash, who was Engineer in Charge of Construction.

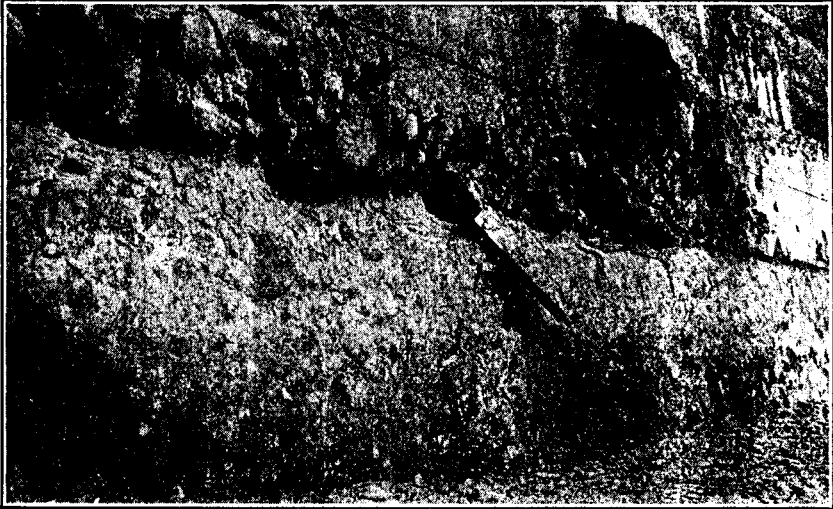


Photo 15. — Same Dam as Shown in Photos 13 and 14.

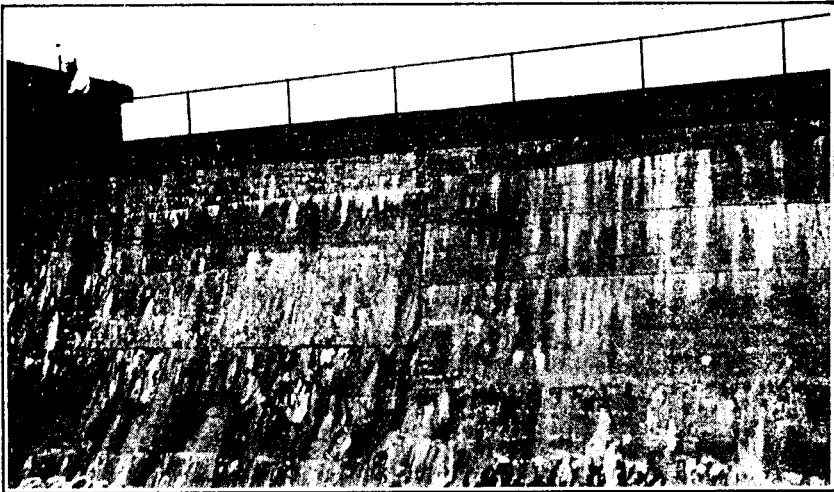
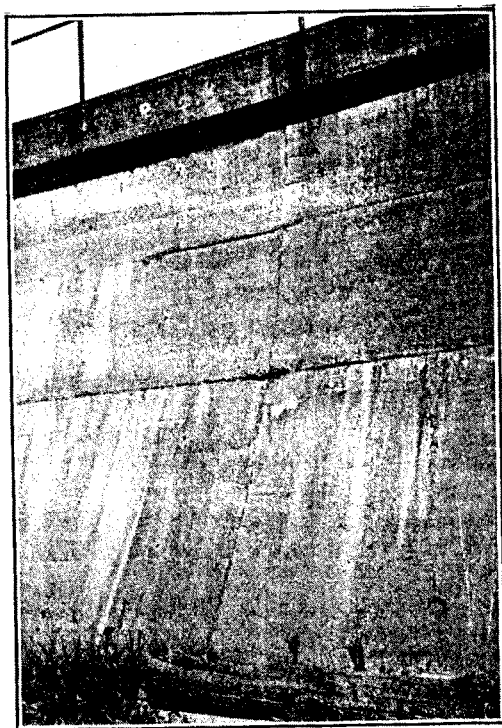


Photo 16. — Thomson Dam near Duluth, Minnesota.

Photos 16 and 17 bring out clearly the importance of proper consistency in making watertight concrete. Mr. Ash, in his paper, records that he found difficulty in the beginning of his work with the inspectors in charge of the concrete consistency and placing. At first, they insisted on extremely dry mixes which required excessive ramming. It was only after severe reprimands by Mr. Ash that these inspectors were induced to carry out his wishes and permit a concrete having what he described as the consistency of *thick porridge*. The conditions from left to right in Photos 16 and 17 show successively the improvement in construction practice. The section at the extreme left in Photo 16 was the first placed. The failure to obtain proper bond between the successive layers of concrete of very dry consistency in this section is shown by the leakage which has taken place along these « fill surfaces ». The section at the right in Photo 17 shows the watertight wall resulting when the concrete had the consistency of « thick porridge ». The mixture used was 21.6 cu. ft. of Lake gravel, 8.4 cu. ft. Lake sand, and 5 sacks of cement.

An interesting point in connection with the wall shown in Photo 16 is that in spite of its bad appearance the wall is perfectly sound. Except for the principal construction joint at about mid-height, the leakage has been quite small and has now practically ceased. The scaly deposit below the joint where the leakage has been greatest is the usual calcium carbonate formation built up entirely from the leakage. The concrete underneath is very sound and of high quality.

Photo 18 shows the top of one of the small dams built at the same time under the supervision of Mr. Ash. This surface was finished by covering with heavy planking, which was rammed into position and left until the concrete had hardened thoroughly. The sharp corners and well-defined form marks show the excellent quality of this concrete. The condition of this surface is in marked contrast to so many walls that are found where over-wet mixes have been used, which permit accumulation of water and fine materials in the upper layers, with the result that early disintegration of the top sets in from the action of water and frost.



### *Crystal Springs Dam.*

This is an outstanding structure which demonstrates in a most convincing way the success which comes from carefulness in all details of placing. This dam, which is located about 20 miles south of San Francisco, was built in 1887-1890 for the Spring Valley Water Co. under the supervision of Herman Schussler who was Engineer for this Company from 1864 to 1908. M. Schussler's specifications for this dam required the washing of aggregates, the measurement of water ( $\frac{2}{3}$  barrel for each barrel of cement), placing in thin layers and careful ramming, and daily wetting and protection until the concrete was thoroughly hardened. The mixture was 1-2-5  $\frac{1}{2}$  by volume. Other features of this structure which were quite unusual were the interlocking of the individual blocks of concrete, and the roughening of concrete surfaces to improve the bond with adjacent blocks.

Photo 19 shows the downstream face of the dam as it appeared in 1929 after 40 years of service. Pictures taken successively in 1897-1904 and 1908 show, as nearly as can be detected, the same arrangement and extent of carbonate deposits, indicating that the leakage which brought about these deposits has long since ceased.

Photo 20 shows the top of the dam where the method of interlocking the blocks can be seen. It was originally intended to add to the height of the dam, hence the unfinished appearance. Two of the blocks projecting above the general surface show how the surface was roughened for bonding. Bases for two bridge supports added many years later show in this view.

Photo 21 shows a portion of the upstream face. Note the very slight etching of the surface. Marks of the form boards are still visible showing the durable character of the concrete.

It is of more than passing significance that the structures like Crystal Springs Dam, and the Mississippi River Storage Dams, which have shown such remarkable freedom from deterioration, are those which received special attention during construction. The good results obtained in these dams were by no means accidental. They are the logical outcome of good materials properly proportioned and carefully placed. The experience of Mr. Ash at Thomson Dam is particularly illuminating. As he gradually improved the consistency he got better and better consolidation and the structure today shows the improved resistance which resulted.

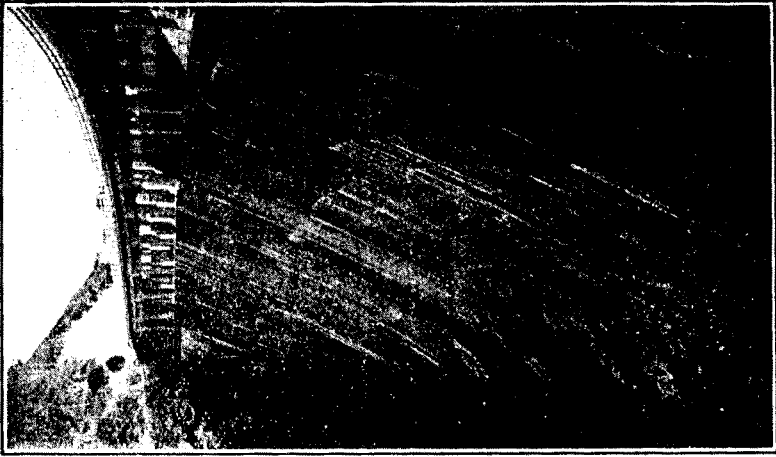


Photo 19



Photo 20

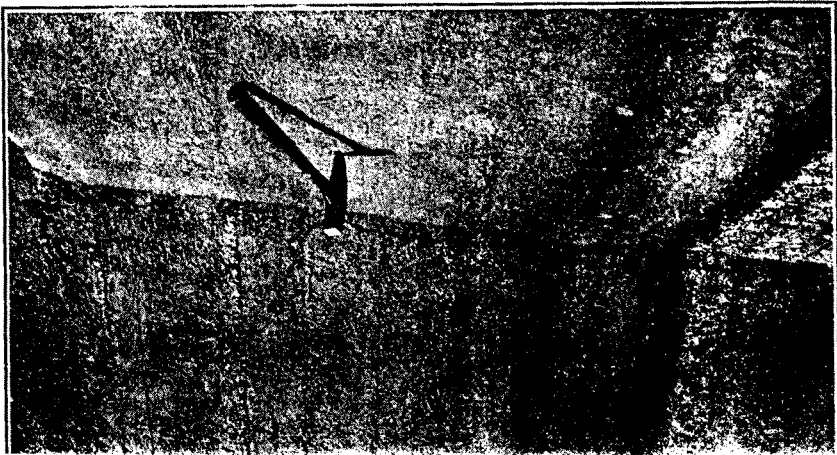
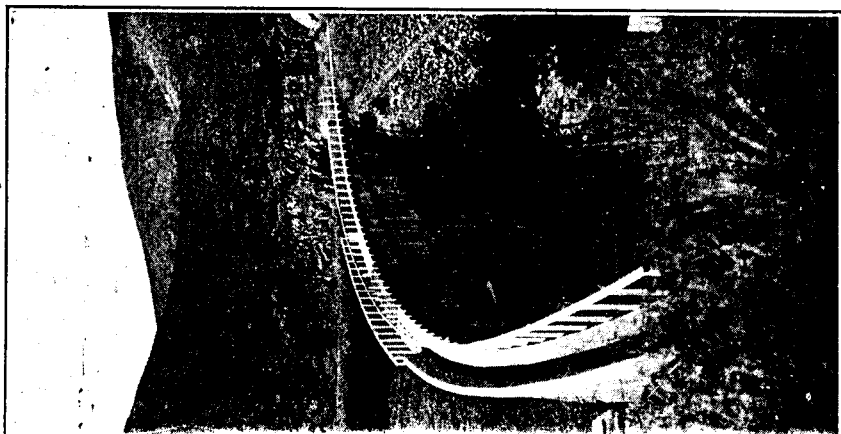
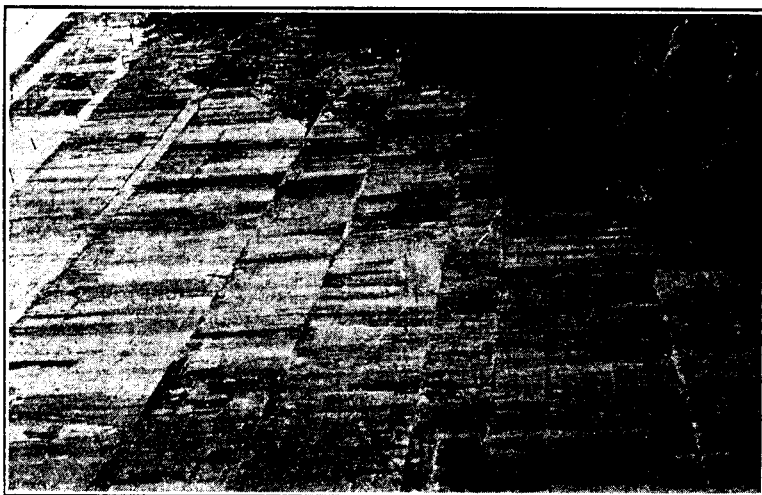


Photo 21

Photos 19, 20 and 21. — Crystal Springs Dam, California.



Photos 93, 94 and 94 — Upper Otay Park, California.



### *Upper Olay Dam.*

This dam was built in 1901 at an elevation of 500 ft. in the mild climate of Southern California. Its construction was described in Engineering News for January 14, 1904, and Engineering Record for September 2, 1905. The dam is 84 ft. high with a maximum thickness of 14 ft. In the lower portion, the concrete mixture was 1-2.1-3.4, and in the upper portion, 1-3.3-4.6. Near the bottom there are two courses of steel plates placed in the center of the dam to supply watertightness under the greatest head.

Photo 22 shows a general view of the Dam. Photos 23 and 24 show, respectively, the downstream and the upstream faces, the latter a closeup view of the thin mortar coating which has adhered remarkably well. It will be noted in Photo 23 that practically all the leakage has occurred along the construction joints. Considering the thinness of the dam and the length of service the calcium carbonate deposits are extremely light.

### *San Leandro Bridge.*

Photo 27 of a portion of an arch bridge built in 1901 is included to show further how placing defects are revealed when the concrete is exposed to water pressure or seepage. In this structure, which is in the mild climate of the San Francisco Bay region, water has found its way through «honeycombed» spots and along fill surfaces which are plainly visible in the picture.

### *Multiple Arch Dams D and E.*

Photo 25 shows the underside of one of the arches in a dam in about the same kind of climate as the Upper Olay Dam. It had been built about 12 years when this picture was taken. The carbonate deposits show that leakage has taken place only along construction joints or isolated points or areas where placing defects are in evidence.

Photo 26 shows one of the arches in a dam of more recent construction in a region of long and extremely severe winters. The concrete used in this structure gave exceptionally high strengths in the test specimens. It appears, however, that the strength was obtained at the expense of workability, for the same types of defects as shown in Photo 25 are in evidence.

*Defective Aggregates.*

In none of the illustrations so far presented is there any evidence that unsound or nondurable aggregates have contributed to the deterioration of the concrete. Photos 28 and 29, showing portions of a dam in a climate about like that of Chicago, Illinois, illustrate a combination of unsound aggregate with concrete placed in an extremely wet condition. The coarse aggregate in this case was an



Photo 25. — Multiple Arch Dam in Mild Climate.

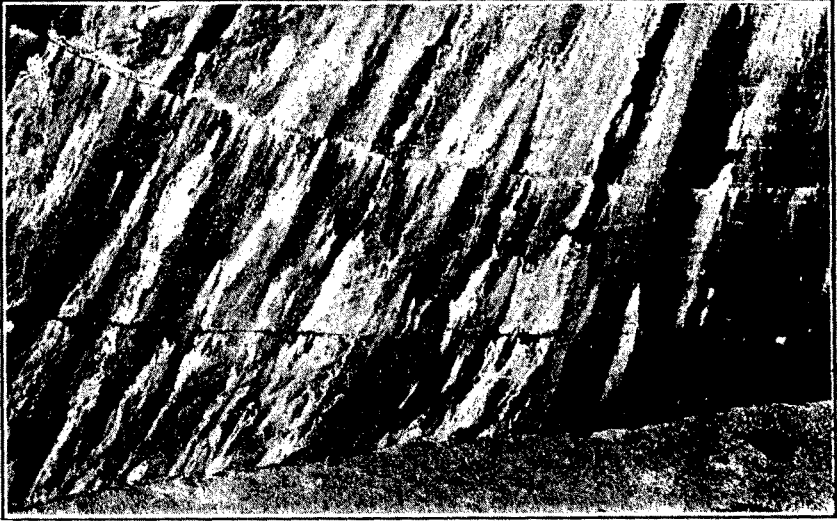


Photo 26. — Multiple Arch Dam in Very High Altitude.



Photo 27. — Arch Bridge, San Leandro, California.

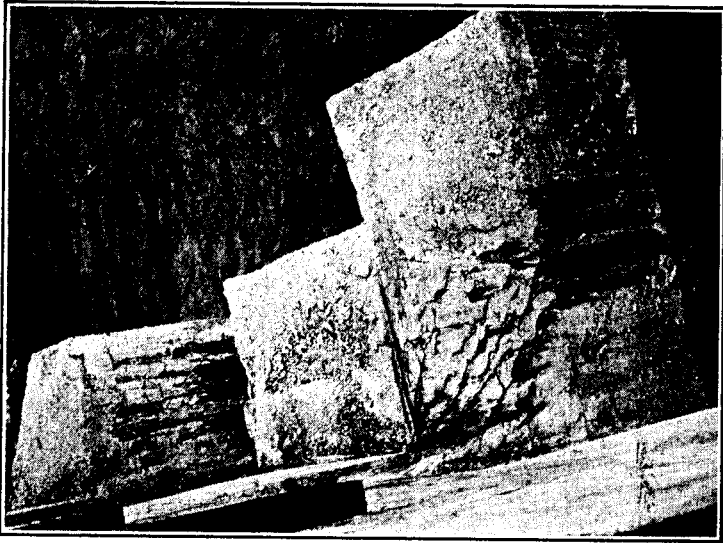
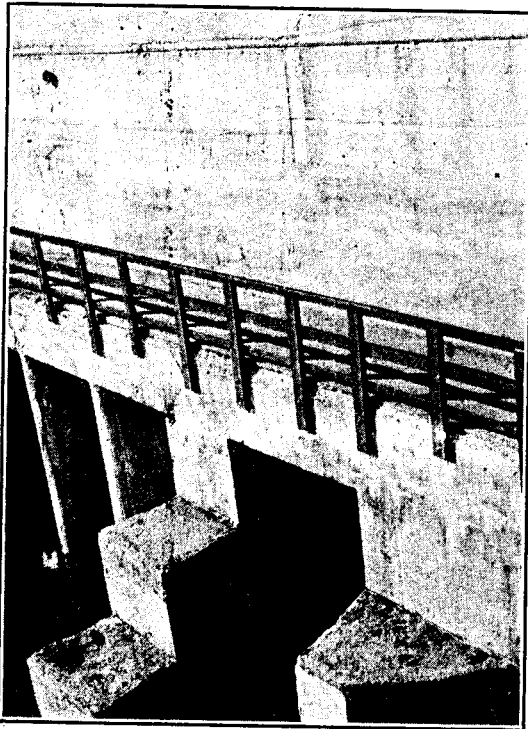


Photo 28



Photos 28 and 29. — Showing the Effects of Unsound Aggregates.

argillaceous limestone that disintegrated readily when exposed to the weather.

Photo 28 shows the disintegration resulting from the combination of the porous concrete with the unsound aggregate. The porous concrete was due to flushing of the water and fines from the mixture into the outward ends of the steps in the top of the buttress wall. Portions of the structure, where the excess water and fines had not accumulated, still show in good condition, indicating that the aggregate was sufficiently protected to prevent disintegration.

The two rounded piers at the left in Photo 29 show this effect. At the top of both piers, the beginnings of disintegration are clearly seen, though at a few feet below the top the surfaces are seen to be unaffected.

The stepped buttress in the center of Photo 29 is much less affected than that in Photo 28, but more so than that at the right in Photo 29. These differences indicate difference in resistance to the weathering agencies, and since they occur at the top of the sections where the exposure is the same, either the concrete is not uniformly porous or contains varying amounts of the unsound aggregate. In view of the testimony of all concerned in this construction, as well as many evidences in the structure itself, that very wet concrete was used, it is probable that variation in water content at different points, with consequent variation in porosity, accounts for these differences.

This case is typical of dams where unsound aggregate are found. It is extremely rare to find a mass structure in which failure of the aggregate is the only evidence of deterioration. In road slabs and thinwalled structures exposed to water pressure, unsound aggregates are likely to cause failure even with good mixtures properly placed. But with the greater resistance to the penetration of water offered by thick masses, failure of the aggregate does not develop except at points where workmanship defects have produced a porous concrete.

### *Conclusions.*

These illustrations might be extended indefinitely. But sufficient examples have been given to point out quite forcibly the lessons from this survey. As the examination of the hundreds of structures, of which those illustrated are typical, progressed, it became increasingly more evident that the major factors in producing durable concrete were those items included under the general term, good work-

manship ; or more explicitly, the use of proper mixtures and consistencies and the exercise of care in placing the concrete. Such factors as the size and grading of the aggregate are quite unimportant except as they affect the proportions and consistency necessary to obtain proper placing. Even the quality of the aggregate did not stand out as an isolated factor causing deterioration in dams. In almost every case where aggregate of low durability was found, its presence was disclosed by faulty concrete resulting from workmanship defects. Portions of the structure free from these workmanship defects were still in good condition, indicating that the aggregate alone was not the major factor in deterioration.

So far as quality of the cement itself is concerned, in only 3 out of the 700 structures examined could suspicion be cast on the performance of the cement, and in only one of these cases is the evidence entirely convincing.

In using the phrase, « proper mixtures and consistencies », reference is had to those qualities affecting segregation as well as to the quality of the resulting concrete which determines its strength and watertightness.

The proportions of cement, fine and coarse aggregate, and water, must be such that the concrete will remain homogeneous with reasonable care in handling and placing and upon hardening will develop the required resistance to weathering. This survey has shown that when such mixtures are carefully placed and thoroughly consolidated durable structures are obtained.

---

## SUMMARY

This paper reports the results of an examination of a large number of dams and other structures in a survey by the Portland Cement Association covering a large portion of the United States of America. The purpose of this survey was to obtain in a single review in the shortest possible time, a general picture of how concrete structures throughout the Country were resisting the ravages of time and weather.

Typical cases are illustrated in the paper representing the whole range in exposure from the mild climate of Southern California to the colder sections of the Lake Superior region and the still more severe conditions of high mountain altitudes.

No attempt is made in the paper to give all the details of the structures illustrated, for the reason that certain defects are so predominant as to completely obscure such differences in resistance as might result from minor factors. These predominant defects are those resulting from failure to use good workmanship. By good workmanship is meant not only the careful placing and consolidation of the concrete, but also the use of such proportions of cement, aggregate and water that the concrete will not easily segregate in handling and when hardened will have the required resistance to weather.

---

## ZUSAMMENFASSUNG

In diesem Bericht sind die Ergebnisse der von der Portland Cement Association veranstalteten Untersuchungen einer grossen Anzahl von Stammauern und andern Bauten im grösseren Teil der Vereinigten Staaten beschrieben. Der Zweck dieser Untersuchung war in kürzester Zeit ein allgemeines Bild zu gewinnen, wie sich Beton-Bauten im ganzen Lande gegen die Einwirkungen der Zeit und der Witterung verhalten, und dies in einer einzigen Übersicht zu veranschaulichen.

Es sind typische Fälle, vom milden Klima Süd-Californiens bis zu den kälteren Gegenden des Lake Superior und den strengen Klimaten der Gebirge, behandelt worden.

Da gewisse Baufehler so gross sind, dass sie andere, aus geringeren Ursachen entstandene Spannungsunterschiede überschatten, wurde hier nicht versucht in alle baulichen Einzelheiten der betreffenden Fälle einzugehen. Es wird gezeigt dass die grössten Mängel sich aus unsachgemässer Arbeit ergeben. Unter guter Arbeit wird nicht nur vorsichtiges Eingiessen und Erkalten des Betons verstanden, sondern auch richtiges Mischen des Zementes, der Zusätze und des Wassers, sodass die Betonmischung im verarbeiten nicht leicht zerfällt, und wenn hart, die nötige Widerstandsfähigkeit gegen Witterungseinflüsse besitzt.

---



## RESUME

Ce rapport communique les résultats d'une inspection d'un grand nombre de barrages et d'autres constructions que la Portland Cement Association a faite au cours d'une enquête dans diverses sections des Etats-Unis. En faisant cette enquête on s'est proposé d'obtenir dans le plus bref délai une idée générale du degré dans lequel les constructions en béton dans le pays entier avaient résisté aux ravages du temps et des intempéries.

Dans ce rapport on a donné des exemples typiques qui éclairent et représentent l'ensemble des conditions météorologiques du climat doux de la Californie méridionale aux régions plus froides du Lac Supérieur et aux conditions encore plus rigoureuses des hautes altitudes.

On n'a pas essayé dans ce rapport de donner tous les détails des constructions décrites parce que quelques défauts sont si dominants qu'ils cachent complètement ces différences de résistance causées par d'autres défauts d'importance moindre. Ces défauts dominants sont ceux causés par l'absence de bon travail. Par « bon travail » on veut dire non seulement la mise en place et la consolidation soignée du béton, mais aussi l'usage de proportions de ciment, de mecher concassé et d'eau telles que ces éléments ne se séparent pas facilement pendant la manipulation et que le béton après sa solidification possède la résistance nécessaire à l'action du temps.

---



COMMISSION INTERNATIONALE  
DES GRANDS BARRAGES  
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

---

I<sup>ER</sup> CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1a

RAPPORT GÉNÉRAL

---

---

**Détérioration, par vieillissement, du béton des  
barrages-poids.**

Par Axel EKWALL,

*Ingénieur en Chef de la Direction Royale des Forces Hydrauliques,  
Lieutenant-Colonel au Corps Royal des Ponts et Chaussées, Suède.*

---

La Commission Internationale des Grands Barrages a mis à l'ordre du jour la question de la détérioration du béton des barrages-poids en raison de certaines mauvaises expériences faites à des barrages de béton aux pays scandinaves, surtout en Suède et en Norvège. Au Congrès partiel de la Conférence mondiale de l'Énergie à Barcelone en 1929, j'ai présenté dans un rapport spécial, un exposé très court à ce sujet. Depuis une dizaine d'années on a observé dans les pays nommés ci-dessus, comment le béton des barrages s'altère de plus en plus sous les effets néfastes de l'eau infiltrée, qui dissout et emporte la chaux du ciment hydraté et aussi par l'action nuisible de la gelée. La première détérioration se signale par le fait que la surface aval s'humecte ou fuit, qu'elle se couvre de précipités de chaux et que le béton se désagrège complètement aux points de détérioration bien avancée et surtout aux joints de reprise du béton. La détérioration due à la gelée, se présente surtout dans les parties bétonnées où il y a de fréquentes variations entre le gel et le dégel. Le béton altéré se reconnaît par son aspect de pierre ponce.

Beaucoup a été gagné par les inspections et les recherches, qui ont été faites dans différents pays à ce sujet, mais il reste certainement de nombreuses questions à résoudre, avant qu'on sache exécuter avec pleine certitude des constructions hydrauliques bétonnées qui durent. Pour les études futures, il est très important de pouvoir assembler et ensuite comparer des données de constructions de barrages, exécutées de différentes manières et exposées à des actions externes variées. C'est donc avec satisfaction que l'on constate que les rapports, quoiqu'en petit nombre, contiennent des résultats de recherches faites sur de nombreux barrages d'ancienneté différente et, en outre, construits et exécutés de manières variées.

Les rapports suivants ont été présentés :

LINK (Allemagne) : « Altersschäden an Staumauern aus Bruchsteinmauerwerk oder Beton ». (Détérioration par vieillissement des barrages en maçonnerie de moellons ou de béton.)

H. EGGENBERGER et A. ZWYGART (Suisse) : « Alterserscheinungen bei dem in Staumauern der Schweiz verwendeten Beton ». (Altérations par vieillissement du béton employé dans des barrages suisses.)

JUL. FIEDLER (Tchécoslovaquie) : « Zerstörung des Betons durch Alterung in Talsperrdämmen nach dem Stützmauerquerschnitt ». (Détérioration par vieillissement du béton des barrages-poids.)

EDWARD SANDEMAN (Angleterre) : « Deterioration by ageing of the concrete in gravity dams ». (Détérioration par vieillissement du béton des barrages-poids.)

CHR. F. GRÖNER (Norvège) : « Method for repair and preservation of dams as used at the Ringedalsdam, A/S Tyssefaldene, Hardanger, Norway ». (Méthodes de réparation et de préservation employés au barrage de Ringedal, A/S Tyssefaldene, Hardanger, Norvège.)

G. WESTERBERG (Suède) : « Détérioration, par vieillissement, du béton des barrages-poids ».

LINK souligne que les barrages allemands se distinguent des autres, d'une part par l'emploi d'une couche étanche, et, d'autre part, par les matériaux employés dans le propre corps du barrage, dans la couche d'étanchement et dans l'enduit. En général, les barrages-poids allemands sont enduits jusqu'à mi-hauteur du côté amont. En plus, l'enduit est couvert de deux couches bitumineuses. La surface enduite est protégée par un remblai incliné de 1 : 1,75. Au coulage du béton, la moitié supérieure de la surface amont a été reculée de

60 à 90 cm et recouverte sur cette partie du même enduit, qui ensuite a été protégé par un revêtement de pierre de 60 cm. d'épaisseur. Derrière la couche élanche le mur est drainé par des tubes verticaux.

Link déclare, au sujet des matériaux de construction, que la plupart des barrages allemands sont exécutés en pierres hourdées par un mortier, qui est bien additionné de trass et généralement aussi de chaux. On a rarement employé des mortiers de ciment pur ou de chaux hydraulique. On s'est servi également du trass comme matière ajoutée dans les barrages en béton proprement dit, autant pour le béton même que pour la couche d'élancheité, pour l'enduit et pour la maçonnerie des pierres du revêtement. Le bon résultat ainsi obtenu est attribué à l'addition de trass, puisque l'acide silicique lie la chaux libre.

On a constaté que les revêtements bitumineux ne protègent pas longtemps les surfaces exposées à l'action de l'eau.

Les surfaces enduites de la partie supérieure du côté amont montrent souvent des fissures dues à la gelée. Au contraire, les surfaces qui se trouvent sous l'eau pendant la plus grande partie de l'année sont en bon état, sauf quelques exceptions.

Link considère que les détériorations du béton des barrages décrits ne sont pas causées principalement par l'attaque de l'eau. Il déclare au contraire que ce sont les variations de température, la neige et la gelée qui altèrent le béton. L'efflorescence se produit principalement au côté amont, à la proximité du niveau d'eau. Ici l'enduit se décolle et les joints du parement de pierre sont rongés. On a même observé sur la surface aval des détériorations dues à la gelée. Celles-ci se trouvaient principalement aux parties inférieures du barrage. On croit que cette détérioration du bas est causée par le fait que la neige reste sur les parties inférieures du barrage et les humecte, et que le meilleur état des parties supérieures est dû au fait que celles-ci sont rarement trempées, puisque le réservoir d'eau retenue n'est pas souvent complètement rempli. Le béton efflorescent, très poreux, prend l'aspect d'un champignon pétrifié.

En plus on a observé qu'à la surface aérée de plusieurs murs de maçonnerie, le mortier des joints a été détérioré par efflorescence jusqu'à une profondeur de 10 à 15 cm.

- En Allemagne les murs maçonnés se sont en général bien conservés, tandis que les barrages bétonnés ont été notablement détériorés, surtout aux joints de la surface aval. Un parement de pierre est dit avantageux parce qu'il empêche la gelée d'alléger le béton.

Il est conseillé de réparer des ouvrages bétonnés qui sont détériorés par un revêtement de pierre des deux côtés, amont et aval.

Au point de vue d'imperméabilité et de résistance à l'égard des intempéries du corps, proprement dit d'un mur maçonné, on a obtenu le même résultat pour les murs maçonnés avec un mortier de ciment, additionné de chaux, que pour ceux qui sont maçonnés avec du mortier de ciment additionné de trass ou du mortier de chaux additionné de trass.

EGGENBERGER et ZWYGART relatent dans leur rapport les expériences faites aux grands barrages suisses en béton coulé, de Barberine, de Rempen et de Schräh, qui ont été construits il y a environ huit ans.

Le barrage-poids en béton de Barberine a une hauteur maxima de 79 mètres et un cube de béton de 206 000 m<sup>3</sup>. Le côté aval est revêtu de pierres. Le côté amont, en béton coulé, a été exécuté sans couche d'étanchement à la partie comprise entre le sommet et quinze mètres en dessous. Le reste du côté amont est protégé d'une couche étanche de béton, qui a une épaisseur de 0,6 à 1,2 m. et qui contient 300 kg de ciment par m<sup>3</sup>. La masse principale de béton comporte un dosage de 180 kg de ciment et 20 kg de chaux éteinte par m<sup>3</sup>.

Le barrage de Rempen, qui contient 21.000 m<sup>3</sup> de béton, a une hauteur de 31,5 mètres. Le dosage employé est 200 kg de ciment par m<sup>3</sup>. Dans le béton très mouillé on a ajouté jusqu'à 11 % de pierres enrobées.

Le barrage de Schräh a une hauteur de 110 mètres et contient 236.000 m<sup>3</sup> de béton. Au temps des travaux d'exécution on pensait les terminer en revêtant le côté aval. Ce revêtement ne fut pas exécuté, et ainsi le côté aéré fut exécuté en béton avec le dosage normal de ce barrage, c'est-à-dire 180 kg de ciment par m<sup>3</sup>. Le côté amont est protégé d'une couche étanche de deux mètres d'épaisseur et a 300 kg de ciment par m<sup>3</sup>.

La mise en place du béton s'est effectuée avec des goulottes. Dans le rapport il est signalé que la distance de transport jusqu'aux parties inférieures des barrages de Schräh et de Barberine a peut-être été trop grande, pour que le transport du béton par les goulottes ait pu se faire sans séparation de matières.

Des dégâts dus à la gelée, se montrèrent déjà quatre ans après l'achèvement de ces barrages. Ceux-ci s'étendirent sur de grandes surfaces, de manière qu'il fut nécessaire de faire faire une réparation complète. On a jugé, d'après des échantillons pris dans le béton, qu'en général, la détérioration a pénétré jusqu'à une profondeur d'un

mètre. Ce n'est qu'à 1 m. 50 qu'on a rencontré un béton de résistance prévue, eu égard au dosage employé. A l'inspection, on a observé que les parties inférieures du côté aval ont été plus altérées par la gelée que les autres parties extérieures et que l'intérieur du barrage. Le béton était cependant intact à une profondeur de 30 à 40 cm. au-dessous du sol, dans les galeries d'inspection et dans les parties les plus riches en ciment du côté amont. On a constaté que les détériorations s'augmentent avec imbibition du béton. De même on pense que les fortes détériorations au bas du côté aval ont été causées par l'imbibition due à la couche de neige, qui s'y trouve pendant une longue période de l'année. La porosité du béton coulé et l'absorption d'eau endommagent le béton, puisqu'ils réduisent si fortement sa résistance à la gelée. Pourtant un béton coulé, de 300 kg par m<sup>3</sup>, s'est montré résistant à la gelée. Après huit ans, la résistance à la compression était 300 kg par centimètre carré.

Quand il s'agit de barrages à exécuter dans un pays de climat rude, on juge nécessaire de protéger le béton coulé du parement amont par un revêtement de pierre naturelle ou de béton étanche.

Jul. FIEDLER relate quelques expériences faites sur un mur maçoné, qui a 53 mètres de hauteur, dont le cube total est de 390.000 m<sup>3</sup> et la quantité de mortier employée de 113.000 m<sup>3</sup>. Le mortier de dosage 1 : 1 : 6 est composé de ciment portland, de chaux et de sable. Le côté amont fut enduit d'une couche de trois centimètres de mortier de ciment de dosage 1 : 2. L'enduit fut arasé et couvert de trois couches bitumineuses et étanches. Cette surface imperméable fut ensuite protégée par un mur de 0 m. 80 d'épaisseur, maçoné avec un mortier plus riche.

A deux mètres du parement amont le barrage est drainé par des tuyaux en poterie, placés à deux mètres d'intervalle à la surface et à six à huit mètres d'intervalle au fond du barrage. Ces drains aboutissent tous dans un fossé au côté aval.

Pendant les travaux d'exécution on a déjà constaté des précipités de chaux dans les drains, et on s'attendait à ce que peu à peu les pores du mur se remplissent et deviennent étanches. Mais ce fait n'a pas pu être constaté.

Tous les quinze jours on a fait évaluer le débit des fuites et deux fois par an on en a fait faire des analyses chimiques. Dans un rapprochement des quantités d'eau filtrée à travers le barrage et de la teneur en chaux, on a calculé que pendant les 15 ans qu'il a fonctionné, le barrage a perdu 130 tonnes de CaO, ce qui correspond à une augmentation du cube des pores de 100 m<sup>3</sup>.

Fiedler souligne l'importance de l'étanchéité du béton des barrages, et estime qu'au chantier on doit contrôler continuellement l'imperméabilité du béton.

Edward SANDEMAN fait un exposé de l'état de quelques barrages anglais. Ce rapport est basé sur des résultats d'inspections faites à de nombreux barrages en béton de ciment portland. Tous les barrages sauf un, sont des barrages-poids. Les couches superficielles ont été exécutées de manières différentes. Parmi les revêtements employés, il faut citer des couches de béton riche coulé, des murs de grosses pierres rondes dans du béton, des murs de blocs de béton coulé, des murs de brique et des murs de pierre de taille à mortier de ciment. Ces derniers, exécutés avec des joints de 20 mm., sont les plus employés en Angleterre. Les parties intérieures du barrage sont en général faites de béton avec ou sans pierres enrobées. On n'a pas encore été obligé d'effectuer des réparations importantes, quoique plusieurs de ces barrages aient été construits depuis plus de trente ans. Une seule fois on a examiné l'intérieur d'un barrage, à savoir celui de Burrator, construit en 1893-98, qui fut exhaussé trente ans plus tard. Quand on a brisé le béton des parties supérieures, on le fit examiner. On ne put rien y trouver qui pouvait révéler une détérioration analogue à celles qui ont été rapportées des barrages suédois. Les pierres enrobées étaient bien enrobées de béton et adhéraient bien de tous côtés. Dans aucun cas l'eau n'avait pénétré à travers les joints. Du même granit on avait taillé les pierres de revêtement et concassé du macadam pour le béton interne. Le dosage du béton était 1 : 2,5 : 2,5.

Sandeman se demande si les fissures, et le suintement qui en découle, ne sont pas causés par la plus grande chaleur, qui est développée par les ciments nouveaux, fabriqués dans des fours rotatifs qui, à cause de leur plus grande finesse de mouture, durcissent plus vite.

Renvoi aux traités suivants :

« The corrosive attack of Moorland Water on Concrete », par Halcrow, Brook et Preston.

« Notes on Concrete Exposed to a Moorland Water », par Chapman.

Dans le premier de ces traités, on a relevé certaines expériences, qui montrent que le ciment alumineux est plus inaltérable aux effets de l'eau acide que le ciment portland.

Chr. G. GRÖNER rend compte d'une réparation intéressante et réussie, qui a été faite au barrage de Ringedal, en Norvège. Au sujet



des détériorations de béton, il est dit préalablement qu'elles se présentent de manières semblables et qu'elles se reconnaissent par le fait que certaines parties s'écroulent, tandis que la construction à proximité reste pratiquement intacte. Du béton étanche s'altère très peu. On fait ressortir que lorsque le béton a été rendu poreux à cause d'une mauvaise mise en œuvre, la détérioration commence dès que l'ouvrage est mis en usage.

A cause de la lixiviation du ciment, le barrage de Ringedal, qui est un des plus grands barrages-poids de la Scandinavie, était devenu de plus en plus perméable. En 1928 une société spécialisée dans de tels travaux fit faire très soigneusement une injection de ciment. Le résultat ne fut pas satisfaisant. L'infiltration avait évidemment rendu les pores du béton sales, de manière que la masse injectée a seulement pu remplir les cavités sans s'y attacher.

Maintenant on a su arrêter la détérioration d'une manière efficace. Devant le barrage on a érigé un écran mince en béton armé, qui repose sur des pieux horizontaux en béton contre le propre corps du barrage. L'écran et les pieux sont construits de manière que les mouvements dus à l'action de la température et au rétrécissement peuvent se produire indépendamment du corps du barrage.

Dans son rapport, WESTERBERG rend compte des différents points de vue qui, à différentes époques, ont déterminé la manière de préparer le béton. On considérait souvent que les bonnes valeurs de résistance, obtenues avec du béton armé, étaient une garantie pour les autres propriétés du béton. Les expériences faites plus tard ont renversé complètement ce raisonnement. Pour différentes raisons, le béton damé, maigre et relativement peu mouillé, fut reconnu peu étanche. Ceci fut la cause néfaste de la détérioration de l'ouvrage, car l'eau en filtrant à travers le béton, dissout les combinaisons calcaires du ciment. La rapidité de la détérioration dépend premièrement de la vitesse de l'eau infiltrée et secondement des propriétés de cette eau.

Pour avoir connaissance des substances dissoutes dans l'eau qui filtre à travers le béton, on a fait faire des analyses chimiques. On a analysé l'eau de fuite, qui a filtré à travers des barrages exécutés de manières différentes, construits à différentes époques et situés sur des cours d'eau variés. Les analyses ont prouvé que c'est surtout l'hydrate de chaux qui se dissout.

En présence de l'acide carbonique, l'hydrate de chaux provenant du ciment, se transforme en carbonate de chaux, qui est presque insoluble. Pour cette raison, il faut considérer qu'il est favo-

rable pour la bonne tenue d'un barrage, soumis à la pression de l'eau d'un côté, de faciliter le dessèchement du parement aval, en présence de l'acide carbonique de l'air.

La façon dont se produisent les détériorations indique l'importance qu'il faut attacher à l'obtention d'un béton homogène dans ces constructions, soumises à la pression de l'eau d'un seul côté. Aujourd'hui on est de plus en plus convaincu du rôle important que joue l'étanchéité du béton pour la durée de l'ouvrage.

Dans le rapport, un court exposé indique les procédés qui, dans la pratique, se sont montrés les plus favorables pour produire un béton homogène et étanche. De même, la dernière partie du rapport contient une description de différentes méthodes pour réparer les détériorations provenant de l'infiltration de l'eau. Enfin il est signalé que la Direction Royale des Forces Hydrauliques a employé à son installation à Vargön un ciment riche en silicates. Celui-ci a une plus grande résistance, en même temps qu'il a une durée de prise plus longue et un retrait inférieur à celui du ciment portland. Le dégagement de chaleur de ce ciment lors de l'hydratation n'est pas si intense et se fait plus lentement. Ce ciment a aussi des propriétés de résistance satisfaisantes.

#### EXPOSÉ DU RAPPORTEUR GÉNÉRAL.

##### *L'importance de l'imperméabilité.*

Les rapports présentés confirment indirectement ou directement que la *technique des travaux des barrages est fondée principalement sur la question de l'imperméabilité*. Les barrages allemands et anglais se sont conservés presque tous grâce à leur imperméabilité.

En *Allemagne*, le béton a été rendu étanche par addition de trass et de chaux. Ces deux matières ajoutées rendent le béton bien plus facile à travailler et de suite aussi plus homogène. Cependant, on se demande si le trass est capable de lier une partie importante de la chaux libre pour en former des combinaisons peu solubles. Des essais suédois à ce sujet ont notamment démontré que cette liaison se fait sur une échelle très réduite.

En *Angleterre* on a rendu le béton étanche grâce à des dosages riches. Le dosage 1 : 2,5 : 2,5, qui a été cité par Sandeman correspond presque exactement au dosage à 350 kg de ciment par m<sup>3</sup>, c'est-à-dire celui qui, en Suède, a été considéré comme tout à fait suffisant pour être employé dans des constructions soumises à la pression d'eau unilatérale.

Souvent, on a souligné que les meilleurs résultats, qui ont été obtenus en *Allemagne* et en *Angleterre* en comparaison avec les expériences faites dans les pays *scandinaves*, sont principalement dus au plus petit pouvoir d'attaque de l'eau. Puisque, selon les rapports, les détériorations en *Allemagne* et en *Angleterre* sont principalement dues à la gelée, on peut indirectement en conclure qu'il n'y a pas eu d'infiltration dans les barrages décrits. Par conséquent, les différences de pouvoir d'attaque de l'eau (mesurés par exemple par la concentration PH) ne doivent pas jouer un rôle important. Les dégâts cités, dus à la gelée, sont bien caractéristiques et confirment les expériences suédoises faites à propos des constructions exposées à des alternances fréquentes de gelée et de dégel.

Les auteurs du rapport concernant les grands barrages-poids de *Barberine*, de *Rempen* et de *Schräh*, en *Suisse*, attribuent principalement la détérioration assez rapide, qui y a été observée, à l'effet de la gelée. Cependant, pour plusieurs raisons il est à supposer que ces détériorations sont en grande partie également dues au dégagement de chaux. Notamment, les expériences faites en *Suède* ont prouvé qu'un béton de dosage à 180-200 kg de ciment par m<sup>3</sup> ne peut pas être imperméable. La marche de la détérioration des barrages suisses correspond bien, au point de vue de la rapidité, aux résultats obtenus en *Suède* à ce sujet. Mais elle ne s'accorde pas avec les expériences faites, lorsqu'il s'agit seulement de l'action de la gelée. Probablement on peut expliquer le bon état du béton à une profondeur de un mètre et demi (sous le parement amont) par le fait que l'eau, pendant son passage à travers les couches de béton externes, a été saturée d'hydrate de chaux, de manière qu'elle ne pouvait plus dégager de la chaux. Après quatre ans, la détérioration a pénétré jusqu'à 1 m. 50, mais, peu à peu, elle pénètre probablement plus profondément dans le corps du barrage.

Les expériences faites en *Tchécoslovaquie* à propos d'un barrage maçoné, relatées par *Fiedler*, confirment le danger qui existe à cause du dégagement de chaux, pour un barrage, qui, dès le début, n'est pas rendu étanche. Bien qu'on ait exécuté soigneusement une couche d'étanchement inaltérable à la gelée, il filtre beaucoup d'eau à travers ce mur. Probablement des fissures superficielles ont été causées par les dilatations et les rétrécissements des couches de surface, provoqués par l'effet des variations de température et des alternances de l'état mouillé à l'état sec. Par ces fissures, l'eau a pénétré jusqu'aux drains verticaux. Avec ces tubes on avait l'intention de protéger les parties du mur où se produisent les plus grands efforts de pression dus à la charge de l'eau. Pendant un certain temps les

drains remplissent bien leurs fonctions. Mais, d'autre part, cette disposition favorise la pénétration de l'eau à travers les parties en avant des drains, car l'eau, qui peut s'écouler librement par les tubes de drainage, ne peut plus rester pour empêcher de nouvelles quantités d'eau de pénétrer dans le barrage. A cause de ce fait, il est difficile de comprendre l'auteur, qui considère que la détérioration n'aurait pas eu lieu, si le système de drainage avait été rendu plus efficace par multiplication des drains.

A part les dégâts dus à la gelée, les *détériorations du béton des barrages suédois proviennent certainement de l'action qu'exerce l'eau proprement dite sur une construction qui est perméable dès le début*. Cette action consiste en ce que l'hydrate de chaux, délibéré au moment de l'hydratation, se dissout et est entraîné par l'eau filtrante. A ce sujet, il serait utile de citer quelques facteurs prépondérants pour obtenir un béton étanche, facteurs qui ont, du reste, été négligés au cours des travaux d'exécution de la plupart de ces constructions hydrauliques, qui ont été détériorées. Ces facteurs sont :

La dose de ciment du béton ;

La facilité de travailler la pâte de béton ;

La pureté du sable.

Les deux premiers facteurs sont intimement liés entre eux. Des expériences faites ont prouvé que pour obtenir un béton étanche, il faut se servir en général d'un dosage d'environ 350 kg de ciment par m<sup>3</sup>.

Cependant, si, grâce à une matière ajoutée ou grâce à une meilleure granulation du sable, le béton est rendu *plus malléable*, on peut se servir d'un plus petite dose de ciment ; bien entendu, à condition d'avoir un contrôle sévère du travail d'exécution. Or, aujourd'hui, sur les chantiers de forces hydrauliques de l'Etat Suédois, on exige, pour du béton étanche, un dosage minimum de 325 kg de ciment par m<sup>3</sup>. J'entends par malléable, un béton de pâte homogène, s'écoulant lentement et suffisamment solide pour porter les matières de pierre.

#### *De l'humus dans le sable.*

Parmi les *impuretés* nuisibles, qui existent dans le sable, il y a premièrement l'humus. Dans du sable, l'humus existe, soit à l'état d'une membrane insoluble, qui entoure les grains de sable, soit à l'état de particules libres, plus ou moins solubles dans l'eau. Dans le premier cas une petite quantité d'humus suffit pour allérer l'imperméabilité du béton. Si on étudie au microscope des disques polis,

une telle impureté d'humus paraît comme une ligne brun foncé, qui entoure les grains de sable. En dehors de cette ligne on voit souvent un espace mince, qui montre que le ciment n'adhère pas aux grains de sable et qu'il y existe un commencement de porosité. Au contraire, on a constaté qu'une petite quantité d'humus sous forme de particules libres n'influe que très peu sur l'imperméabilité du béton. Mais puisqu'on n'est pas encore tout à fait fixé à ce sujet, il vaut mieux ne pas se servir d'un tel sable pour les constructions hydrauliques. En tous cas, il ne faut pas employer un sable humifié, si la durée de prise du béton se prolonge beaucoup.

#### *Des matières nuisibles dans l'eau.*

Les rapports présentés ne donnent pas de renseignements précis au sujet des variations de la teneur en *matières nuisibles* des eaux différentes. Des recherches ont montré que, dans les eaux fluviales de Suède, ces matières existent en très petites quantités et que, dans un cas particulier, où on soupçonnait une augmentation de la teneur en acide sulfurique provenant des égouts des fabriques de sulfate et de sulfite, les analyses ont montré qu'ici même les quantités de cet acide étaient trop faibles pour pouvoir nuire au béton. Parfois, on a fait valoir que la détérioration du béton est attribué à la forte teneur de l'eau en acide carbonique. Cette hypothèse est basée sur les expériences faites dans les cas où les détériorations du béton semblent avoir été causées par l'eau souterraine riche en acide carbonique, qui baignait la partie bétonnée. Dans les lacs et les fleuves où l'eau est en mouvement, et où l'eau et l'air échangent continuellement de l'acide carbonique, la quantité d'acide carbonique est si petite que probablement elle ne peut pas agir sur le béton d'une manière appréciable.

#### *La nature des détériorations des barrages exécutés de manières différentes.*

Malgré que la marche de la détérioration, due à la décomposition du ciment, soit toujours la même, on peut distinguer deux manifestations un peu différentes, qui dépendent de la méthode de préparer le béton. La première a lieu dans le *béton damé* et elle est caractérisée par le fait que principalement la détérioration se borne à des couches horizontales (« joints-damés »), entre lesquelles le béton reste dur. La seconde sorte de détérioration se manifeste dans un béton mis en place d'après les méthodes nouvelles, et, en général, dans du béton coulé, qui a été insuffisamment dosé en ciment. Un

tel béton est homogène mais poreux et permet une infiltration uniformément répartie dans tout le barrage.

*La faculté de colmatage de l'eau.*

Pour que la détérioration puisse se prolonger, il faut que de l'eau s'infilte constamment. Par conséquent, si, *d'une façon quelconque*, par exemple par des particules de limon ou d'algues, qui pénètrent dans les pores du béton, ceux-ci se bouchent, *l'infiltration s'arrêtera* et le processus de détérioration s'arrêtera aussi. La neige fondue des montagnes, les eaux fluviales et les eaux des lacs d'un pays froid possèdent une végétation d'algues moins abondante que les eaux des pays plus chauds et que les cours d'eau qui traversent des pays de population dense ; il est possible que ce soit une des causes qui contribue à rendre les détériorations dans les pays du Nord et en Suisse plus grandes qu'en Allemagne et en Angleterre.

*Des barrages étanches exécutés de manières différentes.*

Un barrage exécuté avec un béton maigre de résistance suffisante, protégé par une *couche d'étanchement* qui vraiment remplit sa fonction d'empêcher l'eau de pénétrer, doit être considéré comme une *construction tout à fait sûre* et pratiquement *permanente*. Il est cependant difficile d'obtenir une couche d'étanchement efficace par juxtaposition directe au béton, et surtout quand il s'agit d'un barrage régulateur, qui se dessèche facilement sur le parement qui n'est pas baigné par l'eau pendant une partie de l'année. Pendant la période des eaux basses d'hiver l'abaissement de température et le dessèchement collaborent à provoquer des fissures dans la couche d'étanchement.

Gröner a construit un *écran d'étanchement complètement efficace*, qu'il décrit dans son rapport. C'est une paroi mince, verticale, faite de béton étanche, qui est placée devant le barrage à une distance telle que l'écran peut *se dilater et se contracter librement* et laisse un espace libre suffisant pour permettre des inspections derrière.

Un barrage *entièrement construit en béton étanche* résiste très bien à la lixiviation. Certes, il peut se produire à cause du retrait et de la variation de température des fissures localisées, par lesquelles l'eau filtre et désagrège le ciment. Mais on constate aussi que le dégât ne se propage point dans le mur, qu'il reste au contraire strictement localisé, de sorte que la détérioration peut ici difficilement être considérée comme continue. Si, au contraire, on se sert d'un

béton trop maigre, il est impossible, malgré des travaux d'exécution très soignés, d'empêcher la filtration d'eau qui, après quelques années, peut avoir un effet néfaste sur l'ouvrage entier.

#### *Des dégâts dus à la gelée.*

La seconde cause de détérioration, la désagrégation par la *gelée*, a été expliquée de différentes manières, parce que les dégâts ont été plus grands dans du béton gras. Il existe de nombreux exemples de cette désagrégation dans le mortier des joints, les revêtements de ciment lissé et les bétons gras presque directement exposés à la gelée. Mais, au contraire, il est plus rare qu'un bon béton non enduit se détériore par la gelée. Il semble que le fait peut s'expliquer ainsi. Les pores de l'enduit et du mortier des joints sont en grande partie *capillaires*. Par la gelée ils se bouchent, de façon que l'eau, qui se trouve à l'intérieur, peut faire sauter le béton du dessous, lorsque la gelée pénètre plus profondément.

#### *Résumé.*

Il a été dit ci-dessus qu'il est difficile d'obtenir des constructions de barrages-poids durables et tout à fait sans fissures. Les fendillements sont d'abord très petits, mais peu à peu ils peuvent causer des détériorations importantes par suite de la lixiviation de la chaux. Les bons résultats obtenus en Allemagne et en Angleterre avec des *murs maçonnés de retenue d'eau* sont particulièrement dignes d'être examinés, puisqu'ils montrent que la très faible variation de volume de la matière est *une* des causes pour lesquelles on n'a pas pu observer des détériorations appréciables dans ces pays.

Les difficultés dans une construction massive sont causées par les *tensions internes*, dues à ce que l'état hygrométrique et la température ne sont pas les mêmes à la surface du barrage qu'à l'intérieur de celui-ci.

Pour diminuer l'élévation de température lors du durcissement, on a commencé à employer, en Suède, pendant les dernières années, un ciment plus riche en silicates que le ciment portland ordinaire. Ce nouveau ciment a une durée de prise plus lente et, par conséquent, une température de prise plus basse. On doit considérer ce *ciment hydraulique* comme bien approprié aux constructions de béton qui sont soumises à pression unilatérale d'eau.

Pour cela il faut recommander *toutes mesures de construction* qui diminuent le danger de fendillement, causé par des tensions in-

ternes ; par exemple il faut recommander des joints de dilatation placés et exécutés d'une façon appropriée. Comme ce problème doit plutôt être porté à la question 1 b je ne vais pas l'examiner de plus près.

Du rapport des barrages allemands et suisses découle qu'il est très important, surtout pour les barrages avec de fortes variations de niveau d'eau, de protéger la *couche d'étanchement* du côté amont contre *l'effet des fortes variations de température et d'humidité*. Pour abriter la couche étanche on peut la couvrir d'une *couche spéciale et protectrice* faite de béton ou de pierre naturelle.

Quant aux précautions à prendre contre des *dégâts* au parement aval, *due à la gelée*, ceux-ci ne sont pas en général à craindre, si le béton est rendu étanche avec des matières appropriées. Au cas contraire, il faut conseiller l'emploi d'une couche protectrice contre la gelée. Elle est à recommander, surtout au pied du barrage qui est souvent mouillé et dans les autres parties du parement aval, où le béton est altérable à la gelée, quand l'imbibition alterne avec la gelée.

#### CONCLUSIONS.

Comme résultat de l'examen des rapports présentés au Congrès, le rapporteur général croit devoir proposer les *conclusions* suivantes :

1) Il est de la plus grande importance que la couche d'étanchement du barrage devienne vraiment tout à fait étanche. Ceci exige *un dosage à 350 kg de ciment par m<sup>3</sup>* et, dans certaines circonstances, une addition de certaines matières qui rendent la pâte complètement malléable et homogène.

2) Pour diminuer les trop grandes variations de volume, il est préférable de se servir de *murs maçonnés* au lieu de murs en béton, surtout aux endroits où on peut trouver des matériaux appropriés, et où les travaux d'exécution peuvent se faire en toute sécurité et à un prix raisonnable.

3) Dans le cas où le *béton* doit former la partie principale de l'ouvrage, et où celle-ci n'a pas le caractère d'une voûte, il est très important *que l'on emploie un ciment approprié aux constructions hydrauliques et que l'on obtienne une bonne construction*, surtout en ce qui concerne les joints de dilatation nécessaires.

4) Pour des barrages soumis à des conditions de climat spéciales, il faut de même prendre des précautions pour *protéger les couches d'étanchéité du barrage* contre un dessèchement trop rapide et contre de brusques variations de température. Pour cette raison il est



à recommander de couvrir le *côté amont* d'une couche spéciale et protectrice. Il faut au moins couvrir la partie du parement du barrage qui correspond aux variations annuelles du niveau d'eau. Pour protéger le *côté aval* contre les *détériorations dues à la gelée* il est à recommander d'exécuter le barrage avec un béton approprié, résistant et inaltérable à l'épreuve des intempéries. Dans certaines circonstances il est avantageux de réaliser une couche protectrice spéciale à proximité du pied du barrage ou aux autres endroits où la surface aval peut être imbibée.

---

TABLE DES MATIERES

---

Introduction .....	169
<i>Compte rendu des rapports présentés :</i>	
Rapport de Link (Allemagne) .....	170
— Eggenberger et Zwyzart (Suisse) .....	172
— Fiedler (Tchécoslovaquie) .....	173
— Sandeman (Angleterre) .....	174
— Gröner (Norvège) .....	174
— Westerberg (Suède) .....	175
<i>Exposé du Rapporteur Général :</i>	
L'importance de l'imperméabilité .....	176
De l'humus dans le sable .....	178
Des matières nuisibles dans l'eau .....	179
La nature des détériorations des barrages exécutés de manières différentes .....	179
La faculté de colmatage de l'eau .....	180
Des barrages étanches exécutés de manières différentes .....	180
Des dégâts dus à la gelée .....	181
Résumé .....	181
<i>Conclusions</i> .....	182

---

## ZERSTOERUNG DES BETONS DURCH ALTERUNG IN SCHWER- GEWICHTSMAUERN VON TALSPERREN.

Von Axel EKWALL

*Oberbaudirektor der Königl. Wasserfallverwaltung,  
Oberstleutnant des Königl. Wege- und Wasserbaukorps,  
Schweden.*

---

Die Internationale Talsperrenkommission hat die Zerstörung des Betons in Talsperrendämmen mit auf die Tagesordnung gesetzt. Das geschah infolge gewisser schlechter Erfahrungen an Betonstanddämmen in den skandinavischen Ländern, besonders Schweden und Norwegen. Ich habe bereits auf dem Teilkongress der Weltkraftkonferenz in Barcelona im Jahre 1929 einen besonderen, kurzen Bericht über diese Erscheinung erstattet. Seit etwa zehn Jahren hat man in den genannten Ländern feststellen müssen, dass der Beton in Stauwerken mehr und mehr zerstört wird, und zwar unter dem schädigenden Einfluss des durchsickernden Wassers, das den Kalk des Hydratzements auflöst und mitführt, sowie des Frostes. Die erstere Zerstörungsursache lässt sich daran erkennen, dass die Luftseite feucht wird, Leckwasser zeigt und sich mit Kalkniederschlägen bedeckt, und dass der Beton an den Stellen, wo die Zerstörung am weitesten fortgeschritten ist, besonders in den Giessfugen, einfach zerfällt. Die durch Frost verursachte Zerstörung kommt besonders in den betonierten Partien vor, wo Frieren und Auftauen häufig wechseln. Die Zersetzung des Betons erkennt man an seinem bimssteinartigen Aussehen.

Durch Inspektionen und Untersuchungen, die man auf diesem Gebiet in verschiedenen Ländern ausgeführt hat, ist viel gewonnen worden, es sind aber noch zahlreiche Fragen zu lösen, bevor man mit voller Sicherheit dauerhafte Wasserbauten aus Beton herstellen kann. Für die fortgesetzten Untersuchungen ist es von grösster Bedeutung, dass Angaben über Staumauern, die auf verschiedene Weise ausgeführt und verschiedenartigen, äusseren Einflüssen ausgesetzt sind, verglichen werden. Es ist mit grosser Zufriedenheit festzustellen, dass die eingegangenen Berichte, wenn auch gering an der Zahl, doch umfassende Resultate von Untersuchungen über eine grössere Anzahl von Dämmen verschiedenen Alters enthalten,

bei denen ausserdem Ungleichheiten vorliegen betreffs Konstruktionen und Ausführungen.

Die eingegangenen Berichte sind:

LINK (Deutschland). — «Altersschäden an Staumauern aus Bruchsteinmauerwerk oder Beton».

H. EGGENBERGER und A. ZWYGART (Schweiz). — «Alterserscheinungen bei dem in Staumauern der Schweiz verwandten Beton».

JUL. FIEDLER (Tschecho-Slowakei). — «Zerstörung des Betons durch Alterung in Talsperrendämmen nach dem Stützmauerquerschnitt».

EDWARD SANDEMAN (England). — «Deterioration by ageing of the concrete in gravity dams». (Zerstörung des Betons durch Alterung in Talsperrendämmen nach dem Stützmauerquerschnitt).

Chr. F. GROENER (Norwegen). — «Method for repair and preservation of dams as used at the Ringedalsdam, A/S Tyssefaldene, Hardanger, Norway». (Verfahren zur Reparatur und Erhaltung, die beim Staudamm von Ringedal, A/S Tyssefaldene, Hardanger, Norwegen, in Anwendung gebracht werden).

G. WESTERBERG (Schweden). — «Zerstörung des Betons durch Alterung in Schwergewichtsmauern von Talsperren».

LINK betont dass sich die deutschen Schwergewichtsmauern von denen anderer Länder unterscheiden, teils durch Anordnung der wasserdichten Schicht, teils auch durch das Material, welches für den Dammkörper verwendet wird, und schliesslich auch durch Dichtungsschicht und Putz. Er beschreibt eine in Deutschland gewöhnliche Art von Schwergewichtsmauern, welche auf der Wasserseite bis zur halben Höhe geputzt sind, und wo der Putz nachher zweimal mit einem bitumen-haltigen Anstrichmittel gestrichen wird. Die verputzte Fläche wird durch eine Schüttung mit einer Neigung von 1 : 13/4 geschützt. Die obere Hälfte der Wasserseite ist beim Giessen 60 bis 90 cm zurückgesetzt und dort mit dem gleichen Putz behandelt, welcher in diesem Falle durch eine ca. 60 cm dicke Steinbekleidung geschützt ist. Hinter der Dichtungsschicht ist die Mauer mit vertikalen Drainage Röhren versehen.

Bezüglich der Baumaterialien erklärt Link, dass die Mehrzahl der deutschen Staumauern aus Steinen in einem Mörtel gemauert sind, mit einem grossen Zusatz von Trass und im allgemeinen auch viel Kalk. Selten finden reine Zement-oder hydraulische Kalk-

mörtel Verwendung. Trass gebraucht man ebenfalls als Zusatz für ausgesprochene Betonstau Mauern, sowohl für den Beton selbst wie für die Dichtungsschicht, für den Putz und für die Festmauerung der Steinbekleidung. Die erzielten, guten Resultate schreibt man dem Trasszusatz zu, da angenommen wird dass die Kieselsäure den freien Kalk bindet.

Man hat festgestellt, dass der Einwirkung des Wassers ausgesetzte Bitumenaustriche nicht dauerhaft sind.

Die Putzflächen des oberen Teils der Wasserseite weisen häufig Risse auf, die dem Frost zuzuschreiben sind. Flächen, die den grössten Teil des Jahres unter Wasser lagen, waren mit geringer Ausnahme in gutem Zustande.

Link ist der Ansicht, dass bei der beschriebenen Zerstörung des Betons in Stau Mauern nicht die Einwirkung des Wassers die Hauptursache ist. Er behauptet im Gegenteil, dass es die Temperaturschwankungen, Schnee und Frost sind, die den Beton zerstören. Die Verwitterungserscheinung zeigt sich hauptsächlich auf der Wasserseite dicht über dem Wasserspiegel. Dort löst sich der Putz ab und die Fugen der Steinverkleidung wittern aus. Man hat sogar auf der Luftseite durch Frost verschuldete Zerstörungen festgestellt, und zwar befinden sich diese hauptsächlich am unteren Teil der Stau mauer. Die Ursache dazu scheint zu sein, dass das Staubecken selten gefüllt ist, weshalb die oberen Partien nicht Zeit genug haben um durchfeuchtet zu werden, und dass der Schnee auf den unteren Mauerpartien liegen bleibt und dieselben durchfeuchtet. Der verwitternde, sehr poröse Beton hat das Aussehen eines versteinerten Schwammes.

Man hat ferner an der Luftseite verschiedener gemauerter Stau mauern beobachtet, dass der Fugenmörtel bis zu einer Tiefe von 10 bis 15 cm verwitterte.

In Deutschland halten sich im allgemeinen gemauerte Stau mauern gut, während Befundämme ziemlich stark angegriffen sind, besonders in den Fugen der Luftseite. Eine Steinverkleidung hält man für vorteilhaft, weil sie eine Zersetzung des Betons durch den Frost verhindert. Beschädigte Betonmauern dürften, sowohl an der Wasser- als an der Luftseite, mittels einer Steinbekleidung repariert werden.

Hinsichtlich der Wasserdichtheit und des Widerstandes des Mauerkörpers gegen Verwitterungseinflüsse, hat man keinen Unterschied zwischen Stau mauern aus Zementmörtel mit Kalkzusatz,

Staumauern aus Zementtrassmörtel und Mauern aus Kalktrassmörtel gefunden.

EGGENBERGER und ZWYGAHT berichten über Versuche und Erfahrungen an grossen schweizerischen Staumauern aus Gussbeton, Barberine, Rempen und Schräh, die vor ungefähr 8 Jahren gebaut wurden.

Die Schwergewichtsmauer Barberine aus Beton hat eine höchste Höhe von 79 m und ein Betonvolumen von 206.000 Kubikmeter. Die Luftseite ist mit Steinen verkleidet. Die Wasserseite ist aus Gussbeton und hat von der Krone bis 15 m hinab keine Dichtungsschicht. Der übrige Teil der Wasserseite wird durch einen dichtenden Betonüberzug geschützt, der eine Dicke von 0,6 bis 1,2 m besitzt und 300 kg Zement auf den Kubikmeter enthält. Die Hauptbetonmasse enthält 180 kg Zement und 20 kg gelöschten Kalk per m<sup>3</sup>.

Die Staumauer Rempen, die 21.000 Kubikmeter Beton enthält, hat eine Höhe von 31,5 m. Pro Kubikmeter wurden 200 kg Zement verwandt. Dem stark befeuchteten Beton setzte man bis zu 11 % Sparsteine zu.

Die Staumauer Schräh besitzt eine Höhe von 110 m und enthält 236.000 Kubikmeter Beton. Bei den Bauarbeiten beabsichtigte man die Luftseite zu verkleiden. Diese Verkleidung unterblieb, und so wurde die Luftseite in Beton nach dem normalen Mischungsverhältnis des Stauwerkes, das 189 kg Zement auf den Kubikmeter enthält, ausgeführt. Die Wasserseite wird durch eine dichte Schicht von zwei Meter Dicke geschützt, die auf den Kubikmeter 300 kg Zement enthält. Das Giessen wurde durch Gussrinnen ausgeführt, und es wird darauf hingewiesen, dass die Entfernung bis zu den unteren Teilen der Staumauern Schräh und Barberine vielleicht zu gross war, sodass sich das Material unter dem Transport zur Form entmischte hat.

Bereits 4 Jahre nach der Fertigstellung dieser Staumauern zeigten sich einzelne Frostschäden, die sich später zu grossen Flächen verbreiteten, sodass eine durchgehende Instandsetzung notwendig war. An den Proben, die man dem Beton entnahm, hat sich gezeigt, dass die Schäden bis zu einer Tiefe von 1m reichten. Erst in 1,50 m Tiefe fand man einen Beton, der die seinem Mischungsverhältnis entsprechende Festigkeit besass. Bei der Untersuchung stellte man fest, dass die unteren Teile der Luftseite durch den Frost mehr zerstört waren als die oberen Teile und das Innere der Mauer. Der Beton war indessen in einer Tiefe von 30 bis 40 cm unter

dem Boden, in den Inspektionsgängen und in den zementreichsten Teilen der Wasserseite in gutem Zustand. Man stellte fest dass die Zerstörung mit zunehmender Durchfeuchtung stärker wurde, und dass die umfassenden Schäden der Luftseite teilweise durch die Durchfeuchtung der Schneelager, die längere Zeit auf diesen Partien liegen blieben, verursacht wurden. Die Porosität des Gussbetons und die damit zusammenhängende Wasseraufnahmefähigkeit hat sich als Nachteil erwiesen, da solcher Beton leicht zerfriert. Trotzdem zeigte sich Gussbeton von 300 kg Zement pro Kubikmeter dem Frost gegenüber widerstandsfähig. Nach 8 Jahren betrug die Druckfestigkeit 300 kg/cm<sup>2</sup>.

Für Mauern in kalten Klimaten hält man es für nötig, den Gussbeton mit einer frostsicheren Bekleidung, entweder aus Naturstein oder aus dichtem Beton, zu versehen.

*Jul. Fiedler* berichtet über Erfahrungen mit einer Bruchsteinmauer von einer Höhe von 53 m, deren Gesamtvolumen 390.000 Kubikmeter beträgt, die Menge des verwandten Mörtels ist 113.000 Kubikmeter. Das Mischungsverhältnis beträgt 1 : 1 : 6 und besteht aus Portlandzement, Kalk und Sand. Die Wasserseite wurde mit einer 3 cm dicken Schicht Zementmörtel im Verhältnis von 1 : 2 bedeckt. Dieser Putz wurde abgeglichen und dreimal mit dichterem Bitumenausstrich versehen. Darauf schützte man diese undurchlässige Fläche mit einer 0,8 m dicken Mauer, die in einem fetteren Mörtel gemauert wurde.

Die Mauer ist bei 2 m Abstand der Wasserseite durch Tonröhren entwässert, die an der oberen Fläche 2 m und am Grund der Stau-mauer 6 bis 8 m auseinander liegen.

Alle Drainageröhren münden in einen Schacht an der Luftseite.

Schon während der Bauzeit stellte man in den Röhren Kalkabsonderungen fest und erwartete dass solche Absonderungen mit der Zeit auch die Poren des Mauerkörpers ausfüllen und damit Selbstdichtung herbeiführen würden. Solche hat sich aber bisher nicht feststellen lassen.

Die Leckwassermenge hat man alle 14 Tage abgemessen und 2 mal im Jahr wurde das Leckwasser chemisch untersucht. Bei einer Zusammenstellung von Leckwassermengen und deren Kalkgehalt, hat es sich erwiesen dass die Stau-mauer während des 15-jährigen Betriebes 130 Tonnen CaO verlor, was einer Volumenerhöhung der Poren um 100 Kubikmeter entspricht.

Fiedler betont die Wichtigkeit einer Undurchlässigkeit der Stau-

mauern und ist der Ansicht, dass man an Ort und Stelle fortwährend die Undurchlässigkeit des Betons kontrollieren muss.

EDWARD SANDEMAN berichtet über den Zustand einiger englischer Staumauern. Sein Bericht stützt sich auf die Ergebnisse von Inspektionen, die bei zahlreichen Staumauern aus Portlandzementbeton vorgenommen wurden. Alle Stauwerke mit Ausnahme von einem sind Schwergewichtsmauern. Die äusseren Schichten dieser Dämme sind auf verschiedene Weise ausgeführt, wie z.B. aus in Beton gemauerten grossen Rollsteinen, aus fettem Gussbeton, aus fertiggegossenen Betonblöcken, aus Ziegeln im Zementmörtel und aus in den Zementmörtel gemauertem Quaderstein mit 20 mm Fugen. Die letztgenannte Ausführungsweise ist in England die häufigst vorkommende. Für das Innere der Staumauer wird gewöhnlich Beton mit oder ohne Sparsteinen verwendet. Eine Anzahl dieser Mauern sind nunmehr über 30 Jahre alt und es sind bisher keine nennenswerten Reparaturen nötig gewesen. Eine Untersuchung des Inneren der Mauer ist nur in einem Fall vorgenommen worden und zwar bei der Burratormauer, die in den Jahren 1893-98 gebaut und 30 Jahre später erhöht wurde. Bei der Abmetselung der oberen Partie der Mauer wurde der Beton untersucht, wobei sich keinerlei Zerstörung, von der Art, wie sie bei schwedischen Mauern vorkommen, feststellen liessen. Die Sparsteine waren gut im Beton eingebettet und hielten nach allen Seiten zufriedenstellend zusammen. In keinem Falle war Wasser in die Fugen eingedrungen. Die Bekleidung dieser Mauer war aus Granit und das gleiche Schottermaterial wurde für den Beton im Inneren der Mauer verwendet. Das Mischverhältnis des Betons betrug 1 : 2.5 : 2.5.

SANDEMAN stellt in Frage, ob nicht die weitgetriebene Mahlfineinheit bei den neueren Rotationsofenzementen auf Grund der grösseren Wärmeentwicklung, die eine schnelle Bindung zu Folge haben, Anlass zu Rissbildungen und dementsprechenden Durchsickerungen gibt.

Diesbezüglich wird auf folgende Abhandlungen verwiesen :

«The Corrosive Attack of Moorland Water on Concrete» von Halerow, Brook und Preston.

«Notes on Concrete Exposed to a Moorland Water» von Chapman.

In der ersten dieser Abhandlungen werden gewisse Experimente behandelt, welche erwiesen dass Aluminatzement den zersetzenden



Einflüssen sauren Wassers gegenüber weniger empfindlich ist als der gewöhnliche Portlandzement.

Chr. G. GROENER berichtet über eine interessante und besonders effektive Reparatur der Ringedalmauer in Norwegen. Einleitungsweise wird betr. der Betonschäden hervorgehoben, dass, wo solche vorkommen, sie im allgemeinen ziemlich gleich sind und sich daran feststellen lassen, dass gewisse Teile zerbröckeln während die umgebenden Partien praktisch unbeschädigt verbleiben. Wasserdichter Beton zersetzt sich nur sehr wenig. Es wird hervorgehoben dass die Ausführung auf dem Arbeitsplatze nicht immer die beste ist und dass der Beton daher von Anfang an porös wird. Die Zerstörung beginnt also sofort nach Inbetriebnahme des Werkes.

Die Ringedalmauer, die eine der grössten Schwergewichtsmauern Skandinaviens ist, wurde infolge der Zementzersetzung mehr und mehr wasserdurchlässig. Im Jahre 1928 liess eine, auf solche Arbeiten spezialisierte Firma sehr sorgfältig Zement in die Mauer einpressen. Das Ergebnis war nicht zufriedenstellend; die Poren des Betons waren wahrscheinlich durch die Durchsickerung verschmutzt worden, so dass die eingepresste Masse nur die Höhlungen ausfüllte, ohne den Beton zu binden.

Nummehr wird eine weitere Zerstörung dadurch wirksam aufgehalten, dass vor der Staumauer eine dünne, armierte Betonplatte, auf horizontalen Absteifungen ruhend, sich gegen den Mauerkörper stützt. Die Platte und die Absteifungen sind so konstruiert dass sich die Platte unter dem Einfluss der Temperatur und dem Schwund unabhängig von dem Mauerkörper bewegen kann.

WESTERBERG gibt in seinem Bericht verschiedene Gesichtspunkte, die während verschiedenen Perioden als Anweisungen für die Betonbereitung dienten. Man war häufig der Ansicht, dass gute Festigkeitswerte, die man mit Stampfbeton erzielte, eine Garantie für die übrigen Eigenschaften des Betons bedeuten. Spätere Erfahrungen erwiesen die Unrichtigkeit dieser Theorie. Aus verschiedenen Gründen erwies sich der magere und verhältnismässig wenig angefeuchtete Stampfbeton als wenig dicht. Und diese Schwäche hat sich als verhängnisvoll für den Bestand des Baues erwiesen, denn das durchsickernde Wasser löst die Kalkverbindungen des Betons. Die Geschwindigkeit des Zerstörungsverlaufes hängt in erster Linie von der Geschwindigkeit des durchsickernden Wassers ab, aber auch von den Eigenschaften dieses Wassers.

Um Kenntnis von den Substanzen zu erhalten, die aufgelöst werden, wenn das Wasser durch den Beton sickert, liess man chemische Analysen von dem Leckwasser machen, das durch die Staumauern verschiedener Bauweisen und verschiedenen Alters drang und in verschiedenen Wasserläufen lag. Aus diesem Grunde nimmt man an, dass die Zuführung der in der Luft enthaltenen Kohlensäure, kombiniert mit anderen Massnahmen, die das Austrocknen der Luftseite einer Betonmauer befördern, für den Bestand der Mauer günstig sind.

Die Art und Weise, wie die Zerstörungen vor sich gehen, lässt auf die Bedeutung schliessen, die man beim Bau dieser Mauern, die nur auf einer Seite dem Wasserdruck ausgesetzt sind, der Herstellung eines gleichmässigen Betons zumessen muss. Man ist heute mehr und mehr von der wichtigen Rolle überzeugt, die die Dichte des Betons für die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes spielt.

In diesem Bericht werden noch kurz die Regeln auseinander-gesetzt, die sich in der Praxis für die Erzeugung eines gleichmässigen und dichten Betons als die zweckmässigsten erwiesen haben. Der letzte Teil der Arbeit enthält ferner eine Beschreibung der verschiedenen Methoden, die man zur Reparatur von Betonzerstörungen verwendet, die dem Durchsickern des Wassers zuzuschreiben sind. Es wird schliesslich noch darauf hingewiesen, dass die Königliche Wasserfallverwaltung bei ihren Wasserkraftanlagen in Vargön einen silikatreichen Zement verwandt hat. Dieser besitzt eine grössere Festigkeit und gleichzeitig eine längere Bindezeit, sowie einen geringeren Schwund als der Portlandzement. Die Wärmeentwicklung dieses Zements bei der Wasseraufnahme ist ferner nicht so stark und geht langsamer vonstatten. Ferner hat dieser Zement zufriedenstellende Festigkeitseigenschaften.

#### AUSFUEHRUNGEN DES GENERALREFERENTEN.

##### *Die Bedeutung der Wasserdichtheit.*

Die angeführten Referate bestätigen direkt oder indirekt, dass das *Grundsätzliche der Staumauertechnik* die *Undurchlässigkeit* ist. Sowohl deutsche wie englische Staumauern haben sich im allgemeinen, dank ihrer Undurchlässigkeit, gut erhalten.

In *Deutschland* wurde die Undurchlässigkeit des Betons durch Zusatz von Trass oder Kalk erzielt. Diese beiden Materialien er-

leichtern in erheblichem Masse die Verarbeitung des Betons und verleihen ihm deshalb auch eine grössere Gleichmässigkeit. Es bleibt allerdings die Frage offen, ob der Trass einen bedeutenden Teil des freien Kalkes zu binden vermag, um ein wenig lösliches Ganzes zu bilden. Diesbezügliche schwedische Versuche haben nämlich ergeben, dass diese Bindung nur in geringem Masse vor sich geht.

In *England* erzielte man die Undurchlässigkeit des Betons durch einen hohen Zementgehalt. Die von Sandeman angegebene Betonmischung 1 : 2.5 : 2.5 entspricht fast genau dem in Schweden erhaltenen Ergebnis, d. h. 350 kg Zement pro m<sup>3</sup> als vollkommen genügend gegen einseitigen Wasserdruck.

Man hat oft behauptet, dass die besseren Ergebnisse, die man in *Deutschland* und *England* im Vergleich zu den *skandinavischen Ländern* erzielte, hauptsächlich dem *geringeren Angriffsvermögen* des Wassers zuzuschreiben sind. Die der Dammkommission gemachten Angaben, dass die Zerstörungerscheinungen in Deutschland und England hauptsächlich durch den Frost verursacht wurden, dürften indirekt erwiesen haben, dass in den beschriebenen Staumauern dieser Länder keine Durchsickerung stattfindet. Infolgedessen dürfte die Verschiedenheit des Angriffsvermögens des Wassers (beispielsweise an der pH-Konzentration gemessen) von geringerer Bedeutung sein. Die erwähnten Frostschäden sind typisch und bestätigen die Erfahrungen an schwedischen Bauten, die häufigem Wechsel von Frost und Tauwetter ausgesetzt sind.

Die verhältnismässig schnelle Betonzerstörung an den grossen Schwergewichtsmauern Barberine, Rempen und Schräh in der *Schweiz* wird von den Verfassern des diesbezüglichen Referates hauptsächlich auf Frostschäden zurückgeführt. Aus verschiedenen Gründen ist jedoch anzunehmen, dass diese Schäden zum grossen Teil auch durch Auslaugung des Zements entstanden sind. Nach schwedischen Erfahrungen wird nämlich ein Beton mit nur 180 bis 200 kg Zement pro m<sup>3</sup> nicht undurchlässig. Der Zerstörungsverlauf der schweizerischen Mauern entspricht an Geschwindigkeit den schwedischen Erfahrungen dieser Art; er stimmt jedoch nicht mit den gemachten Feststellungen überein, wo es sich ausschliesslich um die Einwirkung des Frostes handelt. Wahrscheinlich lässt sich der gute Zustand des Betons in einer Tiefe von 1.5 m an der Wasserseite damit erklären, dass das durchsickernde Wasser während seines Durchganges durch die äusseren Betonschichten derart mit Kalkhydrat gesättigt wurde, dass es keinen Kalk mehr auslösen konnte. Als man die Zerstörung nach 4 Jahren feststellte, war sie

bis zu einer Tiefe von 1.5 m fortgeschritten, sie wird aber voraussichtlich langsam noch tiefer in den Mauerkörper eindringen.

Die von *Fiedler* berichtete Erfahrung von einer Bruchsteinmauer bestätigt weiterhin die Gefahr der Kalkauslösung, wenn die Mauer nicht von vornherein dicht ist. Obgleich die Mauer mit einer sorgfältig ausgeführten und vor Frost geschützten Dichtungsschicht versehen ist, sickert viel Wasser durch. Wahrscheinlich sind die Oberflächenrisse, durch die das Wasser in die vertikalen Entwässerungsröhre gedrungen ist, auf Ausdehnungen und Zusammenziehungen der Oberfläche bei Temperaturschwankungen sowie auf den Wechsel zwischen feucht und trocken zurückzuführen. Man wollte mit diesen Röhren die Teile der Mauer schützen, die auf Grund des Wasserdrucks dem stärksten Druck ausgesetzt sind. Eine Zeitlang versehen die Röhren sicherlich ihre Funktion. Andererseits aber erleichtern sie das Vordringen des Sickerwassers durch die vorderen Teile zu den Entwässerungsröhren, wo das Wasser frei ablaufen kann und somit den neu eindringenden Wassermengen keinen Widerstand leistet. Es ist infolgedessen schwer dem Verfasser beizulimmen, dass das Entwässerungssystem die Zerstörung hätte verhindern können, wenn es durch dichter gestellte Röhre wirksamer gemacht worden wäre.

Die *Betonzerstörungen an schwedischen Mauern*, Frostschäden ausgenommen, sind zweifelsohne durch die *Einwirkung des Wassers auf den von vornherein nicht ganz dichten Beton* entstanden. Dies geschah dadurch, dass sich das bei der Wasserzugabe freigeordnete Kalkhydrat löst und von dem durchsickernden Wasser mitgeführt wird. Es ist in diesem Zusammenhange angebracht einige der Faktoren anzuführen, die für die Wasserdichtheit des Betons ausschlaggebend sind und die beim Bau der meisten jetzt beschädigten schwedischen Wasserbauten nicht genügend beachtet wurden :

Der Zementgehalt des Betons,  
Die Bearbeitbarkeit der Betonmasse,  
Die Reinheit des Sandes.

Die beiden ersteren Faktoren sind intim von einander abhängig. Untersuchungen haben ergeben dass zur Erzielung eines wasserdichten Betons im allgemeinen etwa 350 kg *Zement* pro m<sup>3</sup> Beton nötig sind.

Wenn aber durch Zusatzmaterial oder durch genaue Sortierung des Sandes eine *bessere Bearbeitbarkeit* der Betonmasse erzielt wird, genügt im allgemeinen bei genauer Kontrolle der Arbeit ein etwas

geringerer Zementgehalt. Bei den staatlichen schwedischen Wasserkraftstationen wird jedoch nunmehr für dichten Beton ein geringerer Zementgehalt als 325 kg pro m<sup>3</sup> nicht zugelassen. Unter guter Bearbeitbarkeit versteht man hier, dass die Masse gleichförmig, schwerflüssig und fest genug ist, das Steinmaterial tragen zu können.

#### *Humus im Sand.*

Unter den Verunreinigungen im Sande ist in erster Linie mit dem Humus zu rechnen. Humusbestandteile kommen im Sand zum Teil in Form eines im Wasser unlöslichen Häutchens vor, welches das Sandkorn umhüllt, oder in freien, kleinen Partikeln, welche im Wasser mehr oder weniger löslich sind. Im ersteren Falle genügt eine geringere Menge Humus, um den Beton durchlässig zu machen. Wenn man mikroskopisch dünngeschliffene Scheiben von Beton prüft, so erscheint eine solche Verunreinigung durch den Humus als eine dunkelbraune Linie, welche die Sandkörner umgibt. Ausserhalb dieser Linie lässt sich häufig ein schmaler Raum erkennen, der zeigt dass der Zement nicht an den Sandkörnern haftet und bereits eine gewisse Porosität des Betons einzutreten beginnt. Dagegen stellt man fest, dass eine geringe Menge Humus in Form von freien Partikeln im Sande, für die Undurchlässigkeit des Betons nur geringe Bedeutung hat. Da man aber diesbezüglich noch nichts bestimmtes weiss, ist es empfehlenswert, solchen Sand für Beton von Wasserbauten nicht zu verwenden. Unter keinen Umständen soll Humus enthaltender Sand verwendet werden, falls es sich erweist dass die Bindezeit des Betons sich über einen bedeutend längeren Zeitraum erstreckt, als wenn reiner Sand verwendet wird.

#### *Schädliche Stoffe im Wasser.*

Die eingelaufenen Rapporte geben keine eindeutigen Aufschlüsse betr. des Gehaltes von mehr oder weniger *schädlichen Stoffen* für den Beton in verschiedenen Wässern. Untersuchungen haben erwiesen, dass in den schwedischen Flusswässern solche Stoffe nur in äusserst geringer Menge vorkommen und in einem speziellen Fall, wo man einen grösseren Zuschuss von Schwefelsäure befürchtete der von den Abwässern von Sulfat- und Sulfitfabriken herrührte, haben vorgenommene Analysen erwiesen, dass sogar die Mengen dieser Säure zu gering waren um den Beton schädlich

beeinflussen zu können. Es ist verschiedentlich behauptet worden, dass die Zerstörung des Betons dem starken Gehalt des Wassers an Kohlensäure zuzuschreiben sei. Diese Hypothese stützt sich auf die Erfahrungen, die man in solchen Fällen machte, wo die Zerstörung des Betons durch unterirdische Wasserläufe, die reich an Kohlensäure waren und den betonierten Teil umspülten, verursacht schien. In den Seen und den Flüssen, wo das Wasser in Bewegung ist, und wo das Wasser und die Luft ständig Kohlensäure austauschen, ist die Kohlensäuremenge so gering, dass sie wahrscheinlich den Beton kaum nennenswert beeinflussen kann.

#### *Die Art der Schäden an Staumauern verschiedener Bauweisen.*

Trotzdem der Fortschritt der Zerstörungserscheinungen, die die Zersetzung des Zements zur Ursache haben, immer der gleiche ist, kann man zwei Erscheinungsformen unterscheiden, die etwas von einander verschieden sind und von der Vorbereitungsmethode des Betons abhängen. Die erstere bezieht sich auf den *Stampfbeton* und wird dadurch gekennzeichnet, dass sich die Zerstörung hauptsächlich auf horizontale Schichten (gestampfte Fugen) beschränkt, zwischen denen der Beton hart ist. Die zweite kommt bei Beton vor, welcher nach neueren Methoden im Allgemeinen als Gussbeton jedoch mit ungenügender Zementmenge bereitet wurde. Ein solcher Beton ist gleichmässig und porös und ermöglicht eine gleichmässig verteilte Durchsickerung über die ganze Staumauer.

#### *Die Selbstdichtungsfähigkeit des Wassers.*

Damit die Zerstörung fortschreiten kann ist es notwendig, dass stets neues Wasser durchsickert. Wenn also *die Durchsickerung aus irgend einem Grunde aufhört*, wie zum Beispiel das Eindringen von im Wasser befindlichen Partikeln von Schlamm oder Algen in die Betonporen, wodurch diese verstopft werden, so hört auch der Zerstörungsprozess auf. Der geschmolzene Bergschnee, die Flusswässer und Seen eines kalten Landes weisen eine weniger reiche Algenvegetation auf als die Wässer wärmerer Länder und die Wasserläufe, die ein dicht bevölkertes Land durchziehen; es besteht Möglichkeit, dass dies einer der Gründe ist, der dazu beiträgt, dass die Zerstörungserscheinungen in den Nordländern und der Schweiz bedeutender sind als etwa in England und Deutschland.

### *Dichte Staumauern verschiedener Bauweisen.*

Eine mit einem mageren Beton genügender Festigkeit ausgeführte Staumauer, die der durch eine *Dichtungsschicht*, die wirklich ihre Funktion, das Eindringen des Wassers in den mageren Beton zu verhindern, erfüllt, geschützt wird, darf als ein *absolut sicherer Bau*, der in der Praxis *dauerhaft* ist, erachtet werden. Eine wirksame Dichtungsschicht hat sich jedoch im direkten Kontakt mit dem dahinterliegenden Beton als schwer erzielbar erwiesen, insbesondere falls es sich um eine Reguliermauer handelt, die nur einen Teil des Jahres von Wasser benetzt wird und dadurch Tendenzen hat an der Oberfläche zu trocknen. Trifft Niederwasser während der kältesten Jahreszeit ein, so entsteht ein Zusammenwirken zwischen dem Temperaturfall und dem Schwund auf Grund der Austrocknung.

Gröner hat eine *vollkommen wirksame Dichtungswand* gebaut, deren Konstruktion er in seinem Bericht beschreibt. Es handelt sich um eine vertikale Scheibe aus wasserdichtem Beton, die vor der Mauer in solcher Entfernung angeordnet ist, dass sie sich *frei ausdehnen* und *zusammenziehen* kann und einen Zwischenraum für Inspektion offen lässt.

Eine *vollkommen aus dichtem Beton hergestellte Staumauer* setzt der Auslaugung wirksamen Widerstand entgegen. Es können sich auf ihr selbstverständlich infolge des Schwundes und der Temperaturunterschiede lokale Risse zeigen, durch die das Wasser dringt und den Zement zersetzt, doch erweitert sich der Schaden in der Wand nicht, sondern verbleibt so streng lokalisiert, dass eine fortgesetzte Zerstörung kaum in Frage kommen kann. Ist der Beton dagegen zu mager, so wird es, trotz sorgfältigster Bauausführung, unmöglich ein Eindringen des Wassers zu verhindern und dies zeitigt nach Verlauf einiger Jahre eine für den ganzen Bau unheilvolle Wirkung.

### *Frostschäden.*

Die andere Ursache zu Schäden, nämlich die *Zerstörung durch Frost*, hat Anlass zu verschiedenen Auffassungen gegeben, da dieselben in fettem Beton oft gross waren. Es gibt unzählige Beispiele dieser Zerstörung im Mörtel der Fugen, in geglättetem Zementputz und fettem Beton, die dem Frost fast direkt ausgesetzt waren. Es ist aber seltener, dass ein guter, unverkleideter Beton sich durch

den Frost zersetzt. Das scheint sich folgendermassen erklären zu lassen die Poren des Putzes und des Mörtels der Fugen sind zum grössten Teil *haarfein*. Durch den Frost werden sie verstopft, so dass das im Inneren befindliche Wasser den darunter liegenden Beton sprengen kann, wenn der Frost tiefer eindringt.

### ZUSAMMENFASSUNG.

Es wurde oben auseinandergesetzt, wie schwierig es ist, dauerhafte und absolut rissfreie Schwergewichtsmauern zu bauen. Die entstandenen Risse sind anfangs sehr gering, können aber nach und nach bedeutende Schäden durch die Auslaugung des Kalks im Gefolge haben. Die guten Resultate, die man in Deutschland und England mit *Bruchsteinmauern* gemacht hat, sind besonders beachtenswert, da sie beweisen dass die sehr geringe Veränderung des Materialvolumens *einer* der Gründe ist, weshalb man in diesen Ländern grössere Schäden nicht feststellen konnte.

Die Schwierigkeiten bei einer massiven Konstruktion entstehen also durch *innere Spannungen*, die eine Folge davon sind, dass der Feuchtigkeitsgehalt und die Temperatur an der Oberfläche des Dammes nicht dieselben sind wie in seinen inneren Teilen. Um die Temperaturerhöhung beim Binden des Zements zu vermindern, verwendet man in den letzten Jahren in Schweden einen Zement, der mehr Silikat enthält als gewöhnlicher Portlandzement und der längere Bindezeit gebraucht und somit eine niedrigere Bindungstemperatur hat. Diesem Wasserbauzement sollte Beachtung geschenkt werden, da er sich für Betonkonstruktionen die einseitigem Wasserdruck ausgesetzt sind besonders eignet. Deshalb sind weiter alle *konstruktiven Massnahmen* zu empfehlen, die die Gefahr von Rissen vermindern, welche durch innere Spannungen entstehen, wie z. B. die geeignete Anordnung von Ausdehnungsfugen. Da dieses Problem jedoch eher unter die Frage 1 b fällt, werde ich nicht näher darauf eingehen.

Aus den Berichten über deutsche und schweizerische Stau-mauern geht hervor, wie wichtig es besonders für Mauern mit starken Wasserspiegelschwankungen ist, die *Dichtungsschicht der Wasserseite gegen die Einwirkungen von Temperatur und Feuchtigkeit* zu schützen. Um die Dichtungsschicht zu entlasten, kann



man sie mit einer besonderen Schutzschicht aus Beton oder Naturstein verkleiden.

Was die Schutzmassnahmen betrifft, die man gegen *Frostschäden* auf der Luftseite zu treffen hat, ist zu sagen dass solche im allgemeinen nicht zu befürchten sind, wenn der Beton mit geeigneten Materialien dicht gemacht wird, anderenfalls ist die Verwendung einer Schutzschicht gegen den Frost anzuraten. Eine solche ist besonders am Fuss des Dammes empfehlenswert, wo leicht Durchfeuchtung entstehen kann, und an den anderen Teilen der Rückseite, wo der Beton bei Frost zerstört werden kann, wenn Feuchtigkeit und Frost abwechseln.

Als Ergebnis der dem Kongress präsentierten Referate glaubt der Hauptreferent folgende Schlussfolgerungen vorschlagen zu müssen :

1. — Es ist von grösster Wichtigkeit, dass die Dichtungsschicht der Staumauer auch wirklich absolut dicht ist. Dazu ist ein *Mischungsverhältnis von 350 Kg Zement auf den Kubikmeter* und unter gewissen Umständen der Zusatz verschiedener Materialien erforderlich, die die Masse völlig formbar und gleichmässig gestalten.

2. — Um grosse Volumenveränderungen vorzubeugen sind Bruchsteinmauern an solchen Plätzen reinen Betonmauern vorzuziehen, wo geeignetes Steinmaterial vorhanden ist und sich die Ausführung auf sichere Art und zu normalen Kosten herstellen lässt.

3. — Wo Beton den Hauptteil der Konstruktionen ausmacht und nicht als Gewölbe ausgeführt wird, ist grosses Gewicht auf zweckmässige Konstruktion zu legen, besonders betreffs der erforderlichen Ausdehnungsfugen und eine für die Wasserbauten geeignete Zementsorte.

4. — Für Staudämme, die besonderen klimatischen Bedingungen ausgesetzt sind, sind Vorsichtsmassregeln zum *Schutz* der dichten Teile der Mauer gegen eine zu schnelle Austrocknung und plötzliche Temperaturschwankungen zu ergreifen. Hierzu wird empfohlen, die Wasserseite mit einer besonderen Schutzschicht zu bekleiden, zumindest den Teil der Mauerbekleidung, der den jährlichen Wasserspiegelschwankungen unterliegt.

Zum Schutz der Luftseite *gegen Frostschäden* wird empfohlen, die Staumauer mit einem geeigneten Beton zu bekleiden, der widerstandsfähig und verwitterungsbeständig ist. Unter gewissen Um-

ständen ist es empfehlenswert, eine besondere Schutzschicht dicht am Fusse der Mauer oder auch an anderen Stellen anzuordnen, wo die Luftseite für Durchfeuchtung ausgesetzt ist.

---

## INHALTSVERZEICHNIS

---

Einleitung .....	185
<i>Bericht über die gehaltenen Referate :</i>	
Referat von Link (Deutschland) .....	186
—    Eggenberger und Zwygart (Schweiz) .....	188
—    Fiedler (Tschecho-Slowakei) .....	189
—    Sandeman (England) .....	190
—    Gröner (Norwegen) .....	191
—    Westerberg (Schweden) .....	191
<i>Ausführungen des Referenten :</i>	
Die Bedeutung der Wasserundurchlässigkeit .....	192
Humus im Sand .....	195
Schädliche Stoffe im Wasser .....	195
Die Art der Zerstörungen an Staudämmen verschiedener Bauweisen .....	196
Die Selbstdichtungsfähigkeit des Wassers .....	196
Dichte Staudämme verschiedener Bauweisen .....	197
Frostschäden .....	197
Zusammenfassung .....	198

---



## DETERIORATION BY AGEING OF THE CONCRETE IN GRAVITY DAMS

By **Axel EKWALL**

*Chief Engineer of the Royal Board of Waterfalls,  
Lieutenant-colonel of the Royal Corps of Civil Engineers,  
Sweden.*

---

The International Commission on Large Dams has placed on the agenda the question of the deterioration of the concrete in gravity dams in Scandinavian countries, especially Sweden and Norway. At the Sectional Congress of the World's Power Conference at Barcelona, in 1929, I presented a very short abstract on this subject, in a special report. For the past ten years, it has been noticed in the above-mentioned countries, that the concrete of the dams decomposes more and more from the harmful effects of seepage, which dissolves and carries away the hydrated cement lime, and also owing to the harmful action of frost. The first signs of deterioration became evident by the downstream surface becoming moist or leaking, and becoming covered with precipitate of lime, the concrete crumbling completely where deterioration had taken a firm hold and especially at the concrete joints. Deterioration due to frost was especially evident in concreted parts where there were frequent variations between frost and thaw. The decomposed concrete can be recognised by its pumice-stone appearance.

A great deal has been learned by inspections and research work carried out in different countries on this point, but there are still many problems unsolved, before we shall reach a point where we shall know how to carry out lasting concreted hydraulic constructions with a complete measure of certainty. For future schemes, it is most important to be able to gather together and compare the data of dam constructions, carried out in different ways and exposed to varied external actions. We are therefore glad to learn that reports, although small in number, contain the results of research work done on numerous dams of different age, and, moreover, constructed and carried out in various ways.

The following reports have been submitted :

LINK (Germany) : « Altersschäden an Staumauern aus Bruchsteinmauerwerk oder Beton ». (Deterioration by ageing of dams made of rubble masonry or concrete.)

H. EGGENBERGER and A. ZWYGART (Switzerland) : « Alterserscheinungen bei dem in Staumauern des Schweiz verwendeten Beton » (Decomposition by ageing of the concrete used in Swiss dams).

Jul. FIEDLER (Czechoslovakia) : « Zerstörung des Betons durch Alterung in Talsperredämmen nach dem Stützmauerquerschnitt » (Deterioration by ageing of the concrete in gravity dams.)

Edward SANDEMAN (England) : « Deterioration by ageing of the concrete in gravity dams ».

Chr. F. GRÖNER (Norway) : « Method for repair and preservation of dams as used at the Ringedalsdam, A/S Tyssefaldene, Hardanger, Norway ».

G. WESTENBERG (Sweden) : « Deterioration by ageing of the concrete in gravity dams ».

LINK emphasises the fact that German dams differ from others, on the one hand because a watertight layer is used, and on the other, by reason of the materials employed in the mass of the dam itself, the watertight layer and in the coating. Generally speaking, German gravity dams are coated half way up the up-stream side. Moreover, the coating is covered with two bituminous coats. The covered surface is protected by an embankment sloping at 1 : 1 3/4. When the concrete was poured, the upper half of the up-stream surface was drawn back by 60 to 90 cm and covered at this place with the same coating, which was then protected by a stone facing 60 cm thick. Behind the watertight layer the wall is drained by vertical pipes.

With regard to construction materials, Link states that most of the German dams are made of stones placed in mortar, to which is added a generous allowance of trass and generally lime as well. Pure cement mortar or hydraulic lime has rarely been employed. Trass has also been used as the material added in dams known as concrete dams, both for the concrete itself and for the watertight layer, the coating and the stone masonry forming the facing. The good result thus obtained is attributed to the addition of the trass, because the silicic acid binds the free lime.

It has been observed that bituminous facings do not afford

protection for a very long period where surfaces are exposed to the action of water.

The surfaces coated at the upper part of the up-stream side frequently reveal cracks caused by frost. On the other hand, the surfaces under water during the greater part of the year, are — with a few exceptions — in good condition.

Link thinks that the deterioration of the dams described is not caused principally by water attack. On the contrary, he states that the decomposition of the concrete is due to temperature variations, snow and frost. Efflorescence occurs principally on the up-stream side, near the water level. Here the coating comes away and the joints of the stone dressing are eaten away. Deteriorations caused by frost have even been noticed on the down-stream side. These latter are found principally at the lower parts of the dam. It is thought that this deterioration at the bottom is caused by the fact that snow remains on the lower parts of the dam and wets them, and that the better condition of the upper parts is due to the fact that the reservoir is seldom quite full. The efflorescent concrete, which is very porous, is said by Link to resemble a petrified mushroom.

It has also been noticed that on the aerated surface of several masonry walls, the mortar of the joints has deteriorated to a depth of from 10 to 15 cm.

In Germany, masonry walls are — as a rule — well preserved, whereas concreted dams have noticeably deteriorated, especially at the joints on the down-stream side. A stone facing is said to be advantageous, as it prevents frost from decomposing the concrete. It is advisable to repair concreted works that have become deteriorated, with a stone facing on both the upstream and down-stream sides.

From the point of view of impermeability and resistance offered to water by the mass of a masonry wall properly so called, the same results have been obtained for walls built with a cement mortar mixed with lime, as for those constructed with cement mortar mixed with trass or lime mortar mixed with trass.

EGGENBERGER and ZWYGGART describe in their report the experiments made with the large Swiss poured concrete dams at Barberine, Rempen and Schräb, which were constructed about 8 years ago.

The Barberine concrete gravity dam has a maximum height of 79 metres and a cubic concrete content of 206,000 m<sup>3</sup>. The downstream side is faced with stones. The upstream side, of poured concrete

was made without a watertight layer at the part comprised between the top and fifteen metres below. The remainder of the upstream side is protected by a watertight concrete layer, from 0,6 to 1,2 m. thick, containing 300 kilos of cement per m<sup>3</sup>. The principal mass of concrete comprises a dosage of 180 kilos of cement and 20 kilos of slaked lime per m<sup>3</sup>.

The Rempen dam, containing 21.000 m<sup>3</sup> of concrete, is 31,5 metres high. The dosage employed is 200 kilos of cement per m<sup>3</sup>. Up to 11 % of covered stones is added to the very wet concrete.

The Schräh dam is 110 metres high and contains 236.000 m<sup>3</sup> of concrete. When the work was in hand it was planned to finish off by facing the downstream side. This facing was not made, and the acrated side was carried out in concrete with the normal dosage for this dam, i. e., 189 kilos of cement per m<sup>3</sup>.

The upstream side is protected by a watertight layer two metres thick with 300 kilos of cement per m<sup>3</sup>.

The laying of the concrete was effected by means of spouts. In the report it is pointed out that the transportation distance to the lower parts of the Schräh and Barberine dams was perhaps too great to permit of the concrete being carried by spouts without the materials becoming separated.

Damage due to frost was already apparent four years after the completion of these dams. This covered large surfaces, so that it became necessary to carry out extensive repairs. It was estimated, from samples taken from the concrete, that generally speaking, the deterioration penetrated to a depth of one metre. It was only at 1,50 m deep that concrete was found of the strength provided for, with regard to the dosage employed. Inspection revealed that the lower parts of the downstream side were more damaged by frost than the other outside and inside parts of the dam. Nevertheless, the concrete was intact at a depth of 30 to 40 cm below ground, as was the case in the inspection galleries and in the parts that were richest in cement on the upstream side. It was noticed that deterioration increased with the degree of saturation of the concrete. In like manner, it was thought that the decided deterioration at the bottom of the downstream side was caused by the snow remaining there for a considerable time during the year. The absorption of water consequent upon the greater porosity of poured concrete reduces its resistance to frost. Yet a poured concrete with 300 kilos of cement per m<sup>3</sup>, proved to be resistant to frost. After eight years the resistance to compression was 300 kilos per square centimetre.



In the case of dams to be constructed in countries having a rigorous climate, it is advisable to protect the poured concrete of the upstream side by a facing of natural stone or watertight concrete.

Jul. FIEDLER relates some experiments made on a masonry wall, 53 metres high, with a total cubic capacity of 390,000 m<sup>3</sup>, the quantity of mortar employed being 133,000 m<sup>3</sup>. The mortar, made up in proportions of 1 : 1 : 6 was composed of Portland cement, lime and sand. The upstream side was covered with a layer of three centimetres of cement mortar, dosage 1 : 2. The coating was smoothed off and covered with three bituminous and watertight coats. This impermeable surface was then protected by a wall 0.8 m thick, built with a richer mortar.

At two metres from the upstream side, the dam is drained by tile drains placed two metres apart on the surface and six to eight metres apart at the bottom of the dam. These drains run out into a pit on the downstream side.

During the construction work precipitates of lime were already noticed in the drains, and it was expected that little by little the pores of the wall would fill up and become watertight. But this was not the case. Every fortnight the volume of leakage was reckoned and twice a year chemical analyses were made. In comparing the quantities of water seeping through the dam and the lime content, it was calculated that during the 15 years that it has been in operation, the dam has lost 130 tons of CaO, which corresponds to a cubic increase of the pores of 100 m<sup>3</sup>.

Fiedler emphasises the importance of the concrete of dams being watertight, and is of opinion that during construction work the concrete should be tested continually with regard to its impermeability.

Edward SANDEMAN gives an abstract of the condition of some English dams. This report is based on the results of inspections carried out at numerous dams made of Portland cement concrete. All the dams, with one exception, are gravity dams. The surface layers were made in different ways. Amongst the facings employed we would mention rich poured concrete, large round stones in concrete, blocks of poured concrete, brick and cut stone in cement mortar. The latter, made with 20 mm joints, are most generally employed in England. The inside parts of the dam are generally made with or without coated stones. There has so far been no necessity to carry out extensive repairs, although several of these

dams were built more than thirty years ago. Only once has the interior of a dam been examined, viz. Burrator, constructed in 1893-98. When it was raised thirty years later, nothing was discovered that could point to deterioration similar to that reported in connection with Swedish dams. The coated stones were still covered with concrete and adhered strongly every-where. There was no case of water having penetrated through the joints. The same kind of granite was used for the cut stone of the facing and the crushed macadam for the internal concrete. The dosage of the concrete was 1 : 2.5 : 2.5.

Sandeman wonders whether the cracks and the resultant percolation are not caused by the greater heat which is developed by new cements made in rotary furnaces, which, owing to their finer granulation, harden quicker.

See the following treatises :

« The corrosive attack of Moorland Water on Concrete », by Halcrow, Brook and Preston.

« Notes on Concrete exposed to a Moorland Water », by Chapman.

In the first of these treatises, certain experiments are quoted, showing that aluminous cement is less affected by acid water than Portland cement.

Chr. G. Grønen gives an account of an interesting and successful repair carried out on the Ringedal dam in Norway. In connection with concrete deterioration, it is first of all stated that this appears in similar ways and can be recognised by the fact that certain parts crumble whilst the construction in the immediate neighbourhood remains practically intact. Watertight concrete changes very little. It is pointed out that when concrete has been rendered porous owing to bad laying, deterioration commences as soon as the work is put into service.

Owing to the dissolving out of the cement, the Ringedal dam, which is one of the largest dams in Scandinavia, became more and more permeable. In 1928 a company making a speciality of this kind of work made a very careful injection of cement. The result was not satisfactory. Infiltration had evidently made the pores of the concrete dirty, so that the mass injected merely filled the cavities without becoming attached to them.

Steps have now been taken to stop the deterioration in an effica-

cious manner. In front of the dam a thin slab of reinforced-concrete had been erected, resting on horizontal concrete posts against the main body of the dam. The slab and posts are so constructed that the movements due to the action of the temperature and shrinkage can take place independently of the main body of the dam.

In his report, WESTERBERG gives an account of the different points of view, which, at various epochs, have decided upon the way in which concrete should be prepared. It was frequently imagined that good resistance values, obtained with tamped concrete, were a guarantee for the other properties of the concrete. Experiments made later completely reserved this reasoning. For different reasons, tamped concrete, thin and only slightly wet, was found to have poor watertight qualities. This was the unhappy cause of the deterioration of the work, for the water filtering through the concrete, dissolved the lime in the cement. The speed of deterioration depends firstly, on the rate of the water seepage and secondly, on the properties of this water.

To ascertain the substances dissolved in the water filtering through the concrete, chemical analyses of the leakage water were made from dams built in different ways, constructed at different epochs and situated on varied watercourses. The analyses proved that it was more especially the hydrate of lime that dissolved.

In presence of carbonic acid, the hydrate of lime is turned into carbonate of lime, which is practically insoluble. For this reason, it is considered advisable, in order to maintain a dam in good condition, subjected to water pressure on one side, to facilitate the drying off of the downstream facing, in presence of the carbonic acid in the air.

The manner in which deterioration is produced, indicates the importance that must be attached to securing a homogeneous concrete in these works, subjected to water pressure on one side only. At the present time, one is more and more convinced of the important part played by impermeability with regard to the life of the work.

In the report a short outline is given showing the processes that have been found by practice to be the most favourable for producing a homogeneous and watertight concrete. In like manner, the last part of the report contains a description of the different methods for repairing damage arising out of water infiltration. Finally, it is mentioned that the Royal Water-power Administration (Sweden) has employed a cement rich in silicat, at its Vargön

installation. This possesses greater resistance to water, takes longer to set, and shrinks less than Portland cement. The heat evolution during hydration is not so intense and takes place more slowly. This cement also possesses satisfactory resistance properties.

#### REPORTER-GENERAL'S STATEMENT.

##### *The importance of impermeability.*

The reports presented confirm indirectly or directly that the *technique of dam construction is founded principally on the question of impermeability*. German and English dams are nearly all in a good state of preservation thanks to their impermeability.

In *Germany*, concrete has been rendered watertight by the addition of trass and lime. These two materials render the concrete much more workable and consequently more homogeneous. Nevertheless, one wonders if trass is capable of binding a large proportion of free lime so as to form combinations that are only slightly soluble. Swedish tests on this point have clearly demonstrated that this binding takes place on a very reduced scale.

In *England* the concrete has been made watertight by means of rich dosages. The dosage 1 : 2.5 : 2.5 quoted by Sandeman corresponds almost exactly to the dosage of 350 kilos per m<sup>3</sup>, which in Sweden is considered quite sufficient to be employed in construction works subjected to unilateral water pressure.

It has frequently been emphasised that the best results that have been obtained in *Germany* and *England* in comparison with experience in *Scandinavian* countries, are due principally to the *smaller aggressivity of the water*. Seeing — according to the reports — that the deteriorations in *Germany* and *England* are principally due to frost, it may indirectly be coluded that there has been no infiltration in the dams described. Consequently, the differences of aggressivity of the water (measured, for example by the PH concentration) cannot play an important part. The damage mentioned, due to frost, is quite characteristic, and confirms Swedish experience in connection with dams exposed to frequent alternations of frost and thaw.

The authors of the report dealing with the large gravity dams at Barberine, Rempen and Schräh in *Switzerland*, attribute the somewhat speedy deterioration that has been noticed, principally to the effect of frost. Nevertheless, it may be supposed for several rea-

sions that these deteriorations are to a great extent equally due to the giving off of lime. Experience in Sweden has more particularly proved that a concrete with a 180-200 kilos cement content per m<sup>3</sup> is not impermeable. The progress of the deterioration of Swiss dams quite corresponds, with regard to rapidity, to the results obtained in Sweden in this connection. But it does not agree with experiments made solely from the point of view of the action of frost. The good condition of the concrete to a depth of a metre and a half (below the upstream face) may probably be explained by the fact that the water, during its passage through the outer layers of concrete, becomes saturated with hydrate of lime, and consequently cannot dissolve any more lime. After four years the deterioration has penetrated to a depth of 1.5 metre, but little by little it will probably penetrate deeper into the main body of the dam.

Experience in *Czechoslovakia* in connection with a masonry dam, described by Fiedler, confirm the danger existing on account of the giving off of lime, for a dam that has not been made watertight from the outset. In spite of the fact that a watertight layer unaffected by frost has been carefully put in place, a great quantity of water filters through. Surface cracks have probably been caused by the dilatations and shrinkages of the surface layers, brought about by the effect of changes in temperature and alternations between a damp and dry state. The water has penetrated through these cracks as far as the vertical drains. With piping it was intended to protect the parts of the wall where the greatest pressure occurred, due to the weight of the water. Up to a certain time the drains worked satisfactorily. But, on the other hand, this arrangement helped the penetration of the water through the parts in front of the drains, for the water, which could freely run off by the drainage pipes does not prevent fresh quantities of water from penetrating into the dam. By reason of this fact, it is difficult to agree with the author, who thinks that deterioration would not have taken place, if the system of drainage had been made more efficacious by multiplying the drains.

Apart from damage due to frost, the *deterioration of the concrete of Swedish dams* proceeds from the action exerted by the water proper if the concrete is permeable from the outset. By this action, the hydrate of lime, freed at the moment of hydration, is dissolved and carried along by the filtering water. On this point, it would be helpful to quote some decisive factors for obtaining a watertight concrete, factors which had been overlooked during

the carrying out of many Swedish hydraulic structures, which have since deteriorated.

These factors are :

- The dose of cement in the concrete,
- the workability,
- the purity of the sand.

The first two factors are closely linked together. Experiments made have proved that to obtain a watertight concrete, the dosage should be generally about 350 kilos of cement per m<sup>3</sup>.

If however, owing to some material added, or by reason of a better granulation of the sand, the concrete is rendered *more workable*, a somewhat smaller quantity of cement can be used ; this is, of course, provided that the work under course of construction can be carefully checked. At the present time, at the Hydraulic Power Stations of the Swedish State, a minimum dosage of 325 kilos of cement per m<sup>3</sup> is demanded for watertight concrete. By workability I meant a concrete of homogeneous mixture, flowing slowly, and sufficiently solid to avoid segregation.

#### *Humus in the sand.*

First amongst the harmful *impurities* existing in the sand, comes humus. In the sand, humus exists either in the form of an insoluble skin surrounding the grains of sand, or as free particles, more or less soluble in water. In the first case a small quantity of humus is enough to change the impermeability of concrete. If slides are examined under the microscope, such humus impurity appears like a dark brown line, surrounding the grains of sand. Outside this line a thin space is often seen, which shows that the cement is not adhering to the grains of sand and that there are the beginnings of a state of porosity. On the other hand, it has been noticed that a small quantity of humus in the form of free particles has very little influence on the impermeability of the concrete, but seeing that there is as yet no absolute certainty on this point, it is better not to use sand for hydraulic construction purposes. In any case a humified sand must not be used if the time required for setting is unduly prolonged.

#### *Harmful substances in the water.*

The reports presented give no precise information about the variations of the content of *harmful substances* in different waters.

Research work has shown that, in the waters of Swedish rivers, these substances exist in minute quantities, and that in a particular case, where an increase in sulphuric acid content was suspected, coming from the drains of sulphate and sulphite works, analyses showed that even here the quantities of this acid were too small to have any harmful effect on the concrete. It has sometimes been suggested that the deterioration of concrete is attributed to the large carbonic acid content in water. This hypothesis is based on experience in cases where deterioration of the concrete appears to have been caused by subterranean water rich in carbonic acid. In lakes and rivers where the water is moving, and where the water and air continually exchange carbonic acid, the quantity of carbonic acid is so small that probably it cannot act on the concrete to an appreciable degree.

*The nature of deteriorations of dams built in different ways.*

In spite of the progress made by deterioration, due to the decomposition of the cement being always the same, it is possible to distinguish two slightly different manifestations, depending upon the way in which the concrete is prepared. The first happens with *tamped concrete* and is characterised by the fact that the deterioration is limited principally to horizontal layers between which the concrete remains hard. The second kind of deterioration is revealed in poured concrete, which has not been sufficiently dosed with cement. Such concrete is homogeneous but porous, and gives rise to an infiltration that is evenly distributed over the whole dam.

*The staunching ability of water.*

Deterioration can only continue if the water constantly filters in. Consequently, if, *in any way*, for example, by means of particles of silt or sed-weed, penetrating into the pores of the concrete, the latter become stopped up, *infiltration will stop* and the process of deterioration will stop as well. Melted snow from mountains, river and lake waters in cold countries, possess less weed vegetation than the waters of hotter countries, or where watercourses pass through densely populated districts ; it is possible that this is one of the causes helping to make deterioration greater in Northern countries and Switzerland, than in Germany and England.

*Watertight dams built in different ways.*

A dam made with thin concrete of sufficient resistance, protected by a *watertight layer*, which really does its work of preventing the water from penetrating, can be considered as a *thoroughly sound construction*, practically *permanent*. Nevertheless, it is difficult to obtain an efficacious watertight layer in direct juxtaposition to the concrete, and especially in the case of a regulating dam, which easily dries up on the face when it is not washed by the water. During the period of low water in the winter, the drop in temperature and drying-up all help to cause cracks in the watertight layer.

Gröner has constructed a *completely watertight slab* which he has described in his report. This is a thin vertical wall, made of watertight concrete, which is placed in front of the dam at such a distance that the slab can *freely dilate and contract*, and leaves enough space for permitting inspection behind it.

A dam *entirely constructed of watertight concrete* offers great resistance to water. Of course, it may happen owing to shrinkage and temperature variations, that localised cracks occur, through which the water filters and dissolves the cement. But it has also been noticed that the damage does not in any way progress in the wall, remaining — on the contrary — strictly localised. If, on the other hand, too lean a concrete be used, it is impossible, in spite of the most careful construction work, to prevent water infiltration, which after a few years, may have a harmful effect on the whole work.

*Damage due to frost.*

The second cause of damage *desintegration by frost*, has sometimes been found greatest with rich concrete. There are numerous examples of this dissolution in the mortar of joints, facings of smoothed cement, and rich concretes almost directly exposed to frost. But, on the other hand, a good unfinished concrete is very rarely damaged by frost. It seems that the fact may be explained in this way. The pores of the coating and the mortar of the joints are for the most part *capillary*. They become stopped up by frost, so that the water which is inside breaks up the concrete below, when the frost penetrates deeper.



*Recapitulation.*

It has been stated above that it is difficult to obtain gravity dam construction work that is durable and quite free from cracks. The splits are at first very minute, but little by little they may cause important deteriorations owing to the solution of the lime. The good results obtained in Germany and England with *masonry dams* are especially worthy of examination, because they show that a very slight variation in the volume of the material is *one* of the causes whereby appreciable deterioration has not been noticed in these countries.

Difficulties in a massive construction are caused by *internal tensions*, due to the hygrometric conditions and temperature not being the same on the surface of the dam as they are in its interior.

To reduce the elevation of temperature during hardening, a cement richer in silicates than ordinary Portland cement has begun to be used in Sweden. This new cement is slower in setting, and has a lower hardening temperature. This « *hydraulic cement* » may be considered as quite suitable for concrete structures subjected to a unilateral water pressure.

Furthermore, *all construction measures* are to be recommended that reduce the danger of cracking, caused by internal tensions ; for example, dilatation joints placed and executed in a suitable manner are to be recommended. As this problem is more a matter for question I b, I shall not go any further into it.

From the report on German and Swiss dams we gather that it is very important, especially for dams with considerable variations of water level, to protect the *watertight layer* on the upstream side against *the effects of wide variations of temperature and moisture*. To shelter the watertight layer it can be covered with a special and protecting layer made of concrete or natural stone.

With regard to the precautions to be taken against *damage* on the downstream side, *due to frost*, this is not generally to be feared if the concrete is rendered watertight with suitable materials. In a contrary case, it is advisable to employ a protective layer against frost. This is specially recommended at the foot of the dam, which is frequently wet, and in other parts of the downstream face, where the concrete is affected by frost, when thaw alternates with frost.

As result of the examination of the reports presented to the Congress, the Reporter-General deems it his duty to propose the following *conclusions* :

1) It is of the greatest importance that the watertight layer of the dam be really and truly watertight. This demands a *dosage* of 350 kilos of cement per  $m^2$ , and, under certain circumstances, the addition of certain materials that will render the mixture completely workable and homogeneous.

2) In order to reduce extremely wide variations in volume, it is preferable to make use of stone *masonry* instead of concrete especially in places where suitable materials can be found, and where the construction work can be carried out in perfect safety and for a reasonable price.

3) In a case where *concrete* must form the principal part of the work, and where the latter is not in the form of an arch, it is very important that cement suitable for hydraulic construction work be used and that sound *construction work* be secured, especially with regard to the necessary dilatation joints.

4) For dams subjected to special climatic conditions, precautions should likewise be taken for *protecting the watertight layers of the dam* against a too rapid drying and against abrupt changes of temperature. For this reason it is recommended to cover the *upstream side* with a special and protective layer. At least that part of the face of the dam which corresponds to the annual variations of water level should be protected.

To protect the *downstream side* against *deteriorations due to frost* it is recommended that the dam be built with a suitable concrete, resisting and unchangeable when subjected to weather conditions. Under certain circumstances it is advantageous to carry out a special protective layer close to the foot of the dam or at other places where the downstream surface is liable to become soaked.

---

CONTENTS

---

Introduction .....	203
<i>Review of the reports presented :</i>	
Link's report (Germany) .....	204
Eggenberger and Zwygart's report (Switzerland) .....	205
Fiedler's report (Czechoslovakia) .....	207
Sandeman's report (England) .....	207
Gröner's report (Norway) .....	208
Westerberg's report (Sweden) .....	209
<i>Reporter-General's Statement :</i>	
The importance of impermeability .....	210
Humus in the sand .....	212
Harmful substances in the water .....	212
The nature of deteriorations of dams built in different ways ..	213
The staunching ability of the water .....	213
Watertight dams built in different ways .....	214
Damage due to frost .....	214
Recapitulation .....	215
Conclusions .....	216

---



COMMISSION INTERNATIONALE  
DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

---

**1<sup>ER</sup> CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES**

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 1a

RAPPORT n° 48

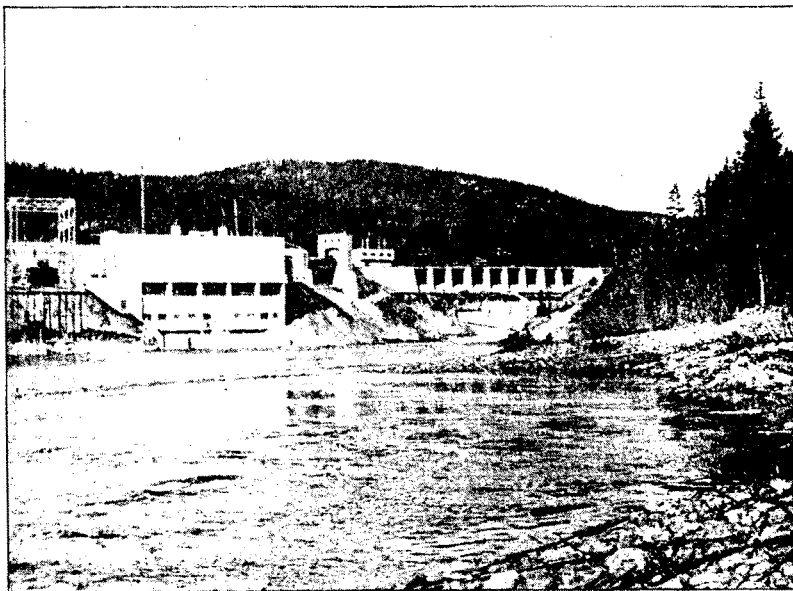
---

---

**Blast furnace cement concrete at the Grönvollfoss  
Hydro-electric Development, Telemark, Norway**

by O. ROLFSEN, Civil Engineer

---



This paper presents report read to the members of W.P.C. section Grands Barrages at the visit at Grönvollfoss 9/7 1933.

The concrete structures in the Tinne River have not proved as durable as desired when carried out by means of the Portland cement. The water in the river is very pure and contains some carbonic acid. The deterioration of the structures has generally started where cracks have occurred the penetrating water having solved the free lime of the Portland cement liberated during the hydration. Temperature changes in connection with the leaking water do their work to such an extent that after 15 to 20 years the structures are no pleasure to the eye.

The development of the Portland cement during the last 20 years has not been favourable to the construction of massive structures. The common Portland cement of to-day has a great initial strength and comes very high in compressive resistance. The tensile strength is, however, not increased to the same extent as the compressive. The quick hardening of the cement is caused by the high contents of lime. As lime however develops heat during setting, this is a doubtful feature in connection with massive structures.

This view is now generally being accepted that cement for large structures has to be differentiated and specially produced. For massive structures and in sea water other types are required as for housebuilding.

As this concern should start its work at the development of this site, we found that we could not go on with use of common Portland cement for these structures containing about 50,000 cub. y. of concrete of which the greater part could not be repaired without large difficulties.

The disadvantageous features of the heat development of the Portland cement is also acknowledged in U. S. A. Here the manufacturers now are trying to replace the heat generating constituents by such low in heat, although knowing that these measures in many ways are reducing the strengths of the cement. The specifications of the cements for the Hoover dam are showing quite a new picture in limiting the strengthgiving constituents, the tricalcium silicates having the greatest heat generation during the hardening. To reduce the heat generation even a greater solubility is taken into the bargain allowing up to 1.5 % free lime.

In Germany and Italy for thousands of years volcanic ashes

have been added to the lime in order to make the mortar hydraulic and have proved very effective. Structures where these have been applied are after 2000 years still going strong.

In Germany they have found that in many respects the granulated blast furnace slag has even superior hydraulic properties to the so called Puzzolanas, and they have for years added slag to the Portland cement to make it more suitable for massive works and for structures needing a higher resistance against chemical agents. Also in sea water this admixture is most favourable. These properties were demonstrated by the work of Prüßing, Passow and dr. Grün, Düsseldorf.

In our case we found that a well burned Portland cement in connection with blast furnace slag should be the most favourable binding material. Treated in the right way this cement should show reduced heat generation and have a higher resistance against leaching than the best Portland cement.

We could not obtain this product from Norwegian manufacturers, and had therefore to buy Portland cement from a neighbouring mill and mill it at the place together with granulated blast furnace slag. In many ways this proved to be advantageous. From a practical construction point we have a flexible arrangement which allowed us to store considerable quantities of cement, clinker and slag in comparatively cheap sheds. The saving in bags and cheaper freights partly covered the erecting cost of the mill.

The type of cement produced was starting hardening after about 6 h. and having finished after 10 h. After run through the mills the cement was stored in silos for at least 4 days in order to obtain the 3 days tests. We were not after the high initial strength but arranged our production in order to obtain a compressive strength of 120 kg. = 1700 pounds after 3 days and 250 kg. = 3600 pounds after 7 days. The tensile strength was about 14 kg. = 200 pounds after 3 days and 23 kg. = 320 pounds after 7 days.

The proportion of slag to Portland cement was altered in order to obtain the above mentioned values. The contents of Portland cement varied from 25 to 37 % dependent upon the quality.

From the silos at the mill the cement was carried by screw conveyors over to the mixing plant and there added to the aggregates. The amount of cement applied pro cub.m. was 310 kg.

The aggregates surpassed the Fuller curve in regards to the medium grains. The water cement factor was 0,62 giving a plastic mass where the men could work without sinking more than a foot.

In order to obtain a homogeneous mass this mixture was applied throughout the whole construction.

The placing of the concrete was carried out by means of large derrick cranes and dumping buckets.

Parts of concrete later drilled out gave evidence that the concrete was very dense having a specific gravity of 2.45 — 2.47. The crushed rock had a gravity of 2.7. Microvoids were not to be observed.

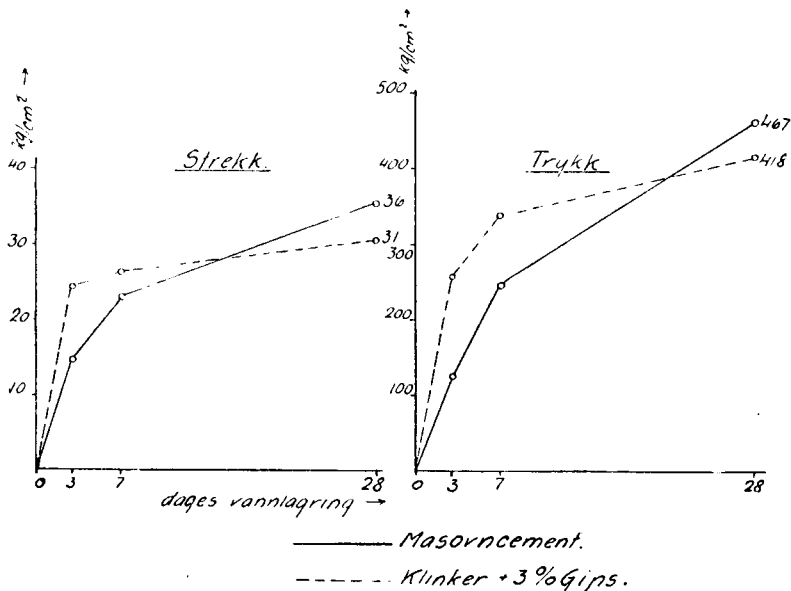
It was necessary to test the arriving clinker and slag very thoroughly. We therefore had to install a good chemical laboratory and also one for cement and concrete. Here we carried out our research work of which I will mention some points. As said before, our zeal was to procure a binding material with the highest resistance against leaching, and in order to reduce the number of cracks our cement should have a minimum heat development. We examined different slags and found several suitable to our work, which could, treated in the right way, procure a good binding material.

A good, well granulated blast furnace slag of the right basic composition gives favourable qualities to the Portland cement. Its soluble silica absorbs the liberated free lime, forming a calcium-silicate. Further, the calcium aluminium parts of the slag have latent hydraulic properties, which to some extent in right proportions increase the strength of the cement. But not all Portland cements are equally suitable for blending with blast furnace slag. To get the best cement it is necessary to have a well burned clinker.

The right way to test a slag is to study its properties in connection with different types of Portland cements. We have found that by an admixture of granulated slag the initial strength of a cement is reduced, but the after-hardening is considerably increased when added in the proportion of 65 % slag to 35 % Portland cement clinker. After 20 days the strength of the new mixture was generally equal to that of the Portland cement, and after 28 days it was even greater. After 6 months we have observed an increase of 25 % of the compressive strength of the Portland cement.



Diagram showing the monthly average January 1933 :



Strekk = tensile strength.

Trykk = compressive strength.

Masovncement = blast furnace cement.

Klinker + 3 % gips = Portland cement with 3 % gipsum.

Proportion between tensile and compressive strength after :

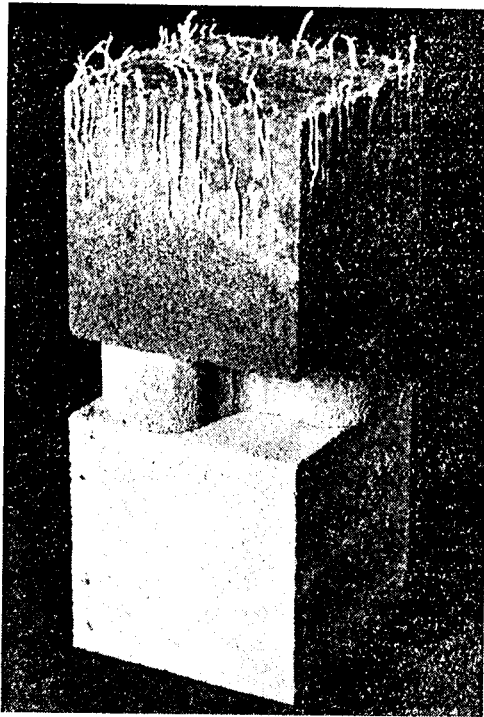
	3 days	7 days	28 days
Blast furnace cement .....	1 : 8,4	1 : 10,7	1 : 13
Portland cement + 3 % gipsum ..	1 : 10,4	1 : 13	1 : 14

Concrete strength :

7 days (7 cm. cubes)	28 days (20 cm. cubes)
98 kg./cm <sup>2</sup>	207 kg./cm <sup>2</sup>
1400 lbs/sq. in.	3000 lbs/sq. in.

The question is : How is this blast furnace slag absorbed by the hydration ? Is free lime liberated ? Leaching tests carried out by the Swedish Government geological Surveyor Dr. Assarson, have shown that our blast furnace cement has only 32 % of the

solution of a good Portland cement brand, which he has fixed as a base. When he takes the same amount Portland cement as by the base, and adds blast furnace slag, thus obtaining about three times the quantity of binding material, he obtains a lower solution, viz : 0,72 than for the Portland cement alone, viz : 100. This is a proof of the slag having fixed some of the lime of the Portland cement. We have also added slag to alcement and found the properties of the alcement are not changed by blending with the slag. If free lime was at hand, the alcement should harden immediately as when mixed with Portland cement.



To obtain a good blast furnace cement it is necessary to apply a well-burned clinker. We have had the opportunity to examine low-burned clinker, a sample which, however, satisfied the standards of different countries. Here we found cubes which stores under water showed a regular beard of stalacties. These stalacties have regular channels of carbonate of calcium observable under the microscope.

This picture shows 2 cubes. The upper with stalacties is low burned Portland cement. The lower without stalacties is of the same cement but added blast furnace slag.

This expulsion of lime caused by the osmotic pressure, leaves fine channels. That such a cement should not be applied for the construction of dams should be evident. This poor cement, however, is improved by adding slag. Where slag in sufficient quantities is added, we have seen no further occurrences of stalacties.

As to the heat development we have in connection with Professor Vogt of the Trondhjems Technical Highschool, Trondhjem, made a series of tests. These tests were started before we had seen anything about the research work carried out in connection with the Pine Canyon dam. The tests showed that the heat development of our blast furnace cement was only half of that which developed during hardening of common Portland cement. The low heat cement which is specified for the Hoover dam has about 60 cal. after 7 days, and 70 cal. after 28 days. Our cement has 40 cal. after 14 days against 90 cal. of the Portland cement.

Professor Vogt has in another paper, which I believe is read before this convention, given some specified details of his investigations in connection with dams. As a result I will mention that the increase of heat during hardening of a massive concrete structure, erected with modern speed by Portland cement, should be about 20 degrees, and by blast furnace cement 5,5 degrees. The heat expansion of a structure is 0,1 0/100 per degree C. The reduction of 20 degrees will, for a 10 meter structure consequently produce, after Hook, by a modul of elasticity of 200.000 kg./cm<sup>2</sup> stresses up to 40 kg. per square cm. or 570 lbs./sq.in. which is more than critical.

It is the lime in the Portland cement which generally causes the heat and also accelerates the hardening. A reduction in lime will therefore reduce the heat development as well as make the hardening slower. This slower hardening of the blast furnace cement we have found, is no drawback, but on the contrary, an advantage. Thus it was possible to cover large areas of concrete before it set and the speed of erection could be adjusted in such a way that whole sections could be erected with only 2 or 3 horizontal joints, giving monolithic blocks up to 30 feet high.

In our concrete laboratory we have tried differend mixtures to

test the impermeability of the concrete, with the result that we have found that our cement is in no way second to the Portland cement. Generally it is considered that the finest grains give the highest danger of driving. When slag is added the danger of driving is avoided.

During the work we have found that the Portland cement was a little more plastic than the blast furnace cement, and that we consequently needed more water to make the later work to the same extent as the former. We found, however, that considerable quantities of water segregated in the forms. In fact, it was necessary to remove considerable quantities of water every day. These quantities proved to be greater than the higher water cement factor necessary for the blast furnace cement than for the Portland cement. We have made some comparisons between Portland cement and blast furnace cement in concretes composed of the same aggregates. We have found that the Portland cement concrete absorbs about 2,3 % water and the blast furnace cement concrete about 2,2 %.

---

As a conclusion I shall emphasize our view in the following points :

1° As the present type of Portland cement has a high content of lime which liberates free lime during hydration, it is not safe to apply this material for dams and massive structures and in sea water in its present form.

2° To alter its constituents will not effect a general improvement. A reduction in heat development will also cause a higher solubility and reduction of strength.

3° The best way to improve the Portland cement for the above mentioned constructions is by an admixture containing soluble silica in connection with calcium aluminates. This may have a favourable effect both on the heat development, the resistance against solution and increase the afterhardening of the cement.

4° As the resistance against solution is of the greatest importance it is a capital thing to apply a well burned Portland cement. It should therefore be advisable to standardize the burning degree of the Portland cement as well as its chemical composition.

5° As the most suitable admixture for the Portland cement we have found well treated granulated blast furnace slag.

---

The construction of the hydro-electric development at Grönvolfoss is now completed. The dams are erected without any cracks. The applied cement has shown a heat development of about 40 % of that of the Portland cement. Its insolubility is 3 — 4 times as high as that of the Portland cement, and its afterhardening is increased to such an extent that after 6 months the strength is about 25 % higher than that of the Portland cement. In the application when treated correctly we have found no harming features.

We think therefore that the applied cement has served its purpose.

---



**COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES**  
**DE LA CONFÉRENCE MONDIALE DE L'ÉNERGIE**

---

**Compte Rendu in-extenso de la Discussion**

---

*Réunion Technique du 1<sup>er</sup> Juillet 1933 à Stockholm*

---

*Le Président :* (M. GRUNER).

Meine Damen und Herren,

Ich erkläre hiermit die Sitzung eröffnet.

Wir haben uns entschlossen, die Fragen 1a und 1b zu gleicher Zeit zu behandeln. Es sind dies Fragen, die ineinandergreifen. Die Zerstörung des Mauerwerks hängt in gewisser Beziehung von den inneren Spannungen und diese wiederum zum Teil von den chemischen Vorgängen ab. Aus diesem Grunde sollen auch die beiden Fragen zusammenhängend heute behandelt werden. Die beiden Herren General-Berichtersteller werden nacheinander sprechen und es steht dann den verschiedenen Rednern frei, beide Fragen gleichzeitig zu behandeln oder nur eine einzelne. Zum Schluss werden zwei Kommissionen ernannt, um für die Fragen getrennt die Entschlüsse vorzubereiten.

Es sind zu verteilen der soeben eingetroffene Generalrapport von Herrn Ekwall in französischer und englischer Sprache, sowie ein Bericht von Herrn Professor Ludin. Das Buch von Herrn Professor Lugeon « Barrages et Géologie » wird in Zirkulation gesetzt, falls sich jemand dafür interessieren sollte.

M. EKWALL :

Monsieur le Président,

Les expériences faites dans de nombreux pays ont montré qu'on a souvent été déçu au sujet de la résistance des constructions hydrauliques, soumises à une pression unilatérale d'eau. Les effets néfastes sont généralement les mêmes, que la hauteur de l'eau surélevée soit très grande ou relativement modérée. Quoiqu'en général la hau-

leur des barrages exécutés en Suède soit peu élevée en comparaison avec celle de plusieurs autres pays, les expériences obtenues dans notre pays peuvent être comparées à celles de l'étranger.

C'est donc avec une grande satisfaction que les techniciens de barrages en Suède ont pu constater qu'une des questions du premier Congrès des Grands Barrages était consacrée à l'étude de la détérioration, par vieillissement du béton. Les six rapports présentés, provenant d'autant de pays différents, sont tous très intéressants, et dans le Rapport Général j'ai d'abord donné une description concise du contenu de ces rapports pour essayer ensuite d'examiner soigneusement les exposés faits. Mon examen se résume comme suit :

Les rapports présentés confirment (page 8 dans le texte français) indirectement ou directement que la technique des travaux des barrages est fondée principalement sur la question de l'imperméabilité. Les barrages allemands et anglais se sont conservés presque tous grâce à leur imperméabilité.

En Allemagne, le béton a été rendu étanche par addition de trass et de chaux. Ces deux matières ajoutées rendent le béton bien plus facile à travailler et de suite aussi plus homogène. Cependant, on se demande si le trass est capable de lier une partie importante de la chaux libre pour en former des combinaisons peu solubles. Des essais suédois à ce sujet ont notamment démontré que cette liaison se fait sur une échelle très réduite.

En Angleterre on a rendu le béton étanche grâce à des dosages riches. Le dosage 1:2,5:2,5, qui a été cité par M. Sandeman, correspond presque exactement au dosage de 350 kg de ciment par m<sup>3</sup>, c'est-à-dire celui qui, en Suède, a été considéré comme tout à fait suffisant pour être employé dans des constructions soumises à la pression d'eau unilatérale.

Souvent, on a souligné que les meilleurs résultats, qui ont été obtenus en Allemagne et en Angleterre en comparaison avec les expériences faites dans les pays scandinaves, sont principalement dus au plus petit pouvoir d'attaque de l'eau. Puisque, selon les rapports, les détériorations en Allemagne et en Angleterre sont principalement dues à la gelée, on peut indirectement en conclure qu'il n'y a pas eu d'infiltration dans les barrages décrits. Par conséquent, les différences de pouvoir d'attaque de l'eau (mesurés par exemple par la concentration pH) ne doivent pas jouer un rôle important. Les dégâts cités, dus à la gelée, sont bien caractéristiques et confirment les expériences suédoises faites à propos des constructions exposées à des alternances fréquentes de gelée et de dégel.



Les auteurs du rapport concernant les grands barrages-poids de Barberine, de Rempen et de Schräh, en Suisse, attribuent principalement la détérioration assez rapide, qui y a été observée, à l'effet de la gelée. Cependant, pour plusieurs raisons il est à supposer que ces détériorations sont en grande partie également dues au dégagement de chaux. Notamment, les expériences faites en Suède ont prouvé qu'un béton de dosage de 180 - 200 kgs de ciment par m<sup>3</sup> ne peut pas être imperméable. La marche de la détérioration des barrages suisses correspond bien, au point de vue de la rapidité, aux résultats obtenus en Suède à ce sujet. Mais elle ne s'accorde pas avec les expériences faites, lorsqu'il s'agit seulement de l'action de la gelée. Probablement on peut expliquer le bon état du béton à une profondeur d'un mètre et demi (sous le parement amont) par le fait que l'eau, pendant son passage à travers les couches de béton externes, a été saturée d'hydrate de chaux, de manière qu'elle ne pouvait plus dégager de la chaux. Après quatre ans, la détérioration a pénétré jusqu'à 1 m. 50, mais peu à peu elle pénètre probablement plus profondément dans le corps du barrage.

Les expériences faites en Tchécoslovaquie à propos d'un barrage maçonné, relatées par M. Fiedler, confirment le danger qui existe à cause du dégagement de chaux, pour un barrage, qui, dès le début, n'est pas rendu étanche. Bien qu'on ait exécuté soigneusement une couche d'étanchement inaltérable à la gelée, il filtre beaucoup d'eau à travers ce mur. Probablement des fissures superficielles ont été causées par les dilatations et les rétrécissements des couches de surface, provoqués par l'effet des variations de température et des alternances de l'état mouillé à l'état sec. Par ces fissures, l'eau a pénétré jusqu'aux drains verticaux. Avec ces tubes on avait l'intention de protéger les parties du mur où se produisent les plus grands efforts de pression dus à la charge de l'eau. Pendant un certain temps les drains remplissent bien leurs fonctions. Mais, d'autre part, cette disposition favorise la pénétration de l'eau à travers les parties en avant des drains, car l'eau, qui peut s'écouler librement par les tubes de drainage, ne peut plus rester pour empêcher de nouvelles quantités d'eau de pénétrer dans le barrage. A cause de ce fait, il est difficile de comprendre l'auteur, qui considère que la détérioration n'aurait pas eu lieu, si le système de drainage avait été rendu plus efficace par multiplication des drains.

A part les dégâts dus à la gelée, les détériorations du béton des barrages suédois proviennent certainement de l'action qu'exerce l'eau proprement dite sur une construction qui est perméable dès le début.

Cette action consiste en ce que l'hydrate de chaux, libéré au moment de l'hydratation, se dissout et est entraîné par l'eau filtrante. A ce sujet, il serait utile de citer quelques facteurs prépondérants pour obtenir un béton étanche, facteurs qui ont été négligés au cours des travaux d'exécution de la plupart de ces constructions hydrauliques qui ont été détériorées. Ces facteurs sont :

- 1) La dose de ciment du béton,
- 2) La facilité de travailler la pâte de béton,
- 3) La pureté du sable.

Les deux premiers facteurs sont intimement liés entre eux. Des expériences ont prouvé que pour obtenir un béton étanche, il faut se servir en général d'un dosage d'environ 350 kgs de ciment par m<sup>3</sup>.

Cependant, si, grâce à une matière ajoutée ou grâce à une meilleure granulation du sable, le béton est rendu plus malléable, on peut se servir d'une plus petite dose de ciment, à condition d'exercer un contrôle sévère sur le travail d'exécution. Or, aujourd'hui, sur les chantiers de forces hydrauliques de l'Etat Suédois, on exige, pour du béton étanche, un dosage minimum de 325 kgs de ciment par m<sup>3</sup>. J'entends par malléable, un béton de pâte homogène s'écoulant lentement et suffisamment solide pour porter les matières de pierre.

Ensuite, j'ai discuté les questions de l'humus dans le sable, des matières nuisibles dans l'eau, de la nature des détériorations des barrages exécutés de manières différentes, de la faculté de colmatage de l'eau, des barrages étanches exécutés de manières différentes et enfin des dégâts dus à la gelée.

Je résume comme suit :

Il a été dit ci-dessus qu'il est difficile d'obtenir des constructions de barrages-poids durables et tout à fait sans fissures. Les fendillements sont d'abord très petits, mais peu à peu ils peuvent causer des détériorations importantes par suite de la lixiviation de la chaux. Les bons résultats obtenus en Allemagne et en Angleterre avec des murs maçonnés de retenue d'eau sont particulièrement dignes d'être examinés, puisqu'ils montrent que la très faible variation de volume de la matière est une des causes pour lesquelles on n'a pas pu observer des détériorations appréciables dans ces pays.

Les difficultés dans une construction massive sont causées par les tensions internes, dues à ce que l'état hygrométrique et la température ne sont pas les mêmes à la surface du barrage qu'à l'intérieur de celui-ci.

Pour diminuer l'élevation de température lors du durcissement, on a commencé à employer, en Suède, pendant les dernières années, un ciment plus riche en silicates que le ciment portland ordinaire. Ce nouveau ciment a une durée de prise plus lente et, par conséquent, une température de prise plus basse. On doit considérer ce ciment hydraulique comme bien approprié aux constructions de béton qui sont soumises à pression unilatérale d'eau.

Pour cela il faut recommander toutes mesures de construction qui diminuent le danger de fendillement, causé par des tensions internes; par exemple il faut recommander des joints de dilatation placés et exécutés d'une façon appropriée. Comme ce problème doit plutôt être porté à la question 1 b, je ne vais pas l'examiner de plus près.

Du rapport des barrages allemands et suisses découle qu'il est très important, surtout pour les barrages avec de fortes variations de niveau d'eau, de protéger la couche d'étanchement du côté amont contre l'effet des fortes variations de température et d'humidité. Pour abriter la couche étanche on peut la couvrir d'une couche spéciale et protectrice faite de béton ou de pierre naturelle.

Quant aux précautions à prendre contre des dégâts au parement aval, dus à la gelée, ceux-ci ne sont pas en général à craindre, si le béton est rendu étanche avec des matières appropriées. Dans le cas contraire, il faut conseiller l'emploi d'une couche protectrice contre la gelée. Elle est à recommander, surtout au pied du barrage qui est souvent mouillé et dans les autres parties du parement aval, où le béton est altérable à la gelée, quand l'imbibition alterne avec la gelée.

Finalement, je propose les conclusions suivantes :

1) Il est de la plus grande importance que la couche d'étanchement du barrage devienne vraiment tout à fait étanche. Ceci exige un dosage de 350 kgs de ciment par m<sup>3</sup> et, dans certaines circonstances, une addition de certaines matières qui rendent la pâte complètement malléable et homogène.

2) Pour diminuer les trop grandes variations de volume, il est préférable de se servir de murs maçonnes au lieu de murs en béton, surtout aux endroits où on peut trouver des matériaux appropriés, et où les travaux d'exécution peuvent se faire en toute sécurité et à un prix raisonnable.

3) Dans le cas où le béton doit former la partie principale de l'ouvrage, et où celle-ci n'a pas le caractère d'une voûte, il est très important que l'on emploie un ciment approprié aux constructions

hydrauliques et que l'on obtienne une bonne construction, surtout en ce qui concerne les joints de dilatation nécessaires.

4) Pour des barrages soumis à des conditions de climat spéciales, il faut de même prendre des précautions pour protéger les couches d'étanchéité du barrage contre un dessèchement trop rapide et contre de brusques variations de température. Pour cette raison il est à recommander de couvrir le côté amont d'une couche spéciale et protectrice. Il faut au moins couvrir la partie du parement du barrage qui correspond aux variations annuelles du niveau d'eau. Pour protéger le côté aval contre les détériorations dues à la gelée il est à recommander d'exécuter le barrage avec un béton approprié, résistant et inaltérable à l'épreuve des intempéries. Dans certaines circonstances il est avantageux de réaliser une couche protectrice spéciale à proximité du pied du barrage ou aux autres endroits où la surface aval peut être imbibée.

Dans l'examen des rapports présentés (1) et dans l'élaboration du Rapport Général, M. l'Ingénieur Lalin, de la Direction Royale des Forces Hydrauliques, m'a fourni une aide précieuse et je saisis cette occasion pour remercier M. Lalin de cette collaboration.

*Le Président* : (M. GRUNER).

Der Rapport ist Ihnen soeben in deutscher und in englischer Sprache verteilt worden. Ich werde jetzt nur noch die Schlussfolgerungen dieses Berichtes auf Deutsch und Englisch lesen, aber nicht den ganzen Vortrag übersetzen lassen, um so für die vielen, eingeschriebenen Redner Zeit zu gewinnen.

Mr. BO HELLSTROM :

Mr. Chairman, Ladies and Gentlemen,

Eighteen papers have been submitted on Question 1 (b) « Influences causing distortions in gravity dams ». In opening the discussion on this question, I would like to pay my compliments to the authors of the papers submitted. The reports are most interesting and it has given me a great pleasure to study them and to make a short summary of each. As the space available in the General Report is limited, it has been impossible to deal with the papers as fully as

---

(1) Les rapports de M. Mac Millan (E.-U.) et de M. Rolfsen, n'ont pas été analysés dans le Rapport Général de M. Ekwall parce qu'ils ont été remis pendant ou après le Congrès.

I should have liked, and I hope the authors will forgive me if my reviews are incomplete or too short.

As the General Report is to be taken as read, I shall now deal very briefly with a few points mentioned in some of the papers and in my concluding remarks, and I will take the opportunity of showing a few slides illustrating what I am going to say.

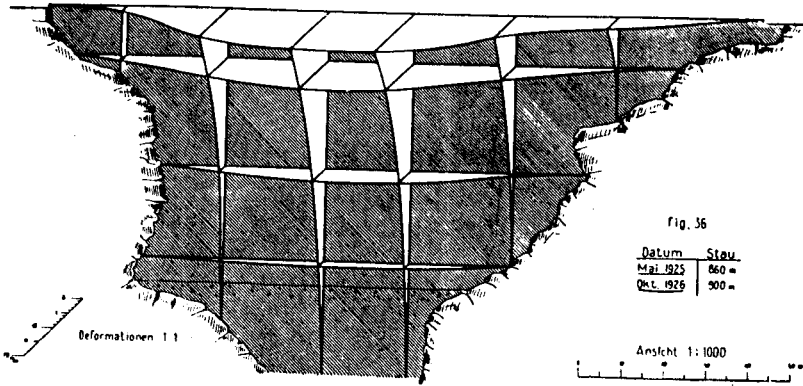


Fig. 1. — Deflection of the gravity dam at Schräh in Switzerland.

Several of the reports deal with actual measurements of distortion. It may therefore be appropriate to show, as an example, a diagram of the deflection of a gravity dam, see Fig. 1. This figure shows the deformation of the Schräh dam in Switzerland. The scale of the deflection is shown on the left of the figure.

Fig. 2 shows the movement of the dam at Pfaffensprung, also in Switzerland, at various times when the reservoir was being filled. The deflections are of course not only horizontal, but vertical movements are also taking place.

Now what are the causes of these movements? One feature of which is that there is a permanent deflection continuing over a period of many years. I have divided the principal reasons under the following seven headings:

1. — The load:

- (a) water pressure;
- (b) weight of the masonry;
- (c) other loads including ice pressure, impact, shock, vibration due to water flowing over the dam, etc.

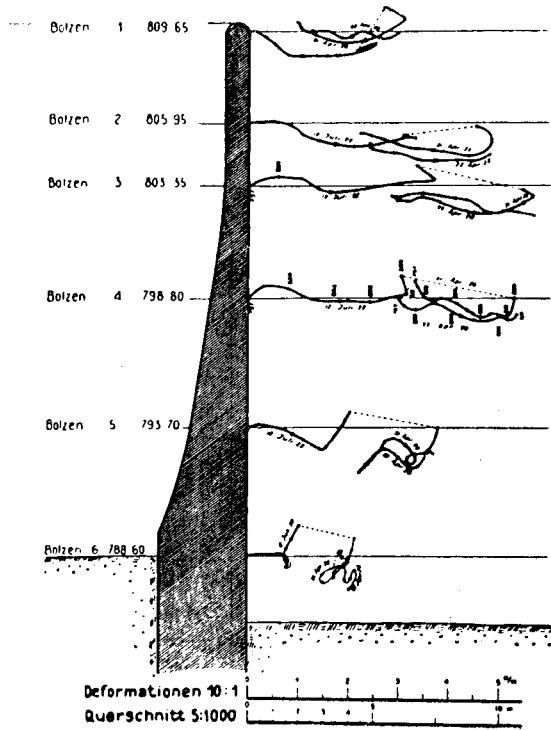


Fig. 2. — Movement of dam at Pfaffensprung in Switzerland.

2. — Swelling and shrinkage due to changes in the amount of half-fixed water present in the material.
3. — Temperature variations :
  - (a) due to generation and dissipation of heat developed by the cement during setting and hardening;
  - (b) of the atmosphere;
  - (c) in the water in contact with the dam.
4. — Changes in the material :
  - (a) changes in elastic properties;
  - (b) changes in specific gravity due to variation of moisture content.
5. — Creep or plastic flow in the concrete.
6. — Local fatigue, relief of stresses by cracks or other irregularities in the masonry, etc.
7. — Movement of foundations, including earth shocks.

I draw your special attention to this table as a lead for the coming discussion. I would also like to know what you gentlemen think of this classification.

Observations seem to indicate that atmospheric drying out of concrete structures of considerable thickness will chiefly affect comparatively narrow layers close to the surfaces of the dam. When the water is raised against the dam, a layer near the upstream surface will be soaked with water, and subsequent swelling will take place. The effect to this on the distortion will, of course, to a great extent depend upon how far water penetrates into the concrete, and in this respect there seems to be a lack of definite information. Naturally, great variations may be expected. In the extreme case where the downstream surface of the dam becomes and remains more or less moist, water slowly percolates through the dam all the time. On the other hand, in a watertight dam, where the evaporation of water from the downstream surface is insignificant, the layer near the upstream surface subject to swelling may be comparatively narrow.

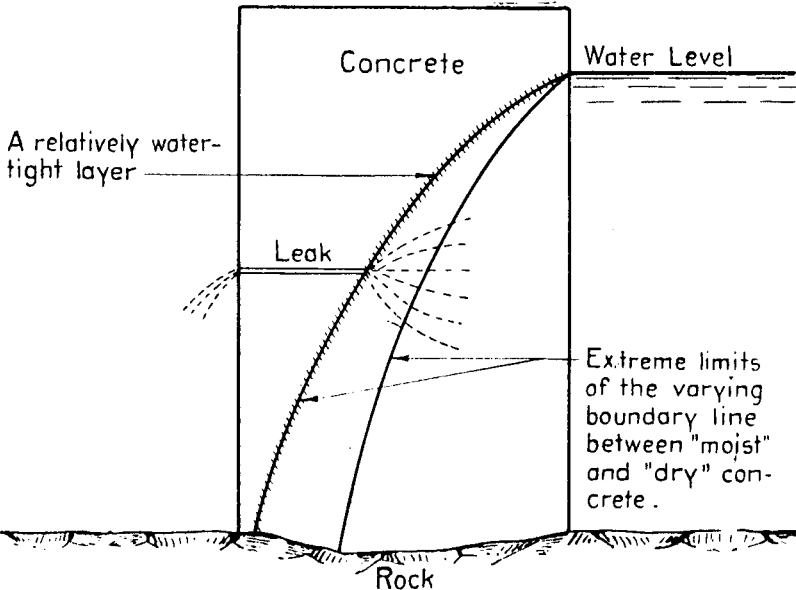


Fig. 3. --- The boundary line between « moist » and « dry » concrete according to Westerberg.

Fig. 3 shows how a more or less marked boundary line may exist between « moist » and « dry » concrete and how the position

of this boundary may change under different conditions. Consequently the amount of swelling will vary with the thickness of the concrete near the upstream surface which is soaked with water. The figure is taken from a paper (1) recently published by Mr. Westenberg, the Author of Report No. 3.

I submit that this matter is worth discussing.

So far as research work on cement and concrete is concerned, collaboration between the chemical engineer and the civil engineer has proved most valuable. Recently, such collaboration in various countries has resulted in a better understanding of the problems connected with the questions we are discussing here this afternoon. In my concluding remarks in the General Report I have referred to some of the work carried out by Mr. Werner, who is a civil engineer, and Mr. Giertz-Hedstrom, who is a chemist, both of the Cement Laboratory of the Swedish Royal Institute for Engineering Research. These gentlemen have investigated the content and the state of water in concrete. As mentioned in the General Report, water can be divided into the following three groups,

- (a) Fixed water;
- (b) Half-fixed water, and
- (c) Free water.

In Table I of my General Report I have given the amount of water in hardened Portland cement. The table shows how the chemical action progresses, and, if (as an example) you take the first three columns, how the amount of cement plus fixed water increases from 64 to 74 % in 25 days, when the age of the concrete increases from 3 to 28 days. During the same time the half-fixed water decreases from 30 % to 26 % whilst after 7 days there is no free water left in the cement.

Table II refers to hardened concrete 1:5 at an age of 28 days and with a water-cement ratio of 1:0. The figures show the amounts of the aggregates in pulverised concrete depending upon the relative humidity of the air. You will see that the sum of half-fixed water, free water and air is 26 % in every case. This figure corresponds to the amount of pores and voids in the concrete and it is a very high figure. This is explained by the fact that the water-cement ratio in this particular piece of concrete was exactly 1:0. If the water-cement ratio had been lowered to 0.60, the pores and voids would have been reduced to 14 %. This shows the importance of keeping

---

(1) " Methods of repair of concrete structures in water " ; Publication N° 260 of the Swedish Water Power Association.



the water- cement ratio as low as possible to obtain non-porous concrete.

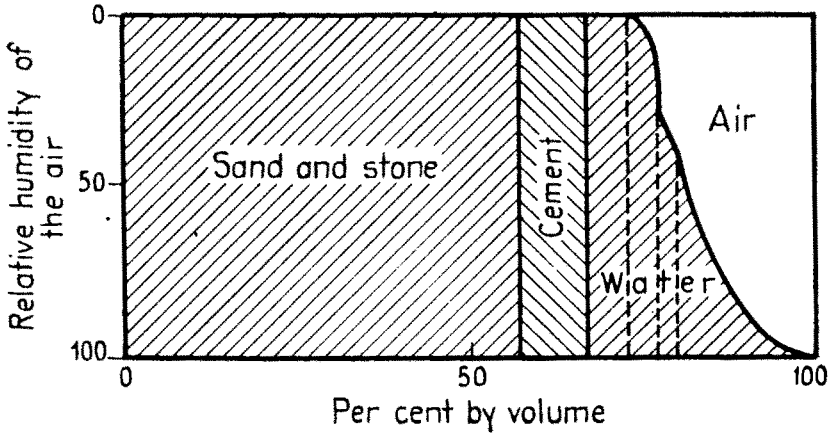


Fig. 1. — Diagram showing the volume of the different aggregates of concrete 1:5 in relation to relative humidity of the air.

In Fig. 4 the results set out in Table II are shown graphically. It will be seen that the air content of the concrete decreases with the relative humidity, so that whilst at a relative humidity of nil there is only fixed water present in the concrete; at a relative humidity of 100 % there is no air present.

One of the most important problems to be solved in connection with the construction of high dams, or in connection with any structure where great masses of concrete are used, is the problem of the amount of heat developed by the cement during setting and hardening. It is gratifying to notice that this matter is now generally taken into account in design and construction. Special steps have recently been suggested to bring about an equalisation in temperature in a shorter time as, for instance, at the Hoover dam, where a cooling system is being introduced. For the same work a special cement has been specified, generating a maximum heat of 60 kcal after 7 days and 70 kcal per kg cement after 28 days. For another big dam with a height of about 100 meters now being built at the Pine Canyon in America, the corresponding figures for the cement specified were 65 cal after 7 days and 80 cal after 28 days. For the latter dam the cement delivered has actually shown a heat of hydration of 55 cal after 7 days and 65 cal after 28 days.

Report No. 28 by Messrs. Lalin and Royen deals with special slow-hardening cement made in Sweden, and according to Report

No. 41 by Prof. Vogt, a low heat cement has recently been used in Norway which generates about 50 % of the heat of ordinary Portland cement.

As I understand that in the coming discussion this question of heat development will be referred to by several speakers, I shall not dwell on this subject any more now.

In my report I have suggested that calculations of temperature variations in concrete due to changes in the atmospheric temperature should be based upon three superimposed periodic functions.

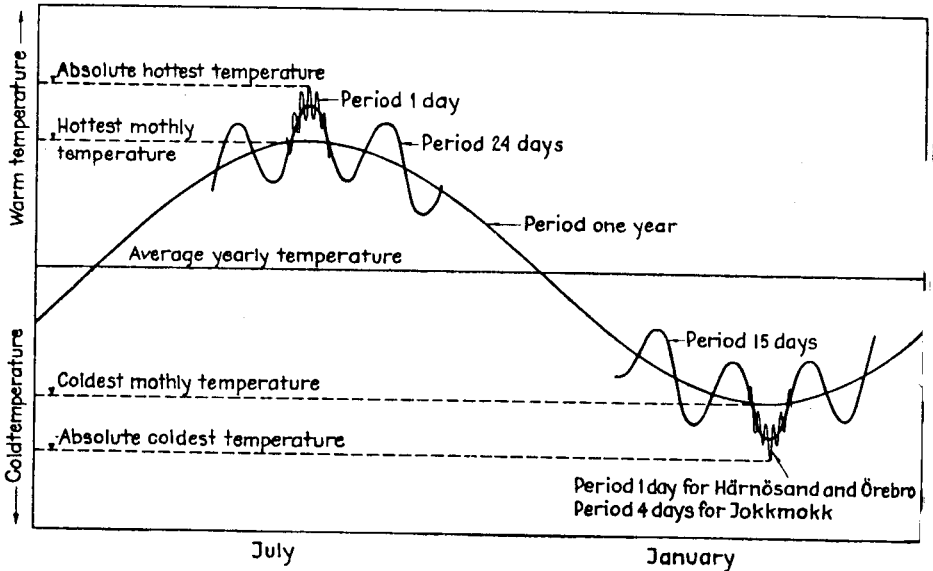
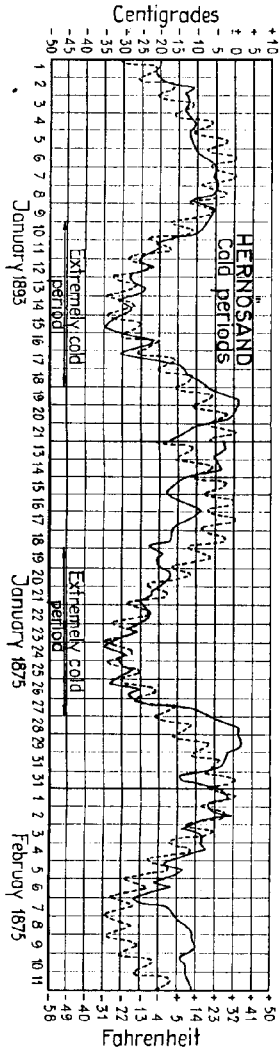
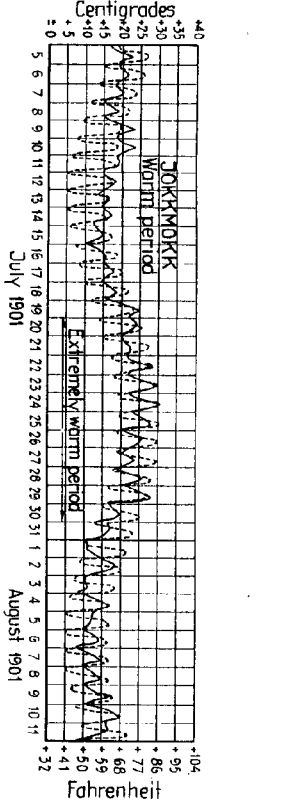
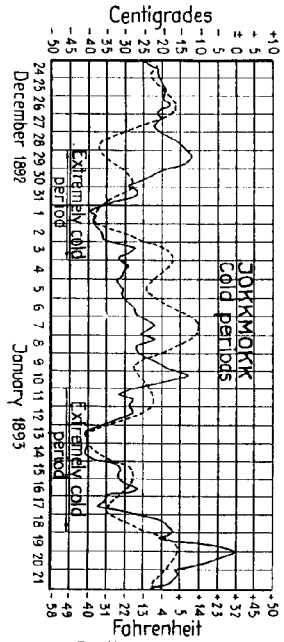
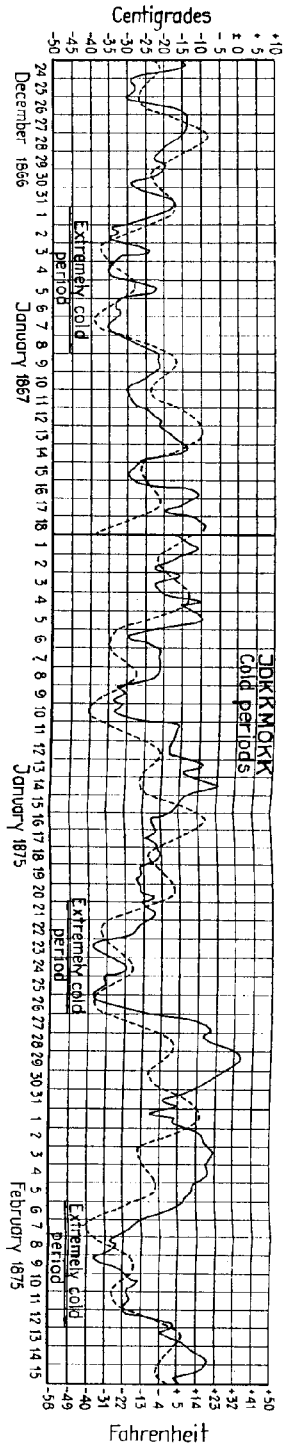
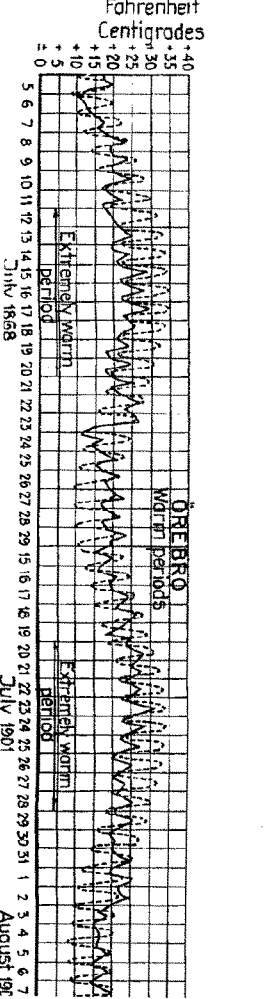
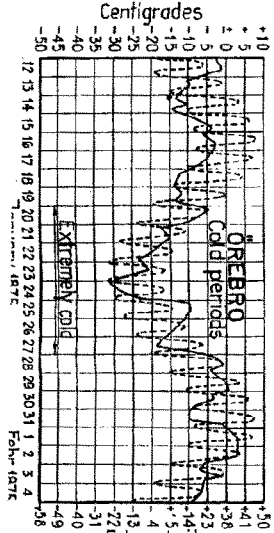
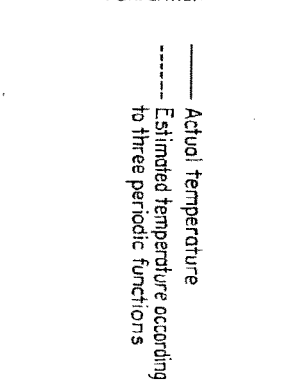
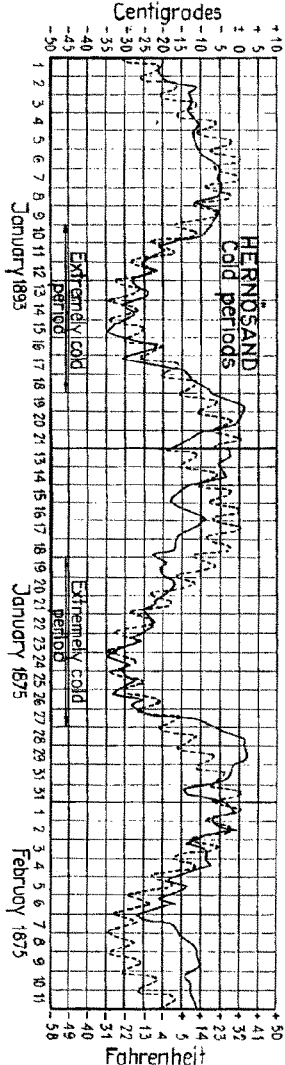
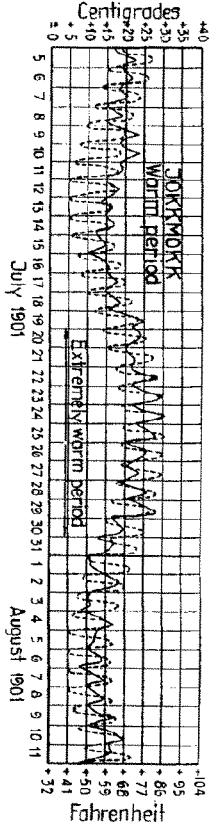
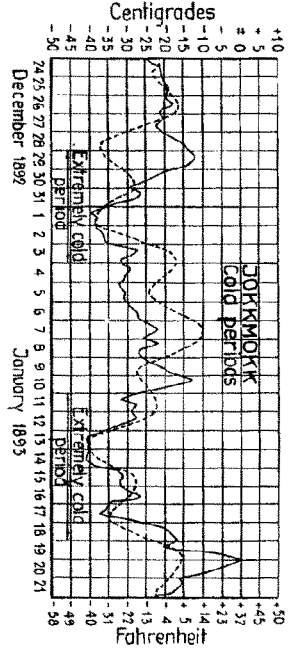


Fig. 5. — 3 superimposed periodic functions used for representing hottest and coldest air temperatures.

The principle is shown in Fig. 5. All the curves are sine curves and the maximum and minimum temperatures of the basic curve are the hottest and coldest monthly average temperatures ever recorded. Superimposed upon this basic curve, there are for the summer a function with a period of 24 days and for the winter a function with a period of 15 days. Finally, there are superimposed the daily variations. The total maximum and minimum temperatures should of course correspond to the hottest and coldest temperatures ever recorded. The periods of the two periodic functions of 24 and 15 days have been estimated from actual records of extremely hot and cold periods and may of course vary from place to place.



— Actual temperature  
 - - - - Estimated temperature according  
 to three periodic functions



— Actual temperature  
 - - - - - Estimated temperature according to three periodic functions

In Fig. 6 you will see how the mathematical curves agree with actual records. In this connection it should be understood that the object is to get a series of three periodic functions, which, superimposed upon each other, will give temperature variations which are on the safe side, both as far as absolute values of temperature are concerned, as well as in regard to the duration of the coldest and hottest periods ever likely to be experienced. I think you will admit that from this point of view the mathematical curves and the actual records agree extraordinarily well.

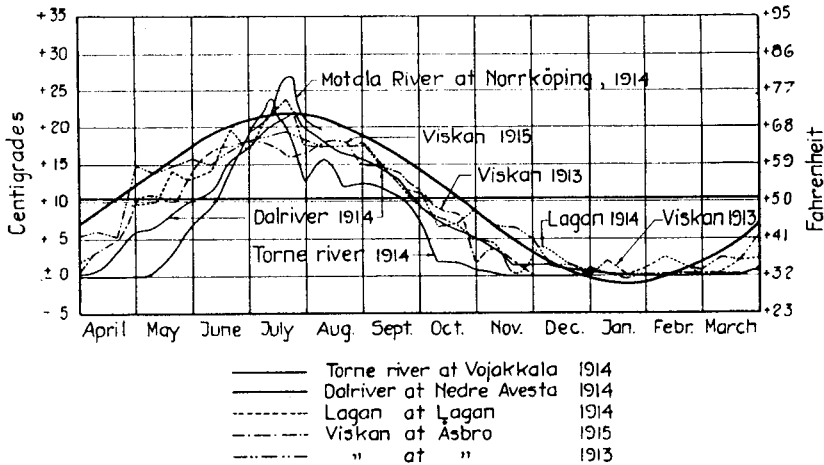


Fig. 7. — Temperature of the water in Swedish rivers.

For the temperature of river water it is sufficient to have only one periodic function with a period of a year. In Fig. 7 I have shown some extreme values of river temperatures in Sweden, and it will be seen that one periodic function will suffice to represent these variations with desirable accuracy.

One question which seems important is the creep or plastic flow in concrete. I have in the concluding remarks of my General Report made a short summary of a very interesting investigation on this subject, carried out by the Building Research Board in England and I understand that this matter will be referred to in the discussion.

As a general conclusion it may be said that there are two main questions which deserve the closest attention. The first is the manufacturing and use of a cement specially suitable for mass construction works and for structures subject to unilateral water pressure, i.e. a cement which generates as little heat as possible during the

time of setting and hardening, and which also has a higher resistance against dissolution in water than ordinary Portland cement. The second question is the desirability of obtaining a better understanding of the effect of external forces and internal phenomena in dams by observations of deformation, temperature variation, etc. carried out on the full scale models provided by the dams themselves

Mr. N.G. GEDYE :

Mr. Chairman, Ladies and Gentlemen,

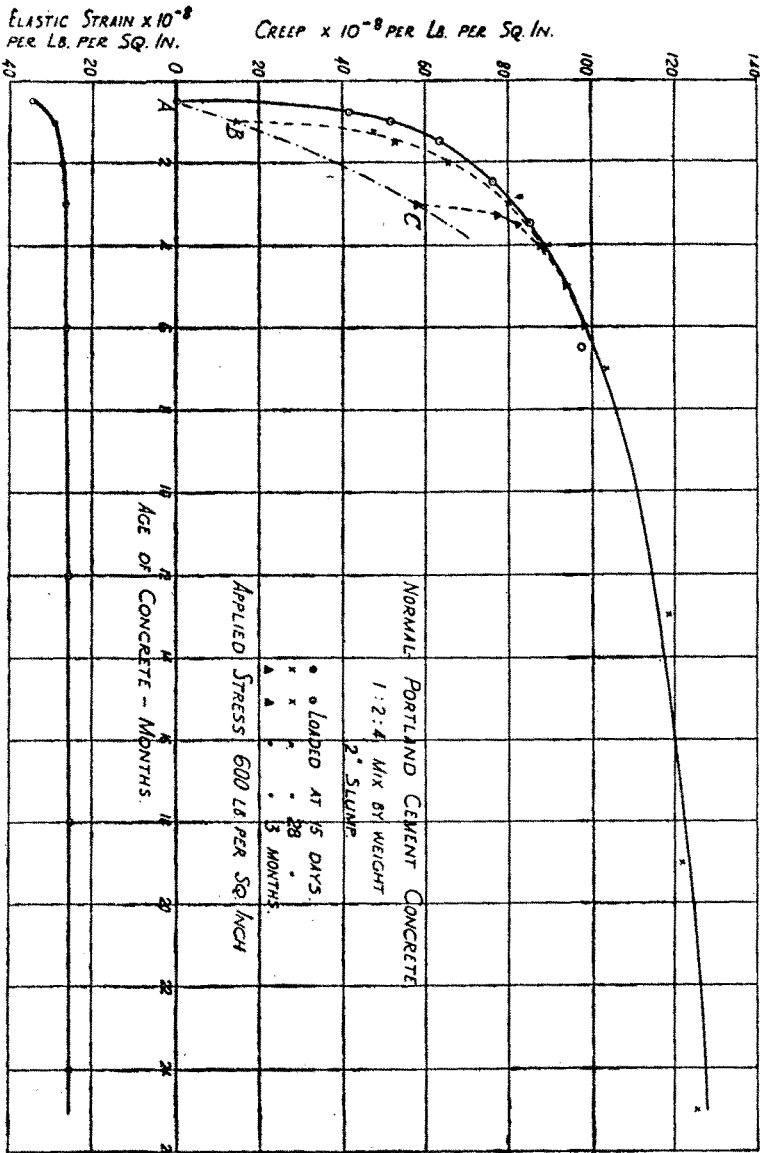
I think it will be of interest to members of this Congress to call attention to recent researches conducted in England by Dr. Glanville and Mr. Thomas at the Building Research Station at Watford on the *Creep of Concrete under Load*. The General Reporter, Mr. Hellström, has referred to this research work on pages 24 and 25 of his report. He has defined « creep » and I might add that the terms « flow », « plastic flow », « plastic yield », and « time yield » have been used with the same meaning.

With your permission, Mr. Chairman, I would like to exhibit five slides showing some of the results of these investigations. The slides are taken from diagrams contained in very recent papers by Dr. Glanville and Mr. Thomas. Full details of the experiments will be found in the publications of the Building Research Board and in these papers. I will hand to the secretary a copy of the references to these publications and some other papers on the same subject.

Slide 1 shows the relation between creep and time for a typical 1:2:4 concrete. The elastic strain is shown in the same figure for comparative purposes.

The concrete was loaded at three ages, 15 days, 28 days and 3 months. It was found that after a few months under load the movements of the three specimens were practically the same. For this reason, the curves representing the three ages of loading start from points A, B and C chosen in such a manner that the curves coincide at 6 months. It should be specially noted that the creep for such a concrete may be as much as four or five times the elastic movement.

*Slide II.* The justification for the method of expressing creep that is summarised in Mr. Hellström's report is to be found on Slide II, in which the applied compressive stress is plotted against the sum of the elastic strain and the creep. This figure shows that the



Slide 1. — Creep for 1:2:4 Mix, Normal Portland Cement Concrete

creep is practically proportional to the applied stress, and that this proportionality is maintained up to stresses somewhat in excess of the usual design values. The limiting value of creep, as indicated on this figure, is the maximum amount that is ever likely to take place

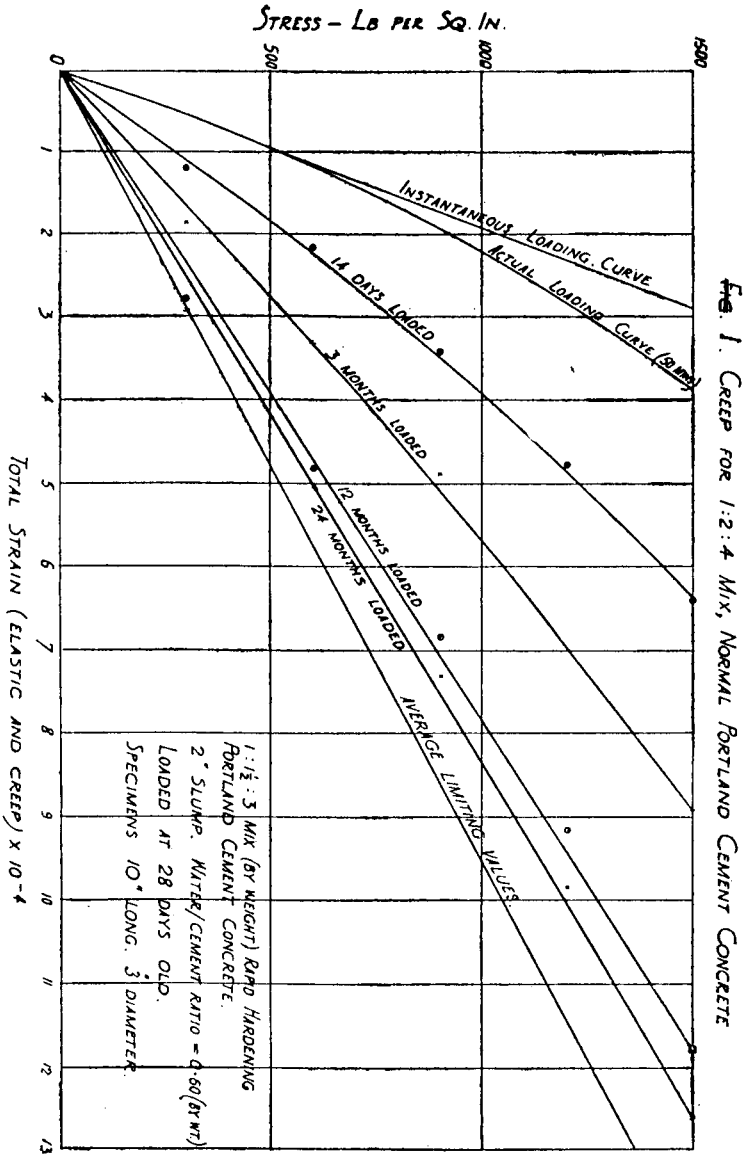


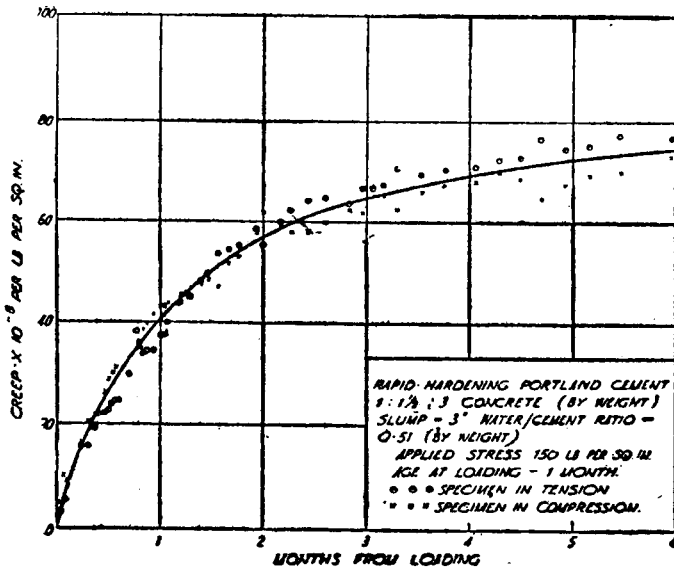
FIG. 1. CREEP FOR 1:2:4 MIX, NORMAL PORTLAND CEMENT CONCRETE

Slide 2. — Effect of stress on creep.

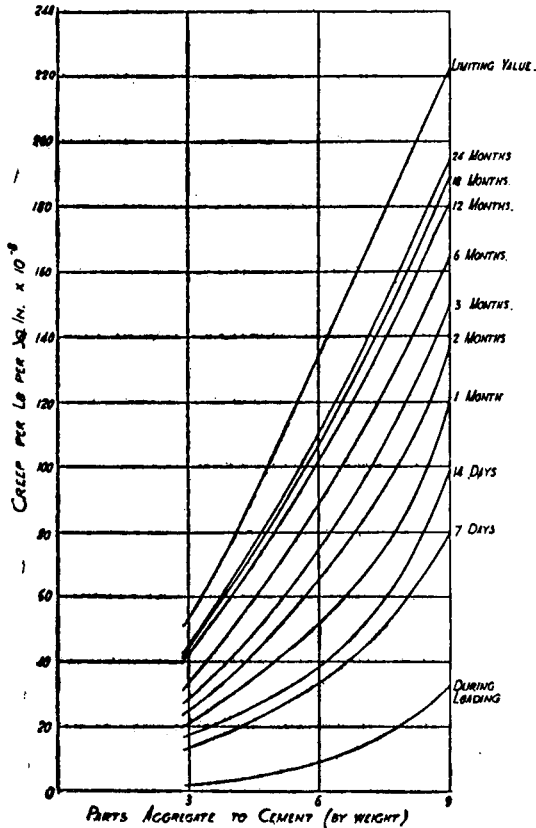
as far as can be judged from the form of the creep-time curve to date.

Slide III shows that creep in tension is the same in amount as that under an equal compression.



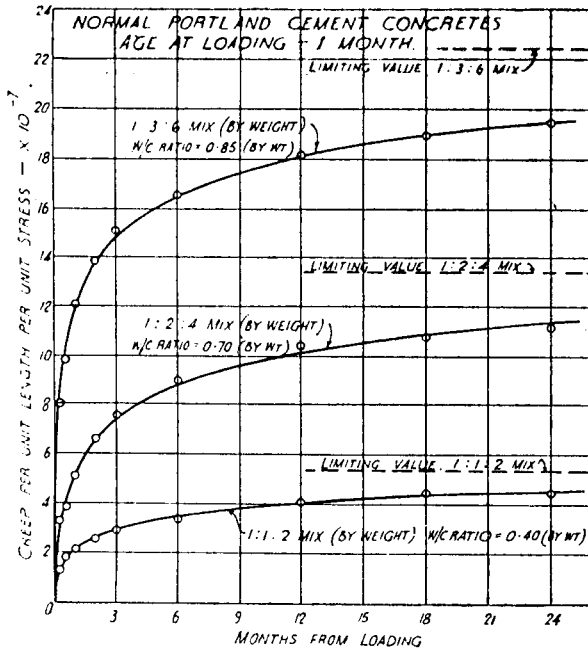


Slide 3. — Creep of concrete in compression and tension.



Slide 4. — Effect of cement content on creep.

Slide II shows the effect of the quantity of aggregate in relation to the cement for normal Portland cement concrete. The creep increases as the quantity of aggregate is increased and, for the mixes shown, the limiting values of creep are roughly proportional to the amount of the aggregate.



Slide 5. CREEP OF NORMAL PORTLAND CEMENT CONCRETES

CURVES DRAWN - 1:1:2 MIX,  $C = 5.38 f_c \left[ 1 - e^{-0.55 \{ (t + .0025)^{0.46} - .091 \}} \right] \times 10^{-7}$

1:2:4 MIX,  $C = 13.4 f_c \left[ 1 - e^{-0.55 \{ (t + .0025)^{0.46} - .091 \}} \right] \times 10^{-7}$

1:3:6 MIX,  $C = 22.3 f_c \left[ 1 - e^{-0.80 \{ (t + .00018)^{0.3} - .0375 \}} \right] \times 10^{-7}$

Slide V. In this slide are shown typical creep-time curves, drawn in accordance with the formulae set out in Mr. Thomas' paper, which fit quite well the experimental values obtained for all normal Portland and rapid-hardening Portland cement concretes that have been tested at the Building Research Station at Watford.

In that slide you will see that the top curve is for a mixture of

1:3:6. That is a fairly weak mixture of cement. The middle one is 1:2:4 and the lowest one is a very rich concrete, 1:1:2.

I should say that I am indebted to Dr. Glanville for the use of the slides and permission to show them to the Congress.

*References above mentioned are :*

- 1) Glanville W.H. Building Research Tech. Paper 12 « The Creep or flow of Concrete under load », H.M. Stationery Office (1930).
- 2) Davis R.E. Proc. Am. Con. Inst. Vol 27 p. 837 (1931).
- 3) Faber O. Proc. Inst. C.E. (1927-8) part 1 pp. 27-130.
- 4) Whitney C.S. Proc. Am. Con. Inst. Vol 28 p. 479 (1932).
- 5) Report of Building Research Board 1930. H.M. Stationery Office, London (1932).
- 6) Glanville W.H. « Creep of Concrete under Load » Inst. of Structural Engineers' Journal, London, 1933, Vol XI, No. 2 p. 54.
- 7) Thomas F.G. « Creep of Unreinforced Concrete » Inst. S.E. London, Vol XI, 1933.

M. KAECH :

Meine Herren :

In den letzten Jahren hat man in der Schweiz, im Hochgebirge einige Talsperren hergestellt, bei welchen, zu Folge der besonderen Klima-Verhältnisse, besondere Konstruktionen angewandt werden mussten und bei welchem besondere Messmethoden angewandt werden mussten zur Kontrolle, ob diese Konstruktionen dem entsprechen haben, was man erwartet hat, d.h. was man der Berechnung zum Grunde gelegt hat.

Es handelt sich um zwei geradelinige Schwergewichtsmauern von etwa 30 - 40 m Höhe, grosser Länge und um eine s.g. kombinierte Bogen-Schwergewichtsmauer oder sagen wir einfach eine in den Flanken eingespannte Mauer von 114 m Höhe.

Ich glaube es ist interessanter, wenn ich Ihnen hier einige Resultate, einige Ergebnisse vorführe und nicht die theoretischen Voruntersuchungen über die Material-Eigenschaften, sondern direkt die Mess-Ergebnisse und dann können Sie sich selbst die einzelnen Gewichte der einzelnen Umstände dazu bringen.

Zunächst (Lichtbild), damit Sie den Eindruck haben, wo diese Sperren stehen. Sie sehen einige gewaltige Gebirge, Gletscherabflüsse. Dieser Gletscher, den Sie hier sehen, unterhalb des Glet-

schers ist an der Zunge 20 m hoch durch den neuen See eingestaut. Dieses Gletscherwasser ist natürlich sehr kalt, die Temperatur variiert beim Austritt aus dem Gletscher um 0 Grad herum und steigt im Maximum auf 4 - 5 Grad.

Etwa die Hälfte des einzelnen Gebietes ist mit Gletschern und mit Eis belegt.

Ich will betr. die Konstruktion einige kleinere Angaben geben.

Die Mauer ist geteilt alle 15 Meter, so hoch für die Fugen, die einzelnen Blöcke wurden zunächst hochgeführt mit einer Dichtungsschicht mit einer variablen Grösse von etwa 4 Meter unten, 2 Meter oben, mit 350 Kilogramm Zement dazugesetzt. Diese Fugen wurden erst gefüllt nachdem sich die Zwischenplätze über den Winter abgekühlt haben, nach 1 bis 2 Jahren. Die Fugen wurden in Höhe von 60 Metern auf einmal gefüllt und mit Druckluft gepresst. Die Bogen wurden also künstlich gespannt; in Winter hat man die Fugen oben und unten geschlossen und Kühlluft durch die Fugen durchgehen lassen. Sie werden später sehen in welcher Weise man damit erreicht hat die Mauer sehr rasch abzukühlen. Es ist wohl das erste Mal, dass eine grosse künstliche Abkühlung — Abführung der Wärme des Betons — bei einer solchen Konstruktion angewandt wurde, nicht?

(Lichtbild) Sie sehen wie man die Betonblöcke nun herbeiführt in der Querrichtung und in der Zentralrichtung.

(Lichtbild) Sie sehen dass die Temperaturen etwa 30° über die Materialtemperatur gestiegen sind. Ich möchte bei dieser Gelegenheit hier einfügen, auf den Unterschied in den Berichten hinweisen. In den theoretischen Bestimmungen, welche Wärmemenge abgegeben wird beim Abbinden, sind sehr grosse Unterschiede in diesen verschiedenen Berichten gegeben. Es werden Grössen von 50 bis zu 100 Kalorien gegeben. Es ist ganz unmöglich, dass solche Unterschiede bei den heute vorhandenen Zementen bestehen, zwar ganz gleichgültig ob die Zemente so oder so etwas mehr Kalk oder Kalkarten zusammengesetzt sind. Es ist hier zweifellos eine Verwechslung und eine verschiedene Definition vorhanden. Ich glaube aber daneben ist auch hier wieder zu sagen, wie bei allen Versuchen, welche mit reinem Zement gemacht werden, dass diese viel zu grosse Streuungen geben, wenn man sie einfach auf den reinen Zement bezieht, dass es überhaupt nicht möglich sein wird eine solche Fixierung zu finden. Immerhin so verdient diese Frage, meines Erachtens, ein viel grösseres Interesse als Materialtechnisches, als viele Fragen die heute Morgen bei den Dämmen behandelt worden

sind, weil es doch immerhin möglich sein sollte hier eine solche Frage noch physikalisch zu definieren, was bei den Umständen, die bei den Dämmen eine Rolle spielen, zum grossen Teil wohl nie der Fall sein wird.

(Lichtbild).

Ich möchte meine Worte übersetzen und ergänzen. Es war nicht möglich die alten Methoden einfach weiter zu verwenden. Sie hätten nicht genügt um alle Resultate zu geben, die uns interessiert haben.

Neben den gewöhnlichen Messungen mit dem Theodolit haben wir hauptsächlich eine neue Art gefunden, indem wir in die Sperre in Kästen Pendel aufgehängt haben. Mit diesen Pendeln können wir nun die Verformungen verfolgen, auf lange Dauer und können tägliche Erhebungen beziehend gewöhnlicher Wehrwerte, wir können sie von den Pendeln ableiten, wir können sehr genaue Messungen machen, wie ich Ihnen zeigen werde, und können uns jederzeit über den Zustand der Sperre statisch orientieren. Nun neben diesen Messungen, die eigentlich als Abnahme-Messungen bezeichnet werden könnten, also Messungen wie man sie bei Brücken macht, Reservoirren usw., haben wir aber noch Messungen durchgeführt, die uns für den Bau gedient haben. Nämlich Längemessungen der einzelnen Betonklötze und natürlich die Temperaturmessungen, die ich schon vorgeführt habe. Und diese Messungen waren nötig um den richtigen Zeitpunkt zu finden um die Fugen zu schliessen und ich kann hier in Anfügung zu dem was Herr Binnie gesagt hat, sagen, dass der Beton, der hier zur Verwendung kam, mit 200 kg Zement, etwa 0,10 % geschrumpft ist, bis er kühl war, also verhältnismässig wenig, und bis man ihn dann füllen konnte. Nun neben den Pendelmessungen sind für den Bau selbst noch Längemessungen, also in diesen Schächten, gemacht worden mit einem s.g. Taststab, mit einem Stab der mit einem Mikrometer versehen war, mit dem man aufs tausendste Millimeter messen konnte, und dann sind die aufs hundertste Millimeter Genauigkeit ermessen konnte und dann sind noch die Neigungen gemessen worden am Sperrenrücken mittels eines Mikrometer-Taststabes, mittels eines Vertikalstabes, der mit seiner Fusssole vertikal gestellt wurde, eine Spezialkonstruktion, mittels eines Stabes, eines Taststabes mit einer Mikrometer-Vorrichtung. Mit dieser Vorrichtung können wir auch heute noch die Deformation der Sperre, wie sie das Pendel angibt, kontrollieren. Das Pendel dient zur allgemeinen Orientierung. Wenn man in irgend einer Mauer Kloralkerscheinungen sehen würde, könnte man das Pendel für allgemeine Beurteilung einsetzen und mit

diesem Mikrometer-Taststab könnte man die Einzelheiten die Oskultation eines Kalkungsgliedes sehr leicht herausfinden.

(Lichtbild) Nun noch über diese Pendel, die Konstruktion, einige Worte.

Wir sehen hier oben das Pendel aufgehängt und dabei, da oben, die kleine Fixierung des Drahtes, damit Dauerbeanspruchungen in der Aufhängung nicht etwa auf das Pendel eine Auswirkung ausüben können. Das Pendel besteht aus dem hartgespannten Stahldraht, also aus einem harten Stahldraht, der hoch belastet wird, hoch gezogen und recht zu den verschiedenen Zwischenpunkten mit einer Fixierung, um diese Punkte auch ablesen zu können, und hier unten sehen Sie die Ablesevorrichtung. Sie besteht aus einem reibungslosem Zeiger ebenso wie die Aufhängung reibungslos sein muss, muss auch dieser Zeiger reibungslos sein, hier dann Kugelführung und dann hier das Pendel in Bewegung gesetzt und hier auf einer Skala werden die Austräge abgelesen, die kann man sehr leicht auf Wunsch ablesen. Ich möchte einige Male wiederholen, dass das Mittel gar nicht befolgen, so dass man sagen kann, man hat die Genauigkeit sicher auf das hunderste Millimeter erreicht. Nachher wird dieser Zeiger umgesetzt und nachher wieder abgelesen.

Ich glaube es wäre zweckmässig, wenn man in jeder grossen Sperre eine englische oder eine solche Einrichtung einsetzen würde. Ich muss sagen, dass es ganz merkwürdig ist, dass bis heute die Ingenieure, selbst bei kleinen Brücken und bei kleinen Gefässen, ungeheure Abnahmeversuche gemacht haben, aber dass noch niemand bei der Intimstellung eines solchen Werkes, welches noch viel, viel grössere Eingriffe und Schäden anrichten kann, werden wir sagen als irgend ein anderes Ingenieurobjekt, Abnahmekontrollen zu vernommen oder auch Kontrollen über das Verhalten. Es ist ja klar, dass es nicht leicht ist solche Massnahmen zu treffen, das haben wir heute Morgen gesehen, bei den Diskussionen über die Dämme, aber dieses Beispiel zeigt, dass einige Ueberlegungen den Herren Ingenieuren doch die Mittel in die Hand geben, solche Kontrollen zu machen.

(Lichtbild) Hier sehen Sie noch eine Messung mit einem Klinometer, mit einem Neigungsmesser. Noch nicht fertig; die Mauer wird noch abgedeckt am Ritze. Ich zeige das Bild nur, um zu zeigen, wie einfach man diese Messungen machen kann. Das ist ein Stab, ein Taststab, um die Länge zu messen. Und nun noch die Durchbiegungen und Betontemperaturen, wie sie abgenommen werden konnten.

Sie sehen, wie die Temperaturen, die kalt wirken, nun in einer solchen Mauer, nachdem sie fertig war, die Konstruktion fertig, die Abbindtemperatur ist rechtzeitig abgeführt, — ich möchte hier beifügen, dass ich ganz anderer Ansicht bin, wie die in dem Generalrapport zum Ausdruck kommt. Es ist vollständig unrichtig zu sagen, man braucht jahrelang um die Temperatur abzulenken. Man muss dafür sorgen, dass die Temperaturen von dem Betonieren rasch weggeführt werden. In dieser Hinsicht ist es noch notwendig die Zemente sehr sorgfältig auszuwählen, denn es ist lange nicht gesagt, wenn man sagt ein Zement mit 60 Kalorien sei besser wie einer mit 80. Es kommt ganz darauf an, wie lange es geht bis man die Konstruktionen schliessen kann. Es ist unter Umständen sehr viel schlechter einen Zement zu verwenden, der wenig hohe Temperatur bringt, wie einen der hohe Temperaturen bringt, bei welchem aber die Temperaturen dann rasch weggehen.

Mr. BO HELLSTROM :

I am sure we are very grateful to Mr. Kaech for his interesting review, and I would like to suggest that the figures he showed us be included in the Transactions of this Meeting, especially the illustrations of how the measurements of deformation were taken, the different apparatus used, such as the clinometric scales, and so forth.

If I understood Mr. Kaech correctly, he suggested that possibly there was a misunderstanding in regard to the figures of the calorific values of the heat developed by the cement. Mr. Kaech said it was impossible to have such wide differences as from 50 to 100 cal, as had been stated in reference to the cement produced nowadays. I am afraid I cannot agree that there is any such misunderstanding with reference to the figures quoted in my Report, and I am sure different cements will generate very different amounts of heat. As Mr. Werner, a Swedish cement expert, is going to speak a little later on this very subject, I shall not deal any further now with the question.

It may, however, interest you to hear that in 1927, when a big dam for the Perak Hydro-Electric Scheme in the Federated Malay States was going to be built, we already then considered this question of heat development. In those days we did not know as much as we do now about this, but we carried out special experiments on ordinary Portland cements made at four various factories in England. For instance the heat generated during the first day by one

cement was not less than 40 % higher than that by any other, whilst after three days the difference was somewhat less. This investigation showed that, so far as heat development was concerned, the Portland cement from one factory was much better than that from any of the other three, whilst the compressive and tensile strength in all four cases were well above the standard specification. Therefore, for the Works we naturally selected the cement which in every other respect was as good as the others and which at the same time showed a lower heat of hydration.

Perhaps Table III in my General Report has given rise to the misunderstanding Mr. Kaech referred to. I may point out that the figures in this table refer to completely insulated concrete and to the time which it takes for any cement to develop 30, 70 and 140 kcal per kg of cement. I may mention that I have recently had an opportunity of comparing the figures in Table III with the results obtained from experiments carried out by Mr. Davey of the Building Research Board in England. We then found that there was a close agreement between the figures given in Table III and the figures obtained by him in his experiments.

With reference to Mr. Kaech's statement that it might be incorrect to say that it takes years to lower the temperature of concrete, I would refer to Mr. Haegelen's report (No. 10), where it is shown that for mass concrete, the thickness of which is 10 or 20 metres, it takes several years for the heat to dissipate.

*Le Président* : M. GRUNER).

Meine Damen und Herren,

Wir haben jetzt noch 2 Stunden Zeit und wir haben noch 11 Redner eingeschrieben. Ich konnte bis jetzt nichts abkürzen. Die Rapporte, die uns vorgetragen wurden, waren so interessant und hätten durch eine Kürzung verloren. Wir haben aber noch Zeit in Trollhättan. Ich möchte deshalb diejenigen Herren, welche auch in Trollhättan anwesend sein werden, bitten, sich zu melden und ich werde sie bitten, erst in Trollhättan zu referieren. Dadurch würden wir für die anderen Sprecher etwas Zeit gewinnen. Die Uebersetzung bedeutet ja natürlich einen grossen Zeitverlust. Wir werden deshalb die Uebersetzung nur noch in ganz wichtigen Fragen in abgekürzter Form geben,



*Le Président* : Mr. Friis, you are not going to Trollhättan ?

Mr. FRIIS : No.

*Le Président* : Herr Eggenberger, machen Sie die Reise mit ?

M. EGGENBERGER : Nein.

*Le Président* : Herr Professor Probst ?

M. PROBST : Ja.

*Le Président* : Herr Sandri ?

M. SANDRI : Ja.

*Le Président* : In Trollhättan ?

M. SANDRI : Ja.

M. FRIIS :

Mr. Chairman, Ladies and Gentlemen :

The question of deterioration of concrete in dam has for many years been studied in Norway by a special commission appointed by the Norwegian Society of Civil Engineers. The investigations of this Committee is laid down in a paper, *Report I* of the Commission, but I am sorry to say it has not been translated. We had for many years observed that the concrete in the Norwegian gravity dams had begun to deteriorate and first of all we tried to come a conclusion about the *extent* of these deteriorations and we found that nearly all dams more than 10 to 15 years old showed signs of deterioration especially in the grouting joints. We further found that the regulation dams up in the mountains under the there existing very hard and severe climatic conditions were more injured than the dams lying under water, and we also found when we investigated the deteriorated concrete that the pores were filled up with organic material. That was the first question we had to solve. The second was of course the very interesting question of the *cause* of this deterioration. We begun with an analysis of the water and we found by analysing 21 water courses from different parts of Norway that the surface water in the Norwegian streams is very acid, having a pH value from 0.5 down to 5.7, and at the same time is very pure, the

content of dry material going down to 7 mg per litre. It is so pure that it is very nearly distilled water. The average temperature naturally is low. Of course the cause then was a double one. For the first the concrete itself, made 10 to 15 years ago, was neither good nor watertight and secondly when the acid water comes into this permeable concrete it is clear that the solution of lime will go on. An analysis of the leakage water also showed a great solution of lime. A third reason is that the temperature differences in the cross section of the dam will cause cracks in the upstream surface of the dam. Through these cracks the acid water will enter and begin the solution of lime. Consider a regulation dam situated up in the mountains in Norway. We have a full basin in the summer time between May and the middle of June to July; then the water is levelled during the winter and you can have temperatures down to — 40° C. In April the basin will be on its lowest and the dam-surface (generally painted black with some sort of asphalt composition) will be exposed to the hot sunshine. But the temperature in the interior of the dam is seldom going under the middle temperature of the spot, let us say, in any case not under zero. The consequence is great stresses and pressures in the surface strata of the dams. You can't avoid it, and even if you use a cement with a lower temperature rise during the setting, it is not possible to avoid surface cracks on account of the temperature differences in the cross section of the dam.

To avoid this deterioration in the future, the first thing we can do is of course to make better concrete. We know very well that the concrete we made some 10 years ago was bad, not watertight. We can use better methods, we can use vibration, and we can now with an ordinary Portland cement without doubt make a watertight concrete. But we can't avoid these surface cracks through which the water is apt to come in.

The solution of the problem is therefore — after my opinion — to make an elastic cover on the outside of the dam, elastic enough to cover all temperature — and other cracks and at the same time hard enough to take up the mechanical forces from the ice and from the timber. But of course it is illogical to think that a material can be elastic enough to cover these cracks and at the same time have the necessary strength to take up the mechanical forces. Consequently, it is absolutely necessary by gravity dams that this elastic membrane is covered again with a layer of some sort, let us say concrete or steel, or whatever you want. But I think that this side of the

problem has been neglected and it is very necessary to study this insolation problem of the surface of the dam, as well with regard to the right elastic material as to the right technical construction of the connection of the layer to the dam.

M. EGGENBERGER :

Herr Präsident, meine Herren,

Ich habe nur einige Worte zu sagen zu dem Generalbericht des Herrn Ekwall. In der Hauptsache bin ich mit diesem Bericht einverstanden. Hinsichtlich der Schlussfolgerungen dagegen kann ich seine Ansicht zu Rapport 4, wo er über die schweizerischen Talsperren spricht, nicht teilen. Er sagt dass die Zerstörung an den schweizerischen Talsperren zur Hauptsache darauf zurückzuführen sei, dass durch das durchfließende Wasser Kalk ausgelaugt werde. Man könnte das vielleicht sagen bei der Staumauer Barberine, wo die Zerstörungen sich auf der Wasserseite befinden, nicht aber bei den Staumauern Schräh und Rempfen, wo die Zerstörungen auf der Luftseite aufgetreten sind. Ich bin davon überzeugt, dass diese Zerstörungen, zur Hauptsache wenigstens, dem Frost zuzuschreiben sind. Der Beton, der bei diesen Mauern verwendet worden ist (180 bis 200 kg Portlandzement per Kubikmeter fertigen Betons) ist wasserdurchlässig. Er ist wie ein Schwamm; er hat ganz feine Poren. Das überflüssige Wasser, das beim Gussbeton ja stets vorhanden ist, hinterlässt solche Poren. Diese Poren nehmen das Wasser auf, halten es lange zurück und dann gefriert das Wasser in diesen Poren und übt die bekannte Sprengwirkung aus.

Ich bin durchaus einverstanden, dass man eben, um dieser Erscheinung entgegenzuwirken, einen absolut dichten Beton machen sollte mit einer Mischung von etwa 350 kg Portlandzement pro Kubikmeter Beton, wie der Herr Generalberichterstatter vorschlägt. Wir haben diese Talsperren vor 10 Jahren nach amerikanischem Muster in Gussbeton, mit Hilfe des bekannten Rinnensystems, ausgeführt. Anlässlich des Besuches eines amerikanischen Ingenieurs im vergangenen Jahre benutzte ich die Gelegenheit, um ihn zu fragen was sie in Amerika für Erfahrungen mit ihren Talsperren gemacht haben. Er erklärte mir dass bei diesen Talsperren die gleichen Erscheinungen aufgetreten seien, dass aber vorläufig noch keine besondern Vorkehrungen getroffen werden. Ich halte dafür, dass solche Schäden sofort behoben werden müssen. Wir spitzen bei der Staumauer Barberine den Beton der gelitten hat, auf eine Tiefe bis

zu 1 Meter vollständig weg und ersetzen ihn durch Bruchsteinmauerwerk mit einer Verkleidung aus Hausteinen. Die ursprünglichen Betonierungsfugen werden besonders behandelt. Ich füge noch bei, dass diese Fugen, die sich während der Bauausführung infolge Schwindens des Betons öffneten, sich nun vollständig geschlossen haben. Das rührt ohne Zweifel vom Wasserdruck auf die in Bogenform ausgeführte Staumauer her.

M. HALCROW :

I will first deal very briefly with the question 1 a :

*Deterioration by ageing of the concrete in gravity dams.*

The problem of finding a suitable material for the protection of the upstream face of concrete dams has not been satisfactorily solved. The bad effect of certain waters on concrete is well known and simple remedies to protect the concrete have been tried; but, as far as I know, without much success. I refer to paints, asphalted and chemical preparations.

As the result of a series of experiments which I have carried out over a period of about 12 years at the Kinlochleven hydro-electric plant in Scotland, I find that aluminous cement resists the action of acid waters where Portland cement is attacked within one year. The experiments are described in a paper of which I was a joint author with two chemists and which is referred to on Page 8 of Mr. Sandeman's paper, Report 2 to this Congress.

The Blackwater dam, which is nearly 1000 meters long and 28 meters high, shows the effects of the soft waters of the district. It was completed 24 years ago, but the deterioration is not yet serious, so far as can be seen, although there are many cracks in the dam, which was constructed without expansion joints. The leakage is small and this year I intend to cut into the dam to make a thorough inspection.

I have said that aluminous cement has given good results, having for 12 years resisted attack. It is not, however, in my experience a good material for concrete to be placed in large masses and the heat generation is high. Also, it is not wise to put a facing of aluminous cement concrete to a Portland cement concrete dam, depositing the two classes of concrete concurrently.

In Report No. 40 by Mr. Gröner, there is described the method by which the Ringedal's dam was repaired. Before that work was put in hand the plans were sent to me for my opinion of the proposal.

I expressed the view that in the circumstances it should meet the requirements, and it is a matter of satisfaction to learn that the work has been successfully carried out.

I now suggest to this meeting that the principle adopted for repairing the Ringedal's dam in Norway might be adopted for original construction, the dam being built of Portland cement concrete and the protective detached facing of aluminous cement concrete. This cement should be satisfactory in a thin wall and would resist the action of deterioration by water.

It has sometimes occurred to me that the difficulty of protecting the face of dams might be overcome by using cast iron or rustless steel, when that material is obtainable at a reasonable cost. The iron or steel could be prepared in panels and bolted together, serving as shuttering for the mass concrete. No rich concrete would be required and probably a weaker mixture in the body of the dam could be used. These economies would assist in balancing the cost of the iron. Permanent expansion joints would present no difficulty and although some special problems would no doubt have to be solved, I suggest that the idea merits some consideration.

*Le Président* : M. GRUNER).

Meine Damen und Herren,

Die Zeit, die im Programm vorgesehen wurde, ist vorbei. Wir beendigen die Sitzung, haben jedoch noch ein Traktandum zu erledigen, d. i. die Ernennung der Kommissionen für die Redaktion der Schlussfolgerungen, denn das Executiv-Komitée hat vorgesehen, dass die Kommissionen, welche die Resolutionen oder die Anträge an den Kongress stellen jetzt ernannt werden und sich während der Reise beraten, um hernach in Trollhättan ihre Vorschläge für die Resolutionen vorzutragen. Ich erlaube mir, Ihnen Kommissionsmitglieder in Vorschlag zu bringen und bitte Sie um weitere Anträge, muss aber die betreffenden Herren erst bitten, mir mitzuteilen, ob sie in Trollhättan anwesend sein werden.

In erster Linie schlage ich vor, für die Kommissionen zur Beantwortung der Fragen 1 a und 1 b je den betr. Berichterstatter.

Le temps passe et nous devons clore la séance, mais avant de le faire, il est indispensable de nommer les deux commissions devant préparer les conclusions. Il a été convenu par le Comité Exécutif que ce travail sera fait pendant le voyage et soumis à notre

Congrès à Trollhättan. C'est pourquoi je me permets d'insister à ce sujet. Les messieurs désignés pour faire partie de ces Commissions devront donc s'engager à nous accompagner jusqu'à Trollhättan. Le cas échéant, je vous prie de faire d'autres suggestions.

Je propose, pour la Commission de Rédaction de la question 1 a), tout d'abord le Rapporteur Général M. A. Ekwall, et, en outre, MM. Coyne, Halcrow, Probst et Eggenberger.

Après discussion, sont nommés pour la Commission de Rédaction de la question 1 a) : MM. Ekwall, Coyne, Halcrow et Probst.

M. MATHIEU :

Messieurs,

J'ai été frappé dans tous les congrès internationaux des difficultés que l'on éprouve à se comprendre entre collègues appartenant à différentes nations. A Zurich, à la session de la Nouvelle Association Internationale d'Essais des Matériaux (N.A.I.E.M.) on a constitué une commission chargée de dresser un tableau fixant, dans les principales langues, les différents termes techniques à employer.

Ce matin nous avons eu une discussion au sujet du phénomène désigné par le mot « renard ».

Cet après-midi le rapport général emploie, d'une part, le mot « creep », d'autre part le terme « plastische Verformung » et enfin le mot « glissement », qui n'est pas heureux.

Je rappellerai que le mot « creep » a été employé à Zurich à propos des métaux à hautes températures; et on a adopté le terme « d'écoulement » ou de « viscosité ». Ce terme pourrait cependant prêter à équivoque en ce qui concerne le béton.

Et il conviendrait, je crois, de s'entendre pour choisir les termes à employer. Les langues allemande, anglaise et française ont été utilisées dans ce congrès; mais je crois de mon devoir de signaler que la littérature italienne sur les travaux hydrauliques est très abondante, de même la littérature suédoise.

Je me demande s'il ne serait pas avantageux d'établir un tableau en cinq langues : français, anglais, allemand, suédois et italien.

La séance est levée.

---

*Réunion Technique du 6 Juillet 1933 à Trollhättan*

---

*Le Président :* (M. BAALSRUD).

Meine Damen und Herren :

Die akademische Viertelstunde ist vorüber. Ich erkläre hiermit die erste Sitzung des Talsperrenkongresses in Trollhättan eröffnet.

Wir haben an diesem Vormittag zunächst die Diskussion über die Programmpunkte 1a und 1b beziehungsweise «Altersschäden von Beton» und «Einflüsse der Formänderungen in Schwergewichtsmauern» fortzusetzen und zu beenden. Zweitens werden die gesprochenen Resolutionen, wozu die zwei Ausschüsse in Stockholm gewählt sind, unter eventuelle Abstimmung gesetzt.

Es ist erwünscht, dass die teilnehmenden Herren sowohl über die Fragen 1a und 1b sowie über die genannte Resolution sich möglichst gleichzeitig äussern um Zeit nicht zu verlieren. Jedem Teilnehmer ist 5 Minuten zugeteilt und es ist zu beachten, dass die Diskussion ein Viertel vor 12 Uhr abgebrochen wird, um die vorgesehene Abstimmung vorzunehmen.

Die von den Ausschüssen ausgearbeiteten Konklusionsvorschläge werde ich gleich in den verschiedenen Sprachen vorlesen lassen.

*Le Président :* (M. BAALSRUD) :

Dann gebe ich das Wort an Herrn Oberingenieur Ekwall, der die Konklusionen betreffend 1a erstattet.

M. ERWALL :

La sous-commission de cette question a été ainsi composée, M. Halcrow, M. Haegelen, M. Probst et moi-même.

Voici le texte en français :

«Détérioration par vieillissement du béton des barrages-poids.»

Pour éviter la détérioration du béton des barrages-poids le Congrès recommande les mesures suivantes :

a) barrages construits dans des conditions climatiques ordinaires.

1° On attachera la plus grande importance à réaliser dans la partie amont du barrage un béton étanche. Des essais méthodiques

devront être exécutés pour déterminer la composition du béton à mettre en œuvre.

2° Il y aura intérêt à faire choix d'un ciment ayant le moins de tendance possible à produire des fissures de retrait.

On accordera une attention toute particulière à la question des joints de dilatation.

3° Il est préférable de construire les barrages en maçonnerie de moellons et non pas en béton lorsqu'il sera possible de le faire dans de bonnes conditions techniques et sans dépenses exagérées.

b) Barrages construits dans des conditions climatiques exceptionnelles :

Les parements amont et aval devront être couverts d'une couche spéciale de protection.

c) Lorsque les eaux de la retenue attaquent les ciments Portland ordinaires, on devra prendre des dispositions constructives spéciales; en particulier on protégera contre le contact de l'eau les bétons susceptibles d'être attaqués.

The text in English :

Deterioration by ageing of the concrete in gravity dams.

In order to protect concrete gravity dams from deterioration it is recommended that

a) For dams built under ordinary conditions :

1. It is of the greatest importance that the upstream concrete of the dam be made watertight. For this reason it is advisable to make careful investigations of the quality and grading of the materials to be used.

2. It is very important to use cement which will assist in reducing cracks due to setting. The question of expansion joints should be carefully considered.

3. It is preferable to use masonry instead of concrete where suitable materials are available and where the construction can be carried out at a reasonable price (cost).

b) For dams subjected to special climatic conditions, it is further recommended that the upstream and downstream faces of the dam be specially protected.

c) For dams subjected to water which attacks the Portland cement concrete special measures should be taken to protect the concrete.



Zur Frage, welche Mittel angewendet werden sollen um Schäden des Betons in Gewichtsstaumauern entgegenzuwirken, nimmt der Kongress wie folgt Stellung :

a) Für Staumauern unter gewöhnlichen Verhältnissen :

1. Es ist von grösster Wichtigkeit, dass der wasserseitige Beton der Staumauern wasserdicht ist. Für diesen Zweck empfiehlt es sich vor Beginn des Baues sorgfällige Untersuchungen über die Qualität und der geeigneten Zusammensetzung des Betons auszuführen.

2. Bei Gewichtsstaumauern sollte ein geeigneter Zement verwendet werden, der Rissebildungen entgegenwirkt.

3. Bruchsteinmauern sind an solchen Plätzen reinen Betonmauern vorzuziehen, wo geeignetes Steinmaterial vorhanden ist und sich die Ausführung auf sichere Weise und zu normalen Kosten herstellen lässt.

Der Frage der Fugen ist besondere Beachtung zu schenken.

b) Für Gewichtsstaumauern, die besonderen klimatischen Bedingungen ausgesetzt sind, wird empfohlen, die Wasser- und Luftseite mit einer besonderen Schutzschicht zu bekleiden.

c) Für Gewichtsstaumauern mit chemisch eingreifendem Wasser müssen besondere Massnahmen getroffen werden, um den Portland-Zementbeton vor Angriffen zu schützen.

*Le Président* : (M. BAALSRUD).

Bevor ich die Diskussion eröffne ist mitzuteilen, dass Herr Professor Fr. Vogt aus Norwegen, der der Sitzung in Stockholm beigewohnt hat, aber später verreist ist, einige Bemerkungen zu machen wünscht und er hat in dieser Absicht das schwedische Komitee darüber zugeschrieben. Sein Schreiben ist ganz kurz und wenn niemand was dagegen hat, bitte ich Herrn Hellström das in englischer Sprache gehaltene Schreiben vorzulesen.

M. PROBST :

Zu der Frage 1a, Alterserscheinungen bei Beton, erlaube ich mir zu bemerken :

Die Berichte, die ich vor Beginn des Kongresses durchlesen konnte, haben alle den Titel «Alterserscheinungen an Betonmauern». Ich glaube, man sollte überall hinzufügen : «infolge zu starker Jugendsünden». Ich will aus den Jugendsünden keinen Vorwurf ma-

chen, aber doch darauf hinweisen, dass es zum Teil Untersuchungen an Staumauern sind, die über 10 oder 15 Jahre alt sind, aus einer Zeit, zu der man weder vom Material noch von der Konstruktion das wusste, was man heute weiss. Unser Ziel ist ja doch, Untersuchungen so durchzuführen, dass man in Zukunft die alten Fehler vermeidet.

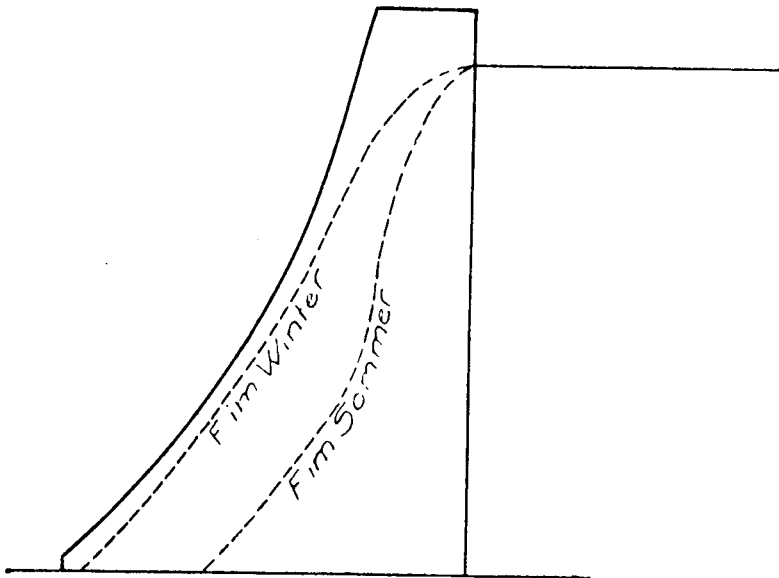
*Le Président :*

Wir haben leider keine Zeit den Vortrag zu übersetzen.

Bevor ich Herrn Sandri das Wort gebe, möchte Herr Westerberg zunächst einige Worte sagen.

M. WESTERBERG :

Bei der Sitzung in Stockholm hat Herr Hellström auf eine Skizze verwiesen die «die Feuchtfrent» in einem Wehr dargestellt hat. Diese Skizze war bei einem vor dem schwedischen Wasserkraftverein gehaltenen Vortrag von mir gezeigt, und war als Beleuchtung des Folgenden beabsichtigt :



Ein Betonwehr oder ein Beton-Konstruktionsteil, das einseitigen Wasserdruck ausgesetzt ist, wird bis zu einem gewissen Grade durchfeuchtet.

Sollte das Wehr an der Luftseite keine Feuchtflecke zeigen, so befindet sich in dem Wehr eine Zone, wo Gleichgewicht zwischen dem eindringendem Wasser und dem verdunstendem Wasser vorhanden ist. Diese Zone habe ich die Feuchtfrent genannt.

Herrührend von den Verdunstungs-Verhältnissen an der Luftseite stellt sich die Feuchtfrent in verschiedenen Lagen ein.

Das Wasser, das in das Wehr eindringt, löst in gewissem Masse die löslichen Bestandteile des Betons. Die gelösten Teile sind aber bei Verdunstung des Wassers in der Nähe der Feuchtfrent herausgefällt in dort befindliche Poren und helfen hier dem Beton dichter zu werden.

Auf diese Weise wird das Wehr allmählich selbstverdichtet.

Eine Selbstverdichtung in dieser Weise kann nur bei Wehren, die in der Luft stehen, vorkommen.

Ist das Wehr aber ein Grundwehr, also von Wasser ganz umgeben, kommt Selbstverdichtung nicht vor, und wenn der Beton nicht von Anfang an dicht wäre, wird hier eine fortgehende Zerstörung durch Lösung der löslichen Produkte in dem Zement stattfinden.

Diese Frage gehört zu *1a* und ist im Rapport No 3 behandelt

*Le Président :*

Ich gebe Herrn Professor Kelen das Wort.

**N. KELEN :**

Ich wünsche zu folgenden drei Fragen Stellung zu nehmen :

- 1) Frostschäden,
- 2) Beschädigung des Untergrundes,
- 3) Abbindewärme.

*Zu Frostschäden :* Es ist bereits bekannt, dass diese Frage mit der Wasserdichtheit des Bauwerks zusammenhängt. In den Fachkreisen herrscht im allgemeinen die Meinung, dass die Frostschäden wirksam durch eine Natursteinverkleidung verhindert werden können. Diese Frage zu klären, nämlich ob eine Natursteinverkleidung nötig ist oder nicht, ist von prinzipieller Bedeutung für die Praxis. Denn erstens kostet die Gewinnung der Steine, falls solche an Ort und Stelle nicht vorhanden sind, sehr viel, zweitens ist die Bearbeitung der Steine sehr teuer, drittens ist der Transport und viertens die Mauerung der Steine sehr teuer. Ausserdem bildet die Mauerung

bekanntlich die enge Stelle der Baustelle, d.h. von dem Baufortschritt der Mauerung hängt die erzielbare maximale Leistung ab. Ich persönlich stehe auf dem Standpunkt, dass es nicht unbedingt nötig sei, die Mauer auch in sehr ungünstigen klimatischen Gegenden im Norden mit einer Natursteinverkleidung zu versehen; es genügt vielmehr alle Regeln zu beachten, die bei der Herstellung eines dichten Betons zu beachten sind. Das sind: der Zementgehalt, die Koranzusammensetzung der Zuschlagsstoffe, der Wasserzusatz und die Nachbehandlung des Betons. Wegen Zeitmangel möchte ich auf diese Fragen nicht näher eingehen, ich möchte nur auf die irtümliche Auffassung hinweisen, dass die Wasserdichtheit des Betons direkt proportional mit dem Zementgehalt wäre; demnach müsste der reine Zementstein am dichtesten sein. Das ist jedoch nicht der Fall. Laboratoriumsversuche, zuletzt ausgeführt bei uns in Deutschland in Stuttgart, zeigten, dass man mit normalem Porflandzement von 180 kg pro m<sup>3</sup> einen dichten Beton erzielen kann. Selbstverständlich gibt es einen absolut dichten Beton nicht, diese Frage ist relativ. Es genügt nicht zu verlangen, dass der Beton dicht sein soll, sondern man muss auch die Mauerhöhe angeben, d.h. es ist notwendig anzugeben, welcher Grad von Wasserdichtheit verlangt werden muss.

Der zweite Punkt, worauf ich hinweisen möchte, ist die Beschädigung des Untergrundes.

Diese Frage ist weitaus wichtiger als die Frostschäden. Die Frostschäden sind sichtbar; eine so beschädigte Staumauer kann also repariert werden. Aber wenn eine Beschädigung des Untergrundes d.h. eine Lockerung zwischen Mauerwerk und Fundament eintritt, so kann man diese Schäden nicht beobachten und eine Lockerung des Gefüges zwischen Mauerwerk und Fundament kann zum Einsturz der Staumauer führen. Aus diesem Grunde — ich kann an dieser Stelle nicht näher auf die Frage eingehen — sind alle diejenigen Regeln zu beachten, die bei der Herstellung eines Mauerwerks zu beachten sind, das genügende Haftfestigkeit — zwischen Beton und Fundament — hat. Es sei mir noch gestattet darauf hinzuweisen, dass die bisherige Berechnung der Gleitsicherheit vollkommen falsch war, sie muss in der Zukunft auf eine ganz andere Weise erfolgen.

Der dritte Punkt, worauf ich hinweisen möchte, betrifft die Abhindewärme.

Die Erhöhung der Temperatur im Inneren der Staumauer ist an und für sich nicht schädlich. Die darauf folgende Abkühlung des

Betons ist an und für sich auch nicht schädlich. Schädlich ist die *ungleichmässige* Abkühlung, indem der Beton an der Oberfläche sich rascher abkühlt als im Inneren. Dieser Umstand führt zu Neben-  
spannungen u.z. zu Zugspannungen und evtl. zur Rissebildung. Zur Vermeidung dieser Rissebildung gibt es zwei Vorschläge, die mir bekannt sind. Der eine Vorschlag, den wir auch von Herrn Doktor Kacch gehört haben, vertritt die Meinung, dass es notwendig sei, die Abbindewärme aus dem Beton so rasch wie möglich abzuführen. Ich bin mit dieser Meinung nicht einverstanden. Ich glaube nicht, dass man auf diese Weise Risse verhindern kann. Denn ob die Rissebildung eintritt oder nicht, ist davon abhängig, ob die Zugspannungen die an der Oberfläche der Mauer entstehen, grösser oder kleiner sind als die Zugfestigkeit des Betons. Werden wir die Wärme aus dem Beton schnell abführen, also in einer Zeit, wo die Zugfestigkeit des Betons noch sehr gering ist, dann werden wir diese Zugspannungen gerade in einem Zeitpunkt künstlich herbeiführen, wo der Beton noch keine genügende Zugfestigkeit hat. Auf diese Weise wird man die Zugfestigkeit nicht vermeiden, sondern im Gegenteil, künstlich herbeiführen.

Der zweite Vorschlag ist der amerikanische Vorschlag: Die Abkühlung des Betons mittels Kühlrohre. Dieser Vorschlag wurde einmal praktisch verwirklicht bei dem Bau der Ariel-Gewölbestaumauer und soll jetzt durchgeführt werden beim Bau der Hoover-Staumauer. Es kann sein, dass dieser Vorschlag zum Erfolg führen wird. Ich möchte nur darauf hinweisen — und namentlich meine amerikanischen Kollegen darauf aufmerksam machen — dass eine Rissebildung auch in diesem Falle wahrscheinlich nicht vermieden werden kann; denn es ist zu erwarten, dass dort, wo die Wärme abgeleitet wird, also entlang der Röhre, auch in diesem Fall Risse entstehen werden und zwar radiale Risse im Bezug auf die Rohre. Man muss also darauf aufpassen, dass die Rohre nicht durchgehend von der Wasserseite zur Luftseite geführt werden, denn in diesem Falle entstehen durchgehende Risse und damit auch Durchsickerungen durch den Mauerkörper.

Ein Vorschlag, den ich hier machen möchte, besteht darin, einen Mauerabschnitt (hier handelt es sich nur um Gewichtsstaumauern Unter einem Mauerabschnitt verstehe ich einen Mauerblock, begrenzt seitlich durch zwei benachbarte Dehnungsfugen, ferner von der Wasser- und der Luftseite), in *ununterbrochener Betonierung* hochzuführen. Auf diese Weise wird die Oberfläche des Betons auf ein Minimum harabgesetzt. Ich verkenne es keinesfalls, dass dieser

Vorschlag bezw. die Verwirklichung des Vorschlages mit Schwierigkeiten verbunden sein wird, mit sehr erheblichen Schwierigkeiten sogar. Bedeutet doch die Durchführung dieses Vorschlages das Durcharbeiten in drei Schichten pro Tag, das Durcharbeiten an Sonn- und Feiertagen; damit sind alle Schwierigkeiten mit den Arbeiterverhältnissen, den Baracken usw. verbunden; aber trotzdem muss man trachten, *nach Möglichkeit* eine ununterbrochene Betonierung vorzunehmen. Damit keine allzu grossen Installationen notwendig sein sollen, ist es zu empfehlen einen Zement zu verwenden, dessen Abbindezeit möglichst lang ist, etwa 4 oder 5 Stunden.

Schliesslich möchte ich zur Resolution 1 a Stellung nehmen. Ich bin in zwei Punkten mit der Resolution nicht einverstanden. Zunächst mit dem Punkte wo gesagt wird: «Bruchsteinmauer ist der Betonmauer vorzuziehen». Ich bin der Meinung, dass einige schlechte Erfahrungen in Betonbau dürfen uns nicht entmutigen, um deswegen wieder zu einer altertümlichen Bauweise zurückzukommen. Gewiss sind Risse entstanden, Verwitterungen vorgekommen usw. Ich kann mich an dieser Stelle mit diesen Fragen nicht näher beschäftigen, aber fast in jedem einzelnen Falle könnte ich nachweisen, dass wenn nachträglich Schäden (Rissbildung, Frostschäden usw.) entstanden sind, so liegt es daran, dass damals, als die Staumauern ausgeführt worden sind, uns noch nicht genügende Erfahrungen zur Verfügung standen. Es ist aber durchaus möglich, unter Beachtung unserer heutigen Kenntnisse und Erfahrungen Betonstaumauern bis zur beliebigen Grösse einwandfrei auszuführen. Ich würde also vorschlagen, dass wir diesen Punkt der Resolution streichen.

Der zweite Punkt, womit ich nicht ganz einverstanden bin, lautet: Bei Gewichtstaumauern sollte ein geeigneter Zement verwendet werden, der Rissbildungen entgegenwirkt. Ich glaube, meine Herren, dieser Punkt ist nicht ganz einwandfrei formuliert. Denn die Ursache der Rissbildung ist nicht nur der Zement *allein*, sondern der Bauvorgang, die Nachbehandlung des Betons usw., usw. Infolgedessen würde ich vorschlagen, dass wir diesen Punkt entsprechend korrigieren. Mit dem Zement allein ist nach nichts getan, sondern es sind, namentlich während der Bauausführung, gewisse Regeln zu beachten, um die Rissbildung zu vermeiden. Schliesslich möchte ich 2 Vorschläge bezüglich der zukünftigen Messungen unterbreiten und zwar:

Erstens würde ich vorschlagen, dass man in der Zukunft die Weite der Dehnungsfugen messen soll und zwar nicht nur an den

Randflächen — d.h. an der Wasser- und Luftseite — sondern auch im Inneren der Fugen. Diese Messungen sind verhältnismässig einfach und sehr billig auszuführen. Auf diese Weise bekommen wir weitere, wertvolle Anhaltspunkte über die Spannungs- und Deformationsmessungen der Staumauer. Es handelt sich also um die Messung der Weite der Dehnungsfugen in verschiedenen Punkten innerhalb der Staumauer;

Zweitens würde ich empfehlen, bei Gewichtstaumauern das Fundament daraufhin zu untersuchen, ob die Dehnungsfugen, die von vornherein bis zum Fundament vorgesehen waren oder sich von selbst bis dort hin verlängert haben, sich nicht weiter in das Fundament erstrecken. Das wäre nämlich zu erwarten. (Zeichnung).

Die Dehnungsfugen gehen bis zum Fundament und da die Mauer auf das Fundament aufbetoniert wird, besteht ein fester Zusammenhang zwischen Mauerwerk und Fundament. Wenn wir annehmen, dass die Bewegung von der Mitte des Mauerabschnitts ausgeht, entstehen im Beton Zugspannungen und im Fundament unter der Mauer Druckspannungen. Unterhalb der Dehnungsfuge entsteht Zugspannung im Fundamentfels.

Es ist also durchaus möglich, dass Risse sich im Fundament bilden. Da dieser Gedanke m. w. bisher noch von niemandem ausgesprochen wurde, ist es auch selbstverständlich, dass es niemandem eingefallen ist, das Fundament daraufhin zu untersuchen. Ich würde also vorschlagen, dass man in der Zukunft die Untersuchung auch auf diesen Punkt erstreckt.

#### *Le Président :*

Ich gebe Herrn Ingenieur Werner das Wort :

Nach den Erfahrungen der letzten Jahre sind ja die Betonkonstruktionen, die einseitigem Wasserdruck ausgesetzt sind, als besonders beansprucht zu betrachten. In Schweden hat deshalb die Königliche Wasserfallverwaltung eine direkte Anforderung an die Zementindustrie gestellt, wenn möglich einen speziellen Zement für Wasserbauarbeiten herzustellen, und hat dabei auch die Eigenschaften des Zements präzisiert, die von besonderem Wert sein sollten.

Von einer schwedischen Zementfabrik ist dann ein Zement den Wünschen der Wasserfallverwaltung entsprechend hergestellt worden. Dieser neue Portlandzement wurde seit dem Frühjahr 1932 hergestellt und für Wasserbauzwecke verwendet, wie wir es z. B. gestern in Vargön gesehen haben.

Ich werde die interessantesten Eigenschaften des neuen schwedischen Wasserbauzements im folgenden kurz besprechen.

1) *Wasserlöslichkeit*. Die durch Wasser bedingte Kalkauslösung ist für gewöhnlichen Portlandzement geringer als für frühhochfesten Portlandzement; im Vergleich mit diesen beiden Zementen ist die Kalkauslösung des Wasserbauzements bedeutend niedriger, was in der Abb. 1 ersichtlich ist.

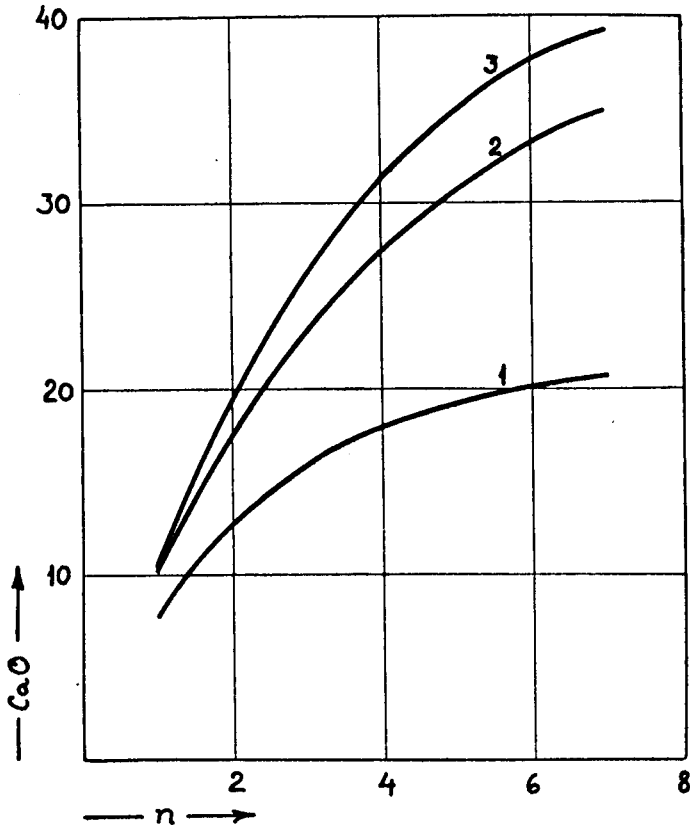


Abb. 1. — Ausgelöste Menge CaO (in % von Gesamt CaO) als Funktion der Anzahl (n) wiederholter Auslösungen (nach einer Schüttelmethode).

1. Schwedischer Wasserbauzement.
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).
3. Frühhochfester Portlandzement.

2) *Wärmeentwicklung*. Die Abbindewärme von Zement ist bekanntlich von dem Gehalt an gewissen Klinkermineralien, insbesondere Trikalziumaluminat und Trikalziumsilikat abhängig, was durch genaue Messungen in U.S.A. neulich bestätigt worden ist. Zuzufolge



der Kenntnis über den Zusammenhang zwischen mineralogischer oder chemischer Zusammensetzung und der Wärmeentwicklung des

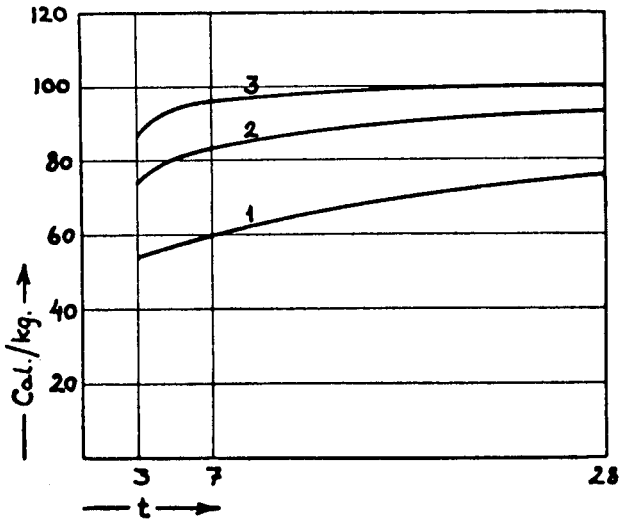


Abb. 2. -- Aus der chemischen Zusammensetzung berechnete Wärmeentwicklung (in Cal. pro kg Zement) nach verschiedenen Zeiten (t Tagen).  
1. Schwedischer Wasserbauzement.  
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).  
3. FrühhoCHFester Portlandzement.

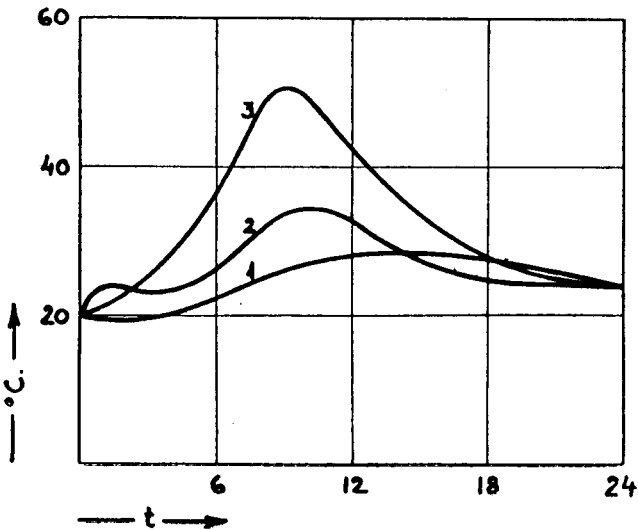


Abb. 3. -- Unter gleichen Bedingungen gemessene Temperaturerhöhungen (in ° C.) als Funktion der Zeit (t Stunden).  
1. Schwedischer Wasserbauzement.  
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).  
3. FrühhoCHFester Portlandzement.

Portlandzements kann deshalb nunmehr die spezifische Wärmeentwicklung auf Grund der chemischen Zementanalyse annähernd berechnet werden. Ein Vergleich der drei obenerwähnten Zemente in Bezug auf die aus der chemischen Zusammensetzung errechnete Wärmeentwicklung zeigt die besonders für Massivbauten wünschenswerte niedrige Wärmeentwicklung des Wasserbauzements, was auch durch direkte Messungen bestätigt worden ist. (Abb. 2 und 3).

3) *Abbindezeit.* Das Abbinden des Wasserbauzements beginnt erst nach etwa 5 Stunden und endet nach etwa 10 Stunden, eine Abbindezeit welche wegen des praktischen Arbeitsverfahrens bei grösseren Betonarbeiten erwünscht ist.

4) *Festigkeit.* Der Wasserbauzement zeigt eine mässige Anfangsfestigkeit und ein gutes Nacherhärten, besonders bei Wasserlagerung. (Abb. 4).

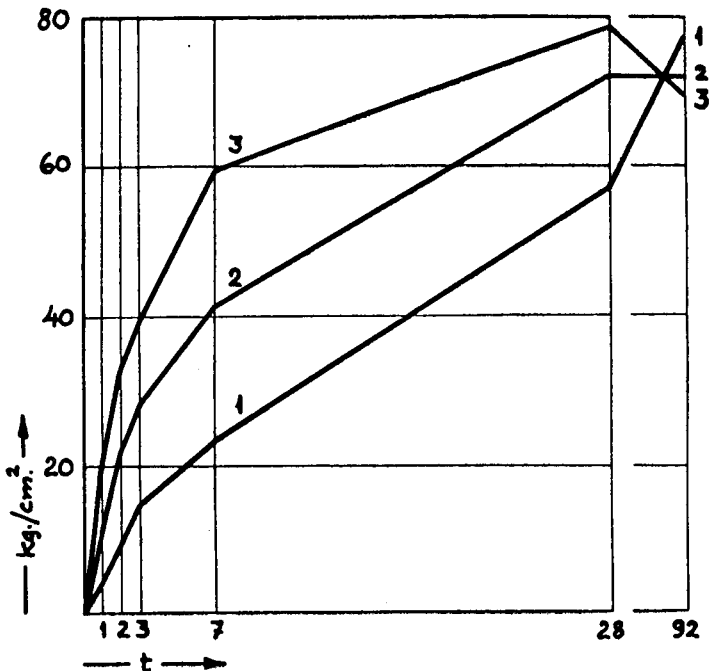


Abb. 4. — Biegezugfestigkeit (in  $\text{kg/cm}^2$ ) wassergelagerter Probekörper als Funktion der Zeit (t Tage).

1. Schwedischer Wasserbauzement.
2. Gewöhnlicher Portlandzement (Klasse A).
3. FrühhoCHFester Portlandzement.

Die Festigkeit ist auf Biegezugfestigkeit mittels Probepressen

ermittelt. Diese Ergebnisse sind allgemein. Auch ein Vergleich in Bezug auf Druck- und Zugfestigkeit zeigt dieselbe typische Reihenfolge der Zemente wie in der Abb. 4 an.

5) *Schwindung und Rissbildung.* Die Rissbildung im Beton entsteht hauptsächlich entweder wegen der Temperaturspannungen oder wegen der Austrocknung. Der Wasserbauzement zeigt in Bezug auf Schwindung und Rissbildung bedeutende Vorteile, indem die Wärmeentwicklung, wie erwähnt, günstig ist und die Schwindung beim Austrocknen auch kleiner ist.

In U.S.A. hat man ja neulich Sonderbestimmungen für Zement, der zu den grossen Talsperren, Pine Canyon Dam und Hoover Dam verwendet wird, festgestellt. Diese Bestimmungen, von denen ein Auszug in der Tabelle 1 zusammengestellt ist, enthalten als wichtigste Neuigkeit eine Beschränkung der Wärmeentwicklung bis zu 60 - 65 Cal. nach 7 Tagen und 70 - 80 Cal. nach 28 Tagen.

Tabelle 1. *Auszug aus den Bestimmungen für amerikanischen Talsperren-Zement.*

	Pine Canyon Dam.	Hoover Dam.	
		" Low-heat " cement.	" Moderate-heat " cement.
Gesamt-wärmeentwicklung nach 7 Tagen ..... max.	65 Cal.	60 Cal.	70 Cal.
Gesamt-wärmeentwicklung nach 28 Tagen ..... max.	80 »	70 »	100 »
Druckfestigkeit nach 7 Tagen min.	56 kg/cm <sup>2</sup>	70 kg/cm <sup>2</sup>	140 kg/cm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit nach 28 Tagen min.	140 »	140 »	210 »
Druckfestigkeitssteigerung von 7 bis 28 Tagen ..... min.	35 %	50 %	—
Gehalt an 3 CaO. Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ber. nach Bogue ..... max.	6 %	5 %	8 %
Gehalt an 2 CaO. SiO <sub>2</sub> ber. nach Bogue ..... max.	—	60 %	—
Gehalt an 3 CaO. SiO <sub>2</sub> ber. nach Bogue ..... max.	—	—	60 %
Feinheit der Mahlung: Siebrest 4900 M/cm <sup>2</sup> .....	2—15 %	—	—
Spez. Oberfläche cm <sup>2</sup> /gr.	—	1300—1700	1200—1600

Ein Vergleich zwischen den Eigenschaften des schwedischen Wasserbauzements und diesen neuen amerikanischen Bestimmungen ist schliesslich in der Tabelle 2 gezeigt.

Tabelle 2. *Wärmeentwicklung und Festigkeit des schwedischen Wasserbauzements im Vergleich mit den amerikanischen Sonder-Bestimmungen.*

	Amerikanische Bestimmungen.	Schwedischer Wasserbauzement
Wärmeentwicklung nach 7 Tagen..	max. 60—65 Cal.	60—63 Cal.
Wärmeentwicklung nach 28 Tagen..	max. 70—80 Cal.	76—77 »
Druckfestigkeit nach 7 Tagen ....	min. 56-70 kg/cm <sup>2</sup>	175—200 kg/cm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit nach 28 Tagen ....	» 140 »	350—400 »
Druckfestigkeitssteigerung von 7 bis 28 Tagen .....	» 35—40 %	etwa 100 %

M. PAGLIARO :

L'argomento della influenza della temperatura e delle deformazioni in genere nelle dighe è di un'importanza tanto grande che nel regolamento vigente in Italia è prescritta la misura sistematica e periodica delle deformazioni stesse e delle temperature interne delle dighe.

Tutte le principali dighe d'Italia sono pertanto munite di apparecchi per la misurazione delle deformazioni, e di termometri elettrici; mentre nello stesso tempo si registrano le altre misure relative alla quota d'invaso, alle temperature esterne, alla temperatura dell'acqua ecc. Tutte queste osservazioni si effettuano sistematicamente sia per mezzo di apparecchi a lettura diretta che per mezzo di autoregistratori.

La vastissima mole delle osservazioni raccolte dal Servizio Centrale Dighe Italiano in ben nove anni (dal 1925 ad oggi) non consente una esposizione dettagliata. Si tratta di un complesso di oltre 2 milioni di dati, che non possono riassumersi in poche righe.

Desidero tuttavia portare a conoscenza degli illustri congressisti alcune osservazioni effettuate alla diga di Spigno, in provincia di Alessandria. — La diga, alta metri 40, è ad arco ma con grossi spessori. Il paramento a monte è verticale, quello a valle è inclinato

di 0,33; lo spessore alla base è di m. 15,72. La struttura è in calcestruzzo con 400 kg. di cemento.

La diga fu ultimata nel 1925 e venne poco dopo sottoposta a sistematiche osservazioni sul suo comportamento. Oltre alla misura delle temperature, delle quote d'invaso, delle filtrazioni d'acqua ecc., vennero eseguite le misure degli spostamenti della diga, sia orizzontali che verticali.

Dopo molti anni di costante osservazione, si può dedurre :

— 1°) Tutti gli spostamenti hanno carattere elastico, ritornando la diga a passare per le medesime posizioni col ripetersi di determinate condizioni esterne.

— 2°) Gli spostamenti orizzontali sono molto più accentuati di quelli verticali; ma entrambi mostrano una chiara concordanza con le variazioni della temperatura esterna. Non è invece evidente la influenza del carico idrostatico.

— 3°) Gli spostamenti orizzontali misurati sono inferiori a quelli ricavati teoricamente, considerando la diga come composta di anelli elastici, indipendenti, incastrati alle sponde. Questa teoria non considera gli spostamenti verticali, i quali invece esistono. La teoria è quindi in eccesso per gli spostamenti orizzontali, ma è in erronea omissione per quelli verticali.

Anche per altri dighe italiane sono state effettuate numerose misure in proposito, confermando le conclusioni ora dette.

Abbiamo inoltre un'estesa serie di osservazioni sulle temperature interne delle dighe, ricavate inserendo dei termometri elettrici a lettura diretta e talvolta anche automatici.

In generale, le isoterme, tracciate in una sezione trasversale, si presentano in modo che quelle di maggior temperatura hanno forma ellittica centrale, tendendo ad esser parallele ai due paramenti, raccordandosi in alto e spezzandosi alle fondazioni.

Con la inserzione dei termometri durante la costruzione, è apparso il fenomeno termico della presa con sopraelevazione fino a 35° centigradi e con successivo, lento raffreddamento durante periodi di tempo variabili fino ed oltre 3 anni.

Le variazioni volumetriche della diga per effetto del riscaldamento e del raffreddamento delle masse murarie, sia per il fenomeno della presa che per le variazioni termiche esterne, trovano la possibilità di libere espansioni mediante giunti sufficientemente distanziati. A questi giunti io ho assegnato due distinte funzioni, costruendo con speciali caratteristiche, quelli destinati al gioco permanente delle

dilatazioni per effetto termico esterno, e costruendone altri, con altre caratteristiche, per il fenomeno della presa e del ritiro, provvedendo a saldarli dopo avvenuto questo.

Infine oltre ai fenomeni osservati ve ne sono altri o non ancora sufficientemente esaminati o addirittura non ancora individuati. Fra i primi è la spinta dei ghiacci, alla quale talvolta si assegnano dei valori enormi.

Mancano dati sicuri sperimentali, di difficile osservazione, ed anche la teoria non è acclarata.

Altro fenomeno importante è la variazione delle pressioni unitarie nell'interno della diga per effetto delle variazioni dei carichi esterni. La continua oscillazione delle sollecitazioni interne — dedotte dal calcolo — deve avere certamente un'influenza, sulle qualità di resistenza e d'impermeabilità delle muratura. Ancora questa influenza non ha nessun dato sperimentale e nessuna teoria; mentre essa starebbe a rappresentare un elemento essenziale per il vero « invecchiamento » della struttura, e senza l'intervento di altre cause.

Per cui, occorre la massima buona volontà di tutti i tecnici del mondo, quì deguamente rappresentati, per arrivare a definire, o avvicinarci a definire, molti fenomeni importanti che interessano grandemente le dighe.

Mr. GIERTZ-HEDSTRÖM :

Gentlemen,

I wish to draw your attention to some trends of development which concern points 1 and 3 in the General Report of Mr. Ekwall and which may be of interest as to the use of concrete in dams.

As is well known, the failures of old dams must to a great extent be ascribed to the method of placing the concrete, the tamping and to the use of too lean mixtures. By increasing the quantity of cement and water we are able to pour the concrete and thus ensure the watertightness of the concrete itself. As is stated in the General Report, this requires in general at least 350 kilogrammes of cement per cubic metre of the concrete. It is important that this quantity be not decreased when we pour the concrete and make use of ordinary materials.

It is, however, desirable to diminish the quantity of water necessary to enable the placing of the concrete in order to increase the resistance of the concrete against frost action, dissolution and so

on. As regards the heat development and the shrinkage, it would also be advantageous to diminish the quantity of cement somewhat.

Now there is a new method of placing the concrete which permits of diminishing either the quantity of water when maintaining the same quantity of cement per m<sup>3</sup> of the concrete and thus to greatly increase its resistance in many respects or on the other hand, decreasing both the water and the cement in the concrete but maintaining the same water-cement ratio, which ought to be of some advantage for instance concerning heat development. I refer hereby to the method of *vibrating concrete*, which was first employed in France and recently has aroused great interest in the U.S.A. It has also been used in a marked degree in Italy and Czechoslovakia. The method has been used with great success in many cases, where the rate of concreting is rather high, as f.i. for columns, pipes, bridges and even ways. If the method be suitable for dams, I don't know, but its advantages for other purposes seem to be so outstanding that its development and its eventual possibilities as regards dams ought to be followed with the greatest attention. I know that some trials have been made in Sweden with an older type, working on the form, but I don't think this was the right way; it seems to be more successful to vibrate in the mass, and I beg those who are present and who have experience of this method employed in dams or similar constructions to be kind enough to relate them. Mr. Friis referred shortly to this problem at the discussion in Stockholm.

Regarding point 3, I wish to state that we can doubtless improve the suitability of the concrete for dams by choosing a specially suitable cement. A cement rich in silica, which has been brought into the market here in Sweden for this purpose, no doubt marks a definite step in the said direction, showing that progress concerning the cement itself as to its suitability for dams can be counted upon.

Now there are many investigations in progress to further improve the quality of cement for this purpose, both in Sweden and in other countries. I refer especially to the addition of certain materials in order to diminish the dissolution of the cement in water; by which I foremost do not mean the blast-furnace-slag, which I consider as going only halfway, but *pozzolanic additions* free from lime, which, when properly manufactured and used, are able to combine with considerable quantities of lime and thus to improve the resistance of the mortar to dissolution.

I know that Mr. Hellström, for whom I have undertaken some research work in this respect at Cementlaboratoriet, has special

experience obtained from India, concerning surkhi, and perhaps he will tell us something about it.

At the last International Congress of Navigation held in Venice 1931, the importance of the use of pozzolanas, or specially resistant cements in concrete works exposed to the action of salt water, was pointed out by several reporters — more especially from Italy — and many experiences in regard to it communicated. I think that we have a good deal to learn from this and perhaps some of those present have some experiences to relate concerning the use of special or pozzolanic cements for dams, in addition to those communicated in the reports.

My purpose in stating these few remarks was to draw attention to the fact that cement and concrete technique is improving very definitely as we obtain more knowledge of the properties required, and that at present there are two points which seem to be especially promising and worthy of future attention.

M. PELAGATTI :

Messieurs,

Veillez me permettre de vous exposer quelques données relatives à deux barrages italiens : le barrage de Cignana et le barrage de Suviana des Chemins de fer de l'Etat. Le barrage de Cignana a une hauteur de 55 mètres, celui de Suviana, 92 mètres, c'est le plus haut de l'Italie. Tous les deux sont en béton coulé.

A Suviana, l'imperméabilité du côté amont est assurée par un simple enduit de gunite, armé d'un treillage métallique.

L'imperméabilité du roc de fondation a été obtenue par une série de forages profonds jusqu'à 25 mètres injectés à une pression de 30 atmosphères.

A Suviana, le jaugeage des filtrations se fait au moyen de 20 drains poussés dans le rocher et de 16 cubes de béton poreux.

Les joints de contraction du barrage de Cignana étaient prévus à 30 mètres d'intervalle, mais ils ont été doublés dans la partie supérieure.

A Suviana la distance entre les joints est de 18 mètres. On a placé dans les deux barrages un grand nombre de thermomètres électriques et des contraction-mètres qui permettent des observations systématiques.

Un seul thermomètre a atteint la température de 38° C, tandis



que le noyau intérieur, qui présentait en mai 1930 une température initiale de 30 degrés s'était refroidi à 25 degrés C à la fin de 1932.

Sur les contractions aussi, nous avons déjà recueilli de nombreuses observations; et il semble qu'elles restent dans des limites modérées.

A Suviana, on a employé du ciment pouzzolanique. Néanmoins, à Gignana, où l'on a employé déjà des ciments portland ordinaires, on n'a pas obtenu des températures et des contractions beaucoup plus élevées.

Les observations méthodiques qui se font aux barrages de Gignana et de Suviana et à bien d'autres barrages italiens fournissent certainement un matériel d'étude assez intéressant.

MR. HELLSTROM :

Although Question 1 (a) is not my province today, Mr. Giertz-Hedstrom has asked me to say a few words about an investigation of the solubility of cement in water which I have recently completed.

The object of this investigation was to find out how different waters affected the cement when percolating through concrete, and especially to establish if there any great differences between soft and hard water. In Europe it seems that the quality of river water in respect of hardness is practically constant all through the year, and that in most cases the seasonal variations are insignificant. The same thing does not apply to river water in India. In Fig. 1 I have shown the variation of the hardness of the River Ganges and one of its tributaries, the Sone, in 1918 and 1921. In July, August and September, the water is soft, whilst from December to May it is very hard.

It has been pointed out in Mr. Ekwall's General Report on Question 1 (a), and also by Mr. Westerberg in Report No. 3, that the property of the water has a great bearing on the question of deterioration of concrete. So far great importance has been attached to the hydrogen-ion-concentration, i.e. the pH value, but it is possible that the hardness might give a better indication of the effect of the water.

In order to study question I have carried out experiments to find the solubility of cement in both soft and hard water. The soft water was obtained from the water supply of Stockholm, and had a temporary hardness in parts of CaCO<sub>2</sub> of 4.3 per 100,000. The hard water

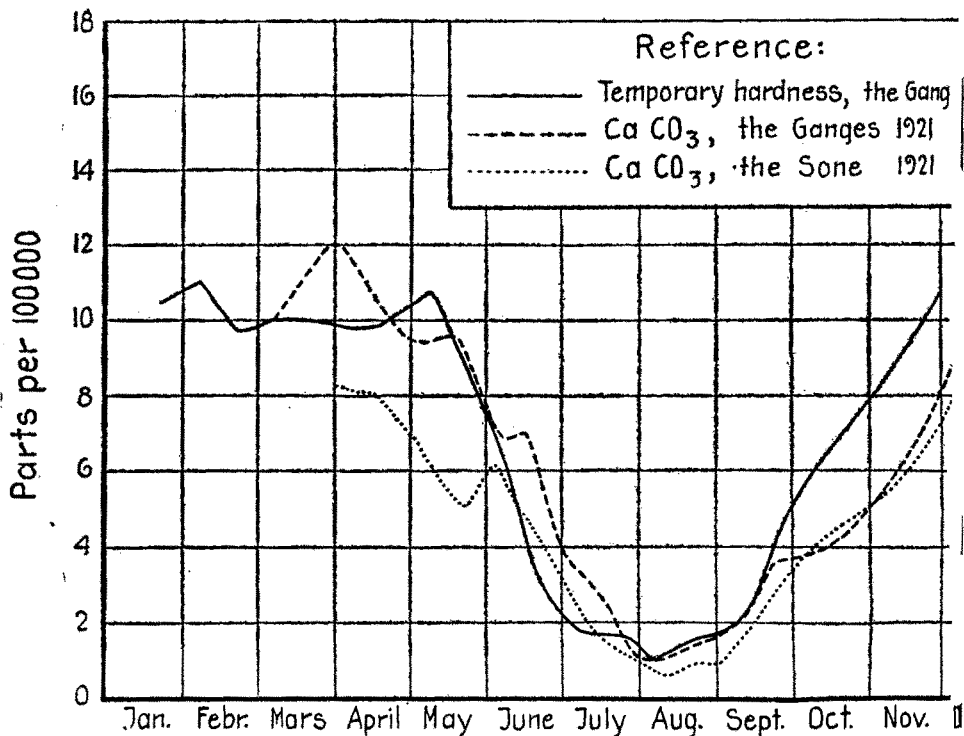


Fig. 1. — Hardness of the water of the Ganges and the Sone.

was obtained from Djursholm's water supply, the temporary hardness of which was 21.5. The method used for the investigation is as follows, see Fig. 2 and 3. The hydrated cement is pulverised to grains varying in size from 1/200 in. to 1/450 in. and 1 gramme of the powder is placed in a crucible, together with 20 cub. centimetres of water free from carbon dioxide. The crucible is then shaken sideways for 5 minutes and afterwards the water is drawn off through a glass filter. The powder, all of which remains on the filter, is then again mixed with 20 cub. centimetres of fresh water and shaken again for 5 minutes, and so on. By analysing the water at suitable intervals it is possible to determine the amount of material successively dissolved in the water.

This method of examining the solubility, which has been worked out by Mr. Werner and Mr. Giertz-Hedstrom, aims at treating the cement in about the same way as when water percolates through a dam. At the same time the method has the advantage of requiring

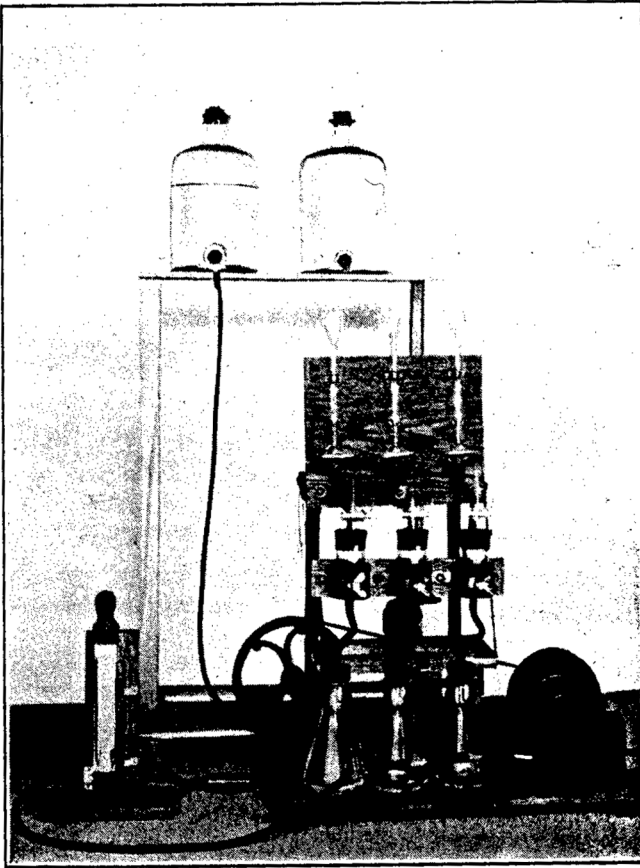


Fig. 2. — Apparatus for Dissolution Measurements.

comparatively little time for carrying out the test. Fig. 4 shows the dissolution curve for one gramme of hydrated Portland cement, and it will be seen that after 100 shakings about 0.18 grammes (corresponding to 18 % of the weight of the sample) of calcium oxide has been dissolved. This result was obtained with distilled water.

The lower diagram in Fig. 5 shows the dissolution of calcium oxide when 2.39 grammes of cement mortar, in proportion 1:1, were subjected to the same kind of test.

When soft water was used, about 0.24 grammes of lime had been dissolved after 100 shakings, and the rate of dissolution follows the same trend as the curve shown in Fig. 4.

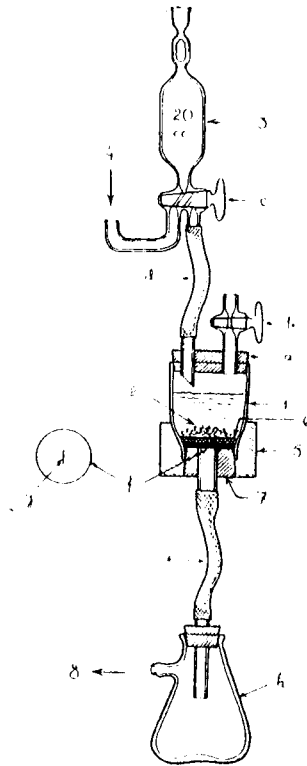


Fig. 3. — Diagram showing the Apparatus for Dissolution Measurements. 1, Crucible; 2, The Sample; 3, Automatic Burette; 4, Pipe for Water Supply; 5, Stand; 6, Glass Filter; 7, Rubber Stopper; 8, Vacuum Pipe; a, Stopper; b and c, Turncocks; d and e, Rubber Pipes; f, Rubber Plate; g, Slot; h, Vacuum Flask.

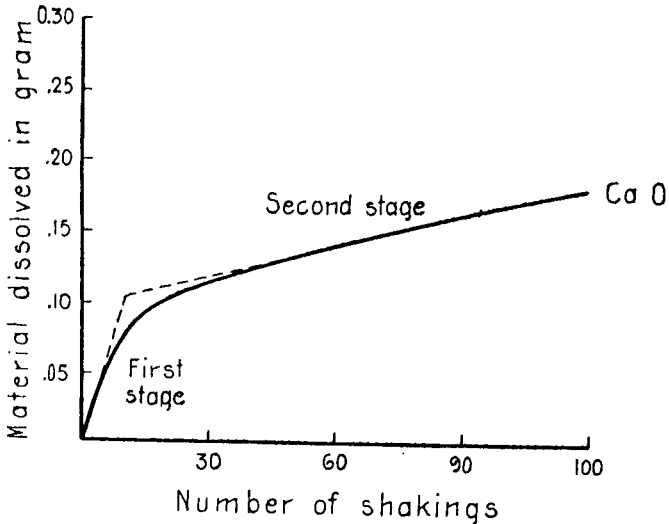


Fig. 4. — Dissolution Curve for 1 gram Hydrated Portland Cement (40 % water) after 7 days of hardening.

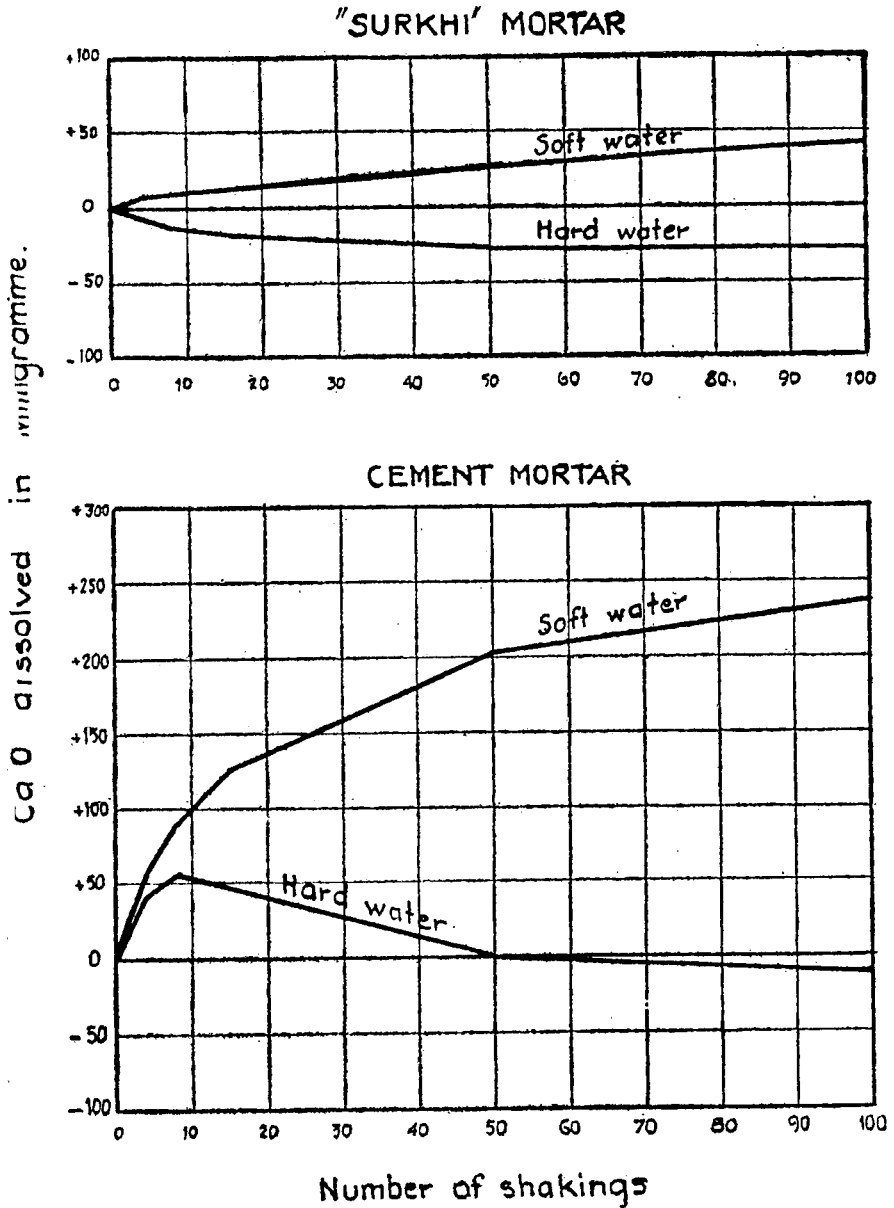


Fig. 5. — Dissolution curves of « Surkhi » mortar and cement mortar, using soft and hard water.

For hard water, however, the result was quite different. In this case the dissolution reached a maximum at 8 shakings after which

the chemical process made the concrete absorb calcium from the water. At 50 shakings the cement had not lost any lime and when further shaken the lime content of the cement actually increased.

It is possible that these two curves give the explanation in a nutshell as to why in certain rivers and certain countries leaky dams have not been very much affected by water, whilst in other rivers the result of water percolating through dams is disastrous.

To check the results mentioned above I carried out similar tests on «surkhi» mortar. «Surkhi», as you probably know, is widely used in India, and consist of burnt clay mixed with fat lime. The top diagram on Fig. 5 shows the result of 1.94 grammes of «surkhi» mortar shaken with soft and hard water respectively. In the former case lime goes into solution, whilst with hard water lime is taken up by the mortar. It may be mentioned that the amounts selected for the tests, i.e. 2.39 grammes of cement mortar and 1.94 grammes of «surkhi» mortar, were those containing 1 gramme of binding material.

The very different results obtained by using soft and hard water respectively can hardly be attributed to anything less than the content of CaO in the waters. It should be noticed that for the soft water, the hydrogen-ion-concentration was 7.4, whilst the corresponding figure for the hard water was 7.5. The insignificant difference between these two figures can hardly account for such a widely differing result.

**Mr. PROBST :**

Ich möchte nur mit ein paar Worten auf das zurückkommen, was Herr Kelen gesagt hat. Der Vorwurf, dass die Resolution der Frage 1 a nicht ganz gerecht wird, ist berechtigt. Die Frage, ob man Bruchstein-Mauerwerk verwenden soll oder nicht, ist eine Frage der Wirtschaftlichkeit. Ich glaube nicht, dass man z.B. in Deutschland heute eine Bruchsteinmauer wird ausführen können, schon aus dem einfachen Grunde, weil sie zu teuer wird. Wir waren in der Kommission der Meinung, man sollte nur nicht verhindern wollen, dass Bruchsteinmauern auch ausgeführt werden können. Persönlich hätte ich nichts dagegen, wenn dieser Teil der Resolution wegbleibt. Ich weiss nicht, wie die anderen Herren der Kommission darüber denken. Mein französischer Kollege Herr Haegelen sagte gestern, dass er auch nicht annehme, in Frankreich könnten noch Bruchsteinmauern gebaut werden. Ebenso scheint mir, dass Mr.

Hinterow der Anschauung ist, man könnte die Empfehlung von Bruchsteinmauern unter Umständen weglassen.

Die Resolution empfiehlt in Punkt 3 :

«Bei Gewichtsstaumauern soll ein geeigneter Zement verwendet werden, der Rissbildungen entgegen wirkt.»

Ich verstehe es nicht, warum Herr Kelen diese Frage bemängelt. Tatsächlich ist es so, dass die Rissbildungen in erster Linie auf den Zement zurückzuführen sind, wenn man nur an die Vorgänge beim Erhärten denkt. Man hat aus der Erfahrung erkannt, dass z.B. ein sogenannter hochwertiger Zement, der bei einer Eisenbetonkonstruktion hochwertige Konstruktionen gibt, im Wasserbau weniger günstig ist, wo man insbesondere bei Talsperren jetzt einen langsam abbindenden und erhärtenden Zement vorzieht. Eine Resolution wäre daher wertlos, wenn sie nicht betonen würde, dass der Frage der Verwendung des Zements in Zukunft grössere Beachtung geschenkt werden sollte. Dass die Fugen nicht die einzige Möglichkeit sind um Rissbildungen und Zerstörungen entgegenzuwirken, dürfte wohl daraus hervorgehen.

M. SOLDAN :

Meine Herren, ich wollte auch eine ganz kurze Bemerkung zur Frage der Verwendung von Bruchsteinmauerwerk machen. Ich glaube ja auch, ähnlich wie Herr Professor Probst, dass man nicht grade noch allzuviel Bruchsteinmauern bauen wird, aber warum soll man nicht eine solche vorsichtige Erklärung über Bruchsteinmauern, wie sie in dem Vorschlage steht, bestehen lassen. Ich würde garkeine Bedenken haben, wenn man es ruhig stehen lässt.

M. OMAR Bey :

Le texte proposé pour la Résolution en question me paraît convenir tout à fait. En Egypte, pour la construction du barrage d'Assouan, le plus important du monde, nous aurions rencontré de grandes difficultés pour le construire en béton. La fabrication de blocs de béton exige une main-d'œuvre très habile et en Egypte la maçonnerie est bien meilleur marché que le béton. Celle que nous avons employée pour la construction est aussi dure que le granit; c'est pourquoi, dans le cas de l'Egypte, je préférerais de beaucoup employer la maçonnerie plutôt que le béton,

N. KELEN :

Meine Herren :

Ich bin gezwungen zu den beiden berührten Punkten der Resolution noch einmal Stellung zu nehmen. Ich glaube, dass es sich hier um ein grundsätzliches Missverständnis handelt.

Erstens zum Punkte des Bruchsteinmauerwerks :

Es will ja niemand verbieten, dass man Bruchsteinmauern bauen soll, wenn man genügend Zeit hat und wenn die örtlichen Verhältnisse dazu raten. Aber in diesem Punkte ist ausdrücklich gesagt, dass das Bruchsteinmauerwerk dem Beton *vorzuziehen* sei. Das bedeutet ein Werturteil, denn es ist mit anderen Worten gesagt, dass das Bruchsteinmauerwerk besser ist als Beton. Und das ist, meine Herren, nicht richtig. Aus diesem Grunde möchte ich noch einmal vorschlagen, dass dieser Punkt gestrichen wird.

Dann zur Frage des Punktes 2.

Ich glaube hier liegt auch ein Missverständnis vor. Ich habe nicht gesagt, dass der Zement auf die Rissebildung keinen Einfluss hat, sondern nur, dass dieser Punkt nicht einwandfrei gehalten ist. Denn nicht nur der Zement allein ist massgebend, sondern massgebend ist der ganze Bauvorgang, massgebend ist die Nachbehandlung des Betons, die ausserordentlich wichtig ist usw. Ich nehme an, dass wenn die Commission International des Grands Barrages eine Resolution fasst, so will man damit der Praxis dienen. Nun stellen Sie sich einen Ingenieur vor, der eine Talsperre zu erbauen hat. Er hat die Pflicht das Bauwerk so auszuführen, dass es keine Risse bekommt. Dafür hat er hier eine Anweisung einen Zement zu verwenden, der Rissebildungen *entgegenwirkt*. Er geht zu der Zementfabrik und sagt, sie soll einen Zement liefern, der Rissebildungen entgegenwirkt. Darauf wird ihm die Zementfabrik antworten, es tut uns leid, aber einen solchen Zement gibt es nicht. Was soll dann der betreffende Ingenieur tun? Wie gesagt, es ist ein Missverständnis, wenn Professor Probst meint, dass ich gegen diesen Punkt bin. Durchaus nicht, sondern ich meine, dass es zweckmässig wäre diesen Punkt so zu fassen, dass man die Aufmerksamkeit nicht nur auf den Zement allein, sondern auf alle anderen Umstände lenkt, durch die Rissebildung vermieden werden kann. Ich habe mir erlaubt, diesen Punkt folgendermassen zu fassen :

«Die Auswahl der Baustoffe und die Bauausführung haben unter dem Gesichtspunkt zu erfolgen, dass das Bauwerk rissfrei bleibt.»



Sämtliche Regeln, die dabei zu beachten sind, kann man in der Resolution nicht fassen; das soll man in den entsprechenden Lehrbüchern nachlesen.

M. PAGLIARO :

Messieurs, je veux faire quelques observations sur les conclusions.

Avant tout je fais une observation sur la distinction des barrages. Je ne crois pas qu'il convienne de faire la distinction entre les barrages construits dans des conditions qui sont ordinaires ou exceptionnelles, parce que nous avons un nombre intéressant de barrage à cote très haute, lesquels ne sont pas dans des conditions exceptionnelles et par contre, nous avons des barrages à cote très basse (par exemple dans la plaine de Belluno) lesquels se trouvent dans des conditions exceptionnelles parce que la température marque des variations très considérables entre l'hiver et l'été.

Je pense donc qu'il convient de ne faire aucune distinction au sujet des conditions climatiques.

Au troisième point des conclusions on donne la préférence à la construction des barrages en maçonnerie sur celle en béton. Eh bien, nous avons, en Italie, des barrages en béton à cote très haute et qui se comportent très bien. Nous avons, par exemple, les barrages de Cignana, Cardenello, Barbellino, etc., à cote de 2000 mètres qui sont en béton et non pas en moellons.

Une autre observation : selon les conclusions, les parements aval et amont devront être recouverts d'une couche spéciale de protection.

J'observe que la protection convient au parement amont : mais je ne crois pas qu'elle soit nécessaire au parement aval.

En effet, la protection du parement amont est justifiée par la présence de l'eau (qui peut geler et qui peut créer d'autres effets); en aval, je crois que la protection est inutile et peut-être nuisible.

Je prie M. Kelen de vouloir bien tenir compte de mes observations.

M. SMRCEK :

Meine Herren, was diese Resolution des Kongresses anbelangt, so muss sie mit besonderer Vorsicht redigiert werden. Es darf nicht Stellung genommen werden gegen Befundämme, aber auch nicht gegen

Dämme oder Talsperren aus Mauerwerk. Es gibt vorzüglich ausgeführte Talsperren aus Mauerwerk, beispielsweise in der Czechoslovakie, wo wir eine Anzahl von grossen aus Mauerwerk aus früherer Zeit ausgeführten Talsperren haben, welche sich vorzüglich halten, welche wasserdicht sind, und welche gegen Frostschäden sich gut bewehren. Wir dürfen aber auch nicht sagen dass Talsperren aus Beton vielleicht besondere Nachteile hätten. Es hängt bekanntlich viel davon ab, wie und wann der Beton verarbeitet worden ist, ob in richtiger Zusammensetzung, ob mit gut hierfür geeignetem Zement, oder ob im Winter ausgeführt, dann leidet er durch Frost, ob aus magerem Beton im Inneren — auf der Wasser - oder Luftseite — wo dann der Frost Schäden verursachen kann. Man darf nicht verurteilen das Alte, was sich bisher gut bewehrt hat und auch nicht Stellung nehmen, gegen das Neue worüber gute Erfahrungen einstweilen bereits gesammelt worden sind.

Mr. HAEGELEN :

Une partie des observations qui ont été faites concernent le troisième paragraphe de la partie *a* : « Il est préférable de construire les barrages en maçonnerie de moellons et non pas en béton, etc. » Comme je l'ai fait observer à la sous-commission, cette conclusion est peut-être étrangère au sujet. Le titre de la question est le suivant : « Détérioration des barrages en béton ». Il est évident que, pour éviter que le béton se détériore, il n'y a qu'à ne pas en faire. Par conséquent, on pourrait supprimer simplement cette partie des conclusions. D'ailleurs, même avec cette suppression, l'avantage des couches protectrices en maçonnerie de moellons n'est pas passé sous silence. Il résulte du paragraphe *b*, ainsi libellé : « les parements amont et aval devront être couverts d'une couche spéciale de protection ». Cette couche spéciale de protection, dans les climats très rudes, pourrait être par exemple de la maçonnerie de pierre de taille, avec des joints exceptionnellement minces, qu'on pourrait même garnir avec des bresses de plomb comme on fait en ce moment sur un barrage français.

D'autres observations ont concerné la distinction entre deux catégories de barrages, suivant le climat auquel ils sont soumis. Evidemment c'est une distinction qui, comme toutes les distinctions, est un peu artificielle, et c'est un peu un artifice de présentation des conclusions. On a voulu simplement attirer spécialement l'attention sur les barrages établis dans des conditions climatiques exceptionnelles. Parmi ces conditions climatiques exceptionnelles, se rangent

aussi bien les températures à grande amplitude de variations, qui peuvent se réaliser en plaine, dans les climats africains par exemple, que les conditions climatiques des régions montagneuses, qui se caractérisent en particulier par des températures très rigoureuses en hiver. Mon opinion est qu'il n'y a aucun inconvénient à laisser cette distinction, sachant ce qu'elle vaut; elle vaut ce que valent toutes les distinctions et toutes les classifications qui ne sont jamais qu'une interprétation des faits et non pas les faits eux-mêmes.

Il reste maintenant la question du choix des ciments. L'observation de M. Kelen porte sur la rédaction adoptée par la Sous-Commission, d'après laquelle il y aura intérêt à faire choix d'un ciment ayant le moins de tendance possible à produire des fissures de retrait. Je crois que là-dessus les textes des conclusions, dans les différentes langues, sont très sensiblement équivalents. A mon avis, il s'agit d'une question qui paraît mériter des études particulières et sur laquelle tous les ingénieurs n'ont peut-être pas encore eu leur attention suffisamment appelée. C'est pour cette raison que nous avons jugé utile d'en parler. Nous n'avons pas prétendu qu'il n'y avait pas d'autres précautions à prendre contre les retraits des bétons; nous nous sommes bornés à énoncer, dans nos conclusions, les considérations principales.

M. ERWALL :

Ich glaube dass was Herr Kelen gesagt hat, ein kleines Missverständnis ist und es kommt darin vor, dass der deutsche Text nicht genau dasselbe ausdrückt wie der englische und der französische. Ich lese zuerst den englischen, da steht es unter Punkt a 2 :

« It is very important to use cement which will *assist* in reducing cracks due to setting. »

Französisch :

« Il y aura intérêt à faire choix d'un ciment ayant le moins de tendance possible à produire des fissures de retrait. »

Aber im deutschen steht es :

« Bei Gewichtslaumauern sollte ein *geeigneter* Zement verwendet werden. »

Ich habe Herrn Probst gefragt, ob man das nicht ein wenig ändern könnte, damit dasselbe ausgedrückt wird, wie im französi-

sehen und englischen Text. Wenn es den deutschen Herren gelingt eine solche Korrigierung zu machen, dann glaube ich könnte dieser Punkt hier stehen.

Betreffend Bruchsteinmauern bin ich der Meinung, dass es hier, wo es sich um Gewichtslaumauern handelt, noch ein Punkt eingeschoben werden sollte, der darauf aufmerksam macht, dass Bruchsteinmauern doch gestattet sind. Wir haben vom ägyptischen Delegaten gehört, dass in Aegypten diese Mauerwerke viel billiger sind als Betonmauern und ich glaube es kann auch in anderen Ländern vorkommen, vielleicht in Europa auch, aber nicht in Mittel-Europa und nicht in unserem Lande, aber ich würde vorschlagen eine kleine Aenderung vorzunehmen. Könnte man es nicht deutsch so schreiben :

« Bruchsteinmauern können statt reinen Betonmauern gewählt werden an solchen Plätzen, wo geeignetes Steinmaterial vorhanden ist und sich die Ausführung auf sichere Weise und zu normalen Kosten herstellen lässt. »

Und französisch :

« Les barrages en maçonnerie de moellons et non pas en béton peuvent être choisis lorsqu'il est possible de le faire dans de bonnes conditions techniques et sans dépenses exagérées. »

And in English :

« Masonry can be used instead of concrete where suitable materials are available and where the construction can be carried out at a reasonable price. »

And concerning point b of the English text I agree to leave out the two words «and downstream» and make it read :

« For dams subjected to special climatic conditions it is further recommended that the upstream face of the dam be specially protected. »

I do not think it is necessary to keep these two words in the resolution.

et en français :

La question b dans cette conclusion peut être un peu changée, par exemple ainsi :

« Barrages construits dans des conditions climatiques exception-

nelles. Les parements amont devront être couverts d'une couche spéciale de protection. »

Et on peut laisser les deux mots « et aval ».

*Le Président* : (M. BAALSRUD).

Meine Herren :

Das Executiv-Komitee hat, wie meine Herren sehen, Konklusionen vorausgesetzt und empfohlen, aber ich finde, nachdem wir die Sache überlegt und hier diskutiert haben, dass man zunächst nochmal bedenke, ob man Konklusionen überhaupt ausfertigen soll oder nicht. Es scheint mir persönlich zweifelhaft, ob wir zur Zeit Konklusionen festlegen können; besonders finde ich, dass es sehr schwierig ist den redaktionellen Text genau festzustellen. Ich möchte gern hören welche Herren meiner Meinung zustimmen, oder ob es vorausgesetzt werden soll, dass Konklusionen gemacht werden sollen.

Ich bitte die Herren zu sagen, ob wir heute die Konklusionen festlegen sollen oder nicht.

Mr. BO HELLSTROM :

Gentlemen, I suggest that it is quite possible to pass a resolution, both on Question 1(a) and 1(b), but owing to the very short time available for both committees I think it would be advisable not to fix the exact wording now, but to leave it to the committees to make the changes in the wording that may be desirable. I would suggest that both resolutions be passed in principle.

M. MERCIER :

Messieurs,

Je voudrais simplement attirer votre attention sur nos statuts. Je n'ai pas à prendre la parole sur les questions techniques que vous examinez, mais j'ai par contre le droit et le devoir de vous rappeler les statuts; or, les statuts de notre Association disent textuellement ceci :

« Les décisions de la Commission sur les questions figurant au « programme d'une réunion exécutive seront prises à la majorité des « voix des membres de la Commission présents à cette réunion et « ayant droit de vote. » Par conséquent, la Commission exécutive, qui se réunira ce soir à cinq heures, aura, sur les diverses questions

qui figurent à son ordre du jour, à prendre des décisions, comme je viens de vous l'indiquer, et à une certaine majorité. Or, parmi les questions inscrites à l'ordre du jour de la réunion du Comité Exécutif de ce soir — Comité Exécutif au cours duquel, je vous le rappelle, les délégués officiels des différents pays ont seuls le droit de vote — figure en particulier : « Approbation, s'il y a lieu, des « vœux émis par le Congrès. » Il s'agit, par conséquent, de savoir tout d'abord si le Congrès dont vous êtes actuellement, vous, ici, une émanation, émet ou n'émet pas un vœu. A ce sujet, l'article 8 des statuts, dit ceci :

« Des résolutions peuvent être proposées et adoptées aux réunions publiques » — et vous êtes précisément cette réunion publique — « mais à titre d'indication seulement, et ces résolutions ne seront réputées représenter une décision ou les vues de la Commission, que lorsqu'elles auront été expressément soumises à la Commission lors d'une réunion exécutive et approuvées par un vote de la Commission. »

Par conséquent, je me résume. Vous êtes actuellement la réunion publique. Vous avez à émettre, si vous croyez devoir l'émettre, un vœu. Or, je crois qu'après la discussion, qui s'est produite sur les deux questions qui vous ont été soumises, vous êtes parfaitement en état — si vous voulez y mettre un peu de bonne volonté — d'émettre un vœu. Ce ne sont incontestablement pas les petites différences, les petites divergences d'opinion qui se sont manifestées, en particulier entre M. le Professeur Kelen et la Commission de rédaction qui justifieraient votre carence. Si vous n'émettez pas de vœux, on dira que le Congrès des Grands Barrages n'a rien fait. J'attire donc votre attention sur ce point en tant que Président de la Commission Internationale des Grands Barrages. A mon avis, il est tout-à-fait conforme à l'intérêt de notre Association que vous émettiez un vœu, et je me permets d'insister très vivement auprès de vous, pour que, quand même nous devrions déjeuner une demi-heure ou 3/4 heures plus tard, vous le fassiez. Et je vous répète que, moyennant un peu de bonne volonté, cela me paraît extrêmement facile.

Lorsque votre vœu aura été rédigé (et vous en avez tous les éléments, car le texte en est à peu près arrêté), ce vœu sera apporté ce soir à 5 heures au bureau de la Commission Exécutive, et le bureau de la Commission Exécutive aura simplement, sans discussion d'aucune sorte sur les questions techniques, à voter et à voter par la voix de ses représentants officiels et non plus par la voix des techniciens (qui pourront assister à la réunion de la Commission, mais qui

n'auront pas le droit de vote). Donc la Commission aura à voter pour dire, par oui ou par non, si le vœu qui lui sera présenté, doit être approuvé par elle et doit par conséquent — si vous me permettez cette expression — avoir force de loi. La Commission Exécutive n'a pas à examiner les questions techniques. Cela ne la regarde pas. Elle a à juger simplement si, au point de vue administratif, au point de vue conséquences possibles d'une résolution émanant d'un organisme comme le nôtre, ce vœu est opportun ou s'il ne l'est pas. Mais je vous répète que mon intention formelle — et je crois que je suis d'accord à ce sujet avec tous nos collègues du bureau — est de demander ce soir à la Commission Exécutive de voter sur les vœux par oui ou par non. Les vœux que vous aurez préparés (et je vous demande une fois de plus d'en préparer un) seront adoptés ou ils seront refusés, mais ils ne seront pas discutés.

*Le Président :* (Mr. BAALSRUD).

Es ist gestattet, meine Herren, dass wir während einer Pause von 10 Minuten die Sache nochmals überlegen.

Wie ich es verstanden habe, so haben die anwesenden Herren zugestimmt, dass diese Konklusionen festgelegt werden sollen. Der Ausschuss hat die Bemerkungen und Vorschläge, die während der Diskussion gemacht worden sind, überlegt und hat eine neue Redaktion betr. Punkt 2 und 3 im Vorschlage 1a festgelegt, welchen ich Herrn Ekwall zu referieren bitte.

M. EKWALL :

Es wäre mir lieber wenn die Herren Probst, Halcrow und Hægelén über die Sache sprechen würden.

*Le Président :* (M. BAALSRUD).

So, Herr Probst, bitte.

Mr. PROBST :

Die Kommission hat zu der Frage 1a nochmal Stellung genommen, um den erhobenen Bedenken Rechnung zu tragen.

Zu Punkt 1 war keine Aenderung vorgeschlagen.

Bei Punkt 2 ist die Kommission der Meinung, dass man gerade jetzt auf den Zement besonders hinweisen soll. In der Fassung des

Salzes ist der deutsche Text dem englischen angepasst worden. Er soll lauten :

«Bei Gewichtsstaumauern sollte ein Zement verwendet werden, der dazu beiträgt, die Volumenänderungen des Betons zu verringern.»

In der Diskussion meinte Herr Kelen, der Ingenieur, der eine Talsperre baue, würde im allgemeinen bei der Wahl der geeigneten Zemente den Zementfabrikanten zu Rate ziehen. Ich glaube dass man einem Ingenieur, der vom Zementfabrikanten den geeigneten Zement erfragen will, das Talsperrenbauen verbieten sollte. Sowohl beim Entwurf wie bei der Ausführung sollte sich der Talsperrenbauer darüber im Klaren sein, welchen Zement er für geeignet hält und entsprechende Forderungen und Wünsche der Zementfabrik vorlegen. Deshalb glaubte die Kommission die von Herrn Kelen vorgeschlagene Fassung nicht übernehmen zu sollen.

Zu Punkt 3 meinte Herr Kelen, man sollte ihn aus der Resolution weglassen. Ich wiederhole das, was ich früher gesagt habe, ich persönlich hätte keine Bedenken. Von verschiedenen Seiten ist aber die Frage erhoben worden, ob damit nicht etwa eine Ablehnung der Ausführung von Bruchsteinmauern ausgedrückt wird. Was der ägyptische Delegierte gesagt hat, zeigt, dass man in Aegypten heute Bruchsteinmauern entsprechend billig bei gleichzeitigen Vorteilen technischer Art herstellen könne. Die neue Fassung von Punkt 3 lautet :

«Bruchsteinmauern «können» anstelle von Betonmauern gebaut werden, wo geeignetes Steinmaterial vorhanden ist und sich die Ausführung auf sichere Weise und zu normalen Kosten herstellen lässt.» (Die frühere Fassung lautete : «Bruchsteinmauern sind vorzuziehen, .....).

Für Gewichtsstaumauern, die besonderen klimatischen Bedingungen ausgesetzt sind, wurde empfohlen, «dass Wasser- und Luftseite mit einer besonderen Schutzschicht bekleidet werden sollen». Herr Pagliaro und Herr Kelen meinten, man sollte die Schutzschicht nur für die Wasserseite empfehlen. Demgegenüber möchte ich auf Grund meiner Erfahrung den Schutz der Luftseite in vielen Fällen für wichtiger halten als an der Wasserseite. Bei einem wasserdurchlässigen Beton wird die Durchströmung auf der Luftseite zu Zerstörungen in allen Fällen führen, wo Frost eintritt. Dieser Fall ist z.B. an der Wäggital-Talsperre vorgekommen. Die Kommission hat die Fassung der Resolution, den Anregungen entsprechend, etwas abgeändert. Sie lautet :



«Für Gewichtsstaumauern, die besonderen klimatischen Bedingungen ausgesetzt sind, wird empfohlen, dass wenigstens die Wasserseite mit einer besonderen Schutzschicht bekleidet wird.»

M. HALGROW :

Following the discussion on the papers read on question 1a, namely, the deterioration by ageing of the concrete in gravity dams, it is proposed to adopt the following conclusions :

In order to protect concrete gravity dams from deterioration, it is recommended that.

*a.* For dams built under ordinary conditions :

1. The upstream concrete of the dam be made watertight. For this reason, it is advisable to make careful investigations of the quality and grading of the materials to be used.

2. It is very important to use cement which will assist in reducing cracks due to setting. The question of expansion joints should be carefully considered.

3. Masonry can be used instead of concrete where suitable materials are available and where construction can be carried out at a reasonable price.

*b.* For dams subjected to special climatic conditions, it is further recommended least the upstream face of the dam be specially protected.

*c.* For dams subjected to waters which attack the Portland cement concrete, special measures should be taken to protect the concrete.

M. HAEGELEN :

Messieurs,

Je vais répéter en français ce qu'ont dit les précédents orateurs en allemand et en anglais, en ne parlant que des points qui sont modifiés dans les conclusions de la commission. Dans la partie a) « Barrages construits dans des conditions climatiques ordinaires », on a adopté pour paragraphe 3 la rédaction suivante :

« Les barrages-poids pourront être construits en maçonnerie de « moellons et non pas en béton, lorsqu'il sera possible de le faire « dans de bonnes conditions techniques et sans dépenses exagérées. »

L'ancien texte marquait une préférence nette en faveur des barrages en maçonnerie de moellons. Cette préférence a disparu. Nous mettons les barrages en béton et en maçonnerie de moellons sur le pied d'égalité par la nouvelle rédaction.

La troisième question, qui a suscité des observations, concerne les revêtements, les couches spéciales de protection, à placer sur les parements des ouvrages placés dans des conditions climatiques exceptionnelles. La rédaction française exprime exactement la même idée que les rédactions anglaise et allemande, bien qu'elle ait une forme un peu différente à cause du génie de la langue. Le texte anglais ou allemand dit « Il y aurait intérêt à recouvrir au moins le parement amont »; j'estime préférable de dire en français : « Il y aura intérêt à recouvrir le parement amont, souvent même le parement aval, d'une couche spéciale de protection ». Au point de vue technique, les considérations qu'a développées en particulier M. Probst gardent leur valeur. Très souvent on a quelques venues d'eau dans un barrage, qui entretiennent l'humidité du parement aval. Les effets des gelées et des variations de température sont alors particulièrement marqués.

M. VETTER :

As I understand it, Gentlemen, this assembly has advisory powers only. The power of making decisions is invested with the Executive Committee and I propose, Gentlemen, that this assembly advise the Executive Committee that no resolution be passed at all. I cannot see that a resolution is of any value. By the time it has been trimmed to agree with the varying opinions, it say nothing. I dont think it is necessary to pass a resolution. The purpose of our meeting is to get together the engineers from other countries to discuss the problems with which we are confronted, to hear their opinions and to compare. It is not the purpose of these meetings to pass resolutions for others to follow, because each problem in engineering should be taken by itself at its value. It cannot be prescribed for.

M. HANSEN :

Herr Präsident :

Wenn ich es richtig verstanden habe, ging Herr Velters Vorschlag darauf aus, dass wir keine Resolutionen fassen sollen. Wir dürften also dann auf dem richtigen Wege sein, falls wir zuerst

darüber abstimmen, ob wir Resolutionen fassen sollen oder nicht.

Weiter möchte ich vorschlagen, dass der Dolmetscher vor der Votierung der einzelnen Punkte die entsprechenden Ueberschriften lesen möchte, denn es ist uns unmöglich alles auswendig zu behalten.

*Le Président :*

Dann haben wir zu votieren über die Konklusion betreffend 1a nach der neuen Redaktion des Ausschusses. Die Konklusion wird vorgelesen.

*(Eine Stimme) :*

Nicht nötig.

*Le Président :*

Die Herren, die dagegen sind, bitte die Hände aufzureichen.

Also, die dagegen sind, bitte die Hände aufzureichen.

Neun.

Die Herren, die dieser Konklusion zustimmen, bitte die Hände aufzureichen.

Einundzwanzig.

Also 21 für die Konklusion und 9 dagegen.

Die Sitzung ist abgeschlossen.

---

Les conclusions adoptées par le Congrès ont été approuvées et rendues exécutoires par la Réunion Exécutive de la Commission siégeant le même jour à Trollhättan.

---

# RÉSUMÉ DE LA DISCUSSION

---

SEANCE DU 1<sup>er</sup> JUILLET A STOCKHOLM

(14 heures — 17 heures 15)

---

Le Président (Mr. GRÜNER, Suisse) explique que les questions 1 *a*) et 1 *b*), ayant de nombreux points communs, seront discutées simultanément. Il donne la parole au Rapporteur Général de la question 1 *a*) (Détérioration par vieillissement, du béton des barrages-poids), M. Ekwall :

M. Axel EKWALL (Suède) résume son rapport général et donne lecture de ses conclusions.

Le Président fait lire ces conclusions en anglais et en allemand.

Il donne ensuite la parole à M. Bo Hellström (Suède), Rapporteur Général de la question 1 *b*) (les explications données concernant également la question 1 *a*), nous en reproduisons le résumé ci-après).

M. BO HELLSTROM (Suède) fait ressortir les points les plus intéressants, à son avis, de son rapport général et il montre sur l'écran des exemples de déformation d'un barrage (figure 1, barrage Schräh, figure 2, barrage Pfaffensprung, les deux en Suisse) et soumet à l'attention et à l'examen de ses collègues un tableau des sept causes principales de ces déformations (la charge, les dilatations et retraites dus à la quantité d'eau fixée, demi-fixée et libre, les variations de température, les variations des propriétés des matériaux, le glissement, la fatigue locale, le mouvement des fondations).

Il signale les points suivants, qui méritent surtout l'attention :

— la variation de la surface de séparation entre le béton humide et le béton sec à l'intérieur du barrage, qui dépend de la hauteur du niveau de l'eau dans le réservoir (fig. 3);

— les variations avec le temps de la proportion d'eau fixée, demi-fixée et libre existant dans le ciment Portland, et les variations de ces mêmes proportions suivant le degré hygrométrique de l'air (fig. 4);

— la quantité de chaleur dégagée par le ciment pendant sa prise et son durcissement;

— les procédés de calcul des variations de température dans le béton, au moyen de courbes superposées (fig. 5 et 6);

les relations entre le glissement (creep) et les variations du module d'élasticité du béton.

M. BO HELLSTROM conclut que les deux questions suivantes méritent d'être étudiées spécialement :

1°) — la fabrication et l'usage d'un ciment convenant spécialement aux ouvrages subissant une pression d'eau unilatérale;

2°) — l'étude des forces externes et des phénomènes internes dans les barrages, au moyen d'observations exécutées sur les barrages existants.

M. GEDYE (Angleterre) expose, avec des figures à l'appui, les recherches récentes exécutées en Angleterre par le Dr. Glanville et ses collaborateurs, à la Station des Recherches des Travaux publics de Walford sur le glissement du béton soumis à des charges; il montre, par des diagrammes, la relation entre le glissement et le module d'élasticité du béton, ainsi que l'effet du temps, des proportions des agrégats et d'autres facteurs.

M. KAECH (Suisse) indique les procédés de mesure qui ont été employés en Suisse pour étudier et contrôler les déformations de barrages soumis à des conditions climatiques particulièrement rigoureuses. Il insiste sur l'intérêt qu'il y a à munir des nouveaux barrages d'installations de mesure permettant en tout temps un contrôle précis et rapide de la déformation.

M. BO HELLSTROM félicite M. Kaech de son intéressant aperçu et propose que les chiffres et les figures relatifs aux méthodes et instruments de mesure soient insérés dans les volumes des comptes-rendus. Il cite des recherches sur le dégagement de chaleur dû à la prise du béton, exécutées en 1926 sur un barrage des Etats Malais. Il signale que les chiffres du tableau III de son rapport général concernent un béton complètement isolé et concordent parfaitement avec les expériences faites par le Comité des Recherches des Travaux Publics en Angleterre. Il se réfère également au rapport de M. Haegelen qui a traité la question de la durée de dissipation de la chaleur de prise.

*Le Président* demande, en raison du peu de temps qui reste, que les orateurs devant être présents à Trollhättan attendent cette réunion pour parler.

M. FRIIS (Norvège) dit qu'en Norvège une commission spéciale a été nommée pour étudier précisément la question de la détérioration du béton dans les barrages. Elle a constaté que ces détériorations proviennent : du vieillissement de barrages présentant des vices de construction ou ayant subi des infiltrations d'eau nuisible pour le ciment, des conditions climatiques particulièrement sévères, des variations saisonnières très grandes de température.

Pour remédier à ces inconvénients, il convient :

a) — d'améliorer les procédés de construction des barrages, ce que les procédés de fabrication et les connaissances actuelles permettent d'obtenir; mais cela ne supprimera pas entièrement les fissures;

b) — de revêtir les faces du barrage d'une matière assez élastique pour absorber les tensions provenant des variations de température et en même temps assez dure pour résister aux efforts mécaniques provenant de la glace, etc... Comme il est impossible d'avoir une matière réunissant ces deux propriétés, il faut encore recouvrir celle-ci d'une couche de béton, acier ou autre.

De l'avis de M. Friis, ce problème spécial, qui a été quelque peu négligé jusqu'ici, mériterait une étude particulière.

M. EGGENBERGER (Suisse) fait remarquer, à propos du rapport général de M. Ekwall, que dans les barrages suisses les dégradations du béton sont certainement imputables aux effets de la gelée. Le dosage à 180-200 kgs de Portland était trop faible pour que le béton pût être étanche; l'eau, pénétrant dans les pores, gèle et produit l'effet de gonflement. Pour y remédier, il est bon, comme l'a dit M. Ekwall, de doser à 350 kg. de Portland par mètre cube de béton à l'état plasfique. Le béton du barrage de Barberine a été enlevé, sur la face amont, sur une profondeur de 1 m. et remplacé par un bon parement en maçonnerie revêtu d'un lit de pierres taillées.

M. HALCROW (Angleterre) dit que, jusqu'à présent, aucun remède employé pour protéger la face amont des barrages de l'action de certaines eaux n'a donné de bons résultats. A la suite des expériences faites pendant 12 ans sur l'usine hydroélectrique de Kinlochleven (Ecosse), et relatées dans le rapport de M. Sandeman (n° 2, page 8), on a été satisfait d'un ciment alumineux; cependant, employé en grandes masses, ce ciment a l'inconvénient de dégager beaucoup de chaleur, il ne faut donc pas s'en servir pour le parement amont d'un barrage en béton de ciment Portland. Il estime que ce ciment peut être conseillé en général, à la condition de s'en servir unique-

ment pour faire un bouclier de béton, détaché du corps du barrage.

M. HALCROW signale que l'usage de boucliers protecteurs détachés, en fer ou en acier inoxydable, peut, dans certaines conditions d'emploi, donner de bons résultats.

M. LE PRÉSIDENT propose de nommer les membres de la Commission, chargée d'établir le texte des conclusions de la question 1 a). Sont nommés : MM. Ekwall, Coyne, Halcrow et Probst.

M. MATHIEU (Belgique) souligne qu'il serait avantageux, pour faciliter la comparaison des travaux publiés dans les différents pays, d'établir un vocabulaire technique en plusieurs langues concernant les grands barrages en béton et en terre.

---

#### SEANCE DU 6 JUILLET A TROLLHAETTAN

(9 heures 15 — 13 h.)

---

M. BAALSrud (Norvège) préside la séance.

M. EKWALL (Suède) lit les textes français, anglais et allemand des conclusions proposées pour la question 1 a).

M. PROBST (Allemagne) fait remarquer que dans la question 1 a), on n'a pu parler que des dommages constatés sur des barrages vieux de 15 à 20 ans, c'est-à-dire construits à une époque où les connaissances actuelles sur les matériaux et la construction des barrages n'existaient pas. On pourra donc, dans l'avenir, éviter naturellement bien des fautes signalées.

M. WESTERBERG (Suède) donne des éclaircissements sur ce qu'il a appelé dans son rapport (n° 3) le « front humide », séparation entre la masse de béton humide et la masse où l'eau s'évapore : alors que dans les barrages réservoirs, le colmatage provoqué par cette évaporation s'étend, avec le temps, de la face aval à la face amont, il n'en est pas de même dans les barrages déversoirs.

M. KELEN (Allemagne) désire présenter quelques observations sur les trois causes de dégâts suivantes :

- 1) — Gelée,
- 2) — Fondation,
- 3) — Chaleur de prise,

1. — Les dégâts causés par la *gelée* peuvent être évités en installant un mur en maçonnerie élanche. Le revêtement en pierre brute n'est pas nécessaire dans les barrages en béton car on peut aujourd'hui recouvrir les faces extérieures d'une couche de béton imperméable.

2. — En vue d'obtenir une *garantie suffisante contre le glissement*, on doit exécuter la fondation de manière à établir une liaison rigide entre l'ouvrage et sa fondation. Le calcul de la sécurité au glissement, d'après les méthodes usuelles, n'est pas exact; à l'avenir, le calcul doit tenir compte de la cohésion.

3. — Le dégagement rapide de la *chaleur de prise* n'empêche pas la formation de fissures; au contraire, elle les accélère parce que, au début, la résistance du béton à la traction est encore faible. Au cours du refroidissement artificiel, au moyen de tubes, il faut s'attendre à voir apparaître des fissures radiales le long des tubes. Il est proposé de construire les barrages-poids par sections et de poursuivre le bétonnage de chaque section de bas en haut sans interruption.

4. — M. KELEN se déclare opposé au paragraphe du texte initial de la Résolution 1 a), qui recommande de préférer la maçonnerie en béton pour la construction des barrages.

5. — M. KELEN propose de modifier le paragraphe de la rédaction du texte initial de la Résolution 1 a), qui recommande l'emploi d'un ciment empêchant la formation de fissures; en effet, n'importe quel ciment subit un retrait; en outre, l'importance du retrait dépend aussi bien du processus de la construction, que du mode employé pour le bétonnage.

6. — M. KELEN recommande, pour l'avenir, de mesurer la largeur des joints de contraction, non seulement sur les bords mais également dans le cœur de l'ouvrage.

7. — A l'avenir, les observations devront déterminer si les joints de contraction se sont prolongés ou non jusque dans la fondation, grâce aux fissures qui se sont formées dans celle dernière.

M. WERNER (Suède) dit que l'Office Royal Suédois de Constructions Hydrauliques, en raison des qualités spéciales que doit posséder le ciment destiné aux barrages, a demandé aux usines de ciments du Pays de fabriquer un ciment spécial, particulièrement adéquat à ce genre de constructions. Il indique, avec des figures et des tableaux à l'appui, les caractéristiques et les avantages spéciaux



du ciment fabriqué par l'usine Vargoen, que les congressistes ont eu l'occasion de visiter : solubilité dans l'eau, dégagement de chaleur, temps de prise, résistance, retrait et formation de fissures.

M. PAGLIARO (Italie) indique qu'il y a plusieurs années qu'en Italie on a donné une grande importance à la mesure des températures et des déformations élastiques des barrages.

Le règlement italien actuel prescrit ces mesures, ainsi que d'autres pour les niveaux de l'eau, les pertes, etc...

Maintenant, le Bureau Central a recueilli plus de 2 millions de données d'observations. Evidemment, il n'est pas possible de les résumer brièvement.

Toutefois, l'orateur rapporte que dans les barrages arqués on a observé, depuis plusieurs années, que toute déformation est élastique, que les déformations horizontales sont plus grandes que les verticales, mais que toutes les deux dépendent manifestement de la température extérieure. Les déformations horizontales réelles sont plus petites que celles indiquées par la théorie des arcs élastiques; mais la théorie ne signale pas les déformations verticales qui existent réellement.

Les mesures sur les températures intérieures ont mis en évidence le phénomène de la prise et du retrait du béton et la distribution thermique intérieure à l'état de régime.

En liaison avec les résultats obtenus, il a été possible de distinguer les joints de dilatation permanents de joints provisoires qu'on soude après le retrait.

Enfin, il y a d'autres phénomènes qui ne sont pas bien connus. Par exemple, la poussée des glaces (à laquelle on donne des valeurs énormes) et les effets des variations des efforts intérieurs provenant des variations des charges extérieures. C'est l'une des causes les plus importantes du « vieillissement » de la maçonnerie ou du béton.

Il est hautement désirable que tous les techniciens fassent les plus grands efforts pour une connaissance toujours plus complète de tous ces phénomènes concernant les barrages.

M. GUERTZ HEDSTROM (Suède) fait ressortir les avantages du béton vibré; il lui apparaît qu'on pourrait, en usant des procédés modernes, l'appliquer avec avantage aux barrages.

Il exprime des doutes sur les qualités du ciment, riche en silice, mis récemment sur le marché suédois. Il lui préfère un ciment comportant de la pouzzolane, capable d'absorber de grandes quantités

de chaux et par conséquent de diminuer la solubilité du ciment dans l'eau. Il se réfère à l'expérience de M. Bo Hellström à ce sujet et aux communications faites à ce sujet au Congrès de la Navigation à Venise en 1931.

M. PELAGATTI (Italie) expose quelques données relatives à deux barrages italiens : Cignana et Suviana.

Ce dernier est maintenant le plus haut barrage d'Italie (92 m.).

Les deux barrages sont en béton coulé. L'imperméabilité du roc de fondation a été obtenue par une série d'injections à 30 atm.

Les deux barrages possèdent des joints de contraction à 15-18 mètres d'intervalle, des thermomètres électriques et des drains.

A Suviana, on a employé du ciment pouzzolanique.

M. BO HELLSTROM (Suède) montre un diagramme représentant la solubilité du ciment vibré dans l'eau. Quand on emploie une eau douce, il s'y dissout 10 à 15 % du poids du ciment, tandis que dans une eau dure, après avoir plusieurs fois agité le mélange, il n'y a pas du tout de chaux dissoute. On a noté que, pour des eaux dont la concentration en ions d'hydrogène était à peu près la même, c'était surtout la dureté de l'eau qui donnait une indication sur l'action de l'eau sur le béton.

M. PROBST (Allemagne) appuie l'avis de M. Kelen, au sujet de la rédaction du paragraphe des conclusions visant la préférence à accorder à la maçonnerie.

Par contre, au sujet du paragraphe visant l'emploi d'un ciment propre à éviter la formation des fissures, il estime que le texte des conclusions doit faire ressortir que la qualité du ciment est un élément capital de cette formation.

M. SOLDAN (Allemagne), tout en partageant l'avis de MM. Kelen et Probst sur le peu d'importance que la maçonnerie est vraisemblablement appelée à jouer à l'avenir dans la constitution des barrages, estime qu'il y a lieu de maintenir tel quel le passage des conclusions où il en est question.

M. OMAR BEY (Egypte) cite le cas des barrages égyptiens où les conditions locales font donner la préférence à la maçonnerie.

M. KELEN (Allemagne) désire tirer au clair le malentendu qui paraît s'être produit à propos de son intervention concernant la rédaction des deux paragraphes en question des conclusions.

Au sujet de la maçonnerie, il est bien évident que personne ne songe à en interdire l'emploi lorsque les conditions locales rendent ce mode de construction plus économique; mais le texte ne doit pas constituer une condamnation du béton.

Au sujet de l'influence de la qualité de ciment sur la formation des fissures, M. Kelen ne songe nullement à la nier, mais il estime que le texte doit mentionner cette influence en même temps que celles des autres éléments.

M. PAGLIARO fait quelques observations sur les conclusions présentées par M. Kelen :

1°) — il est très difficile de distinguer les conditions climatiques pour les barrages, ordinaires et exceptionnelles. Il y a des barrages à basse altitude qui sont dans des conditions climatiques plus exceptionnelles que d'autres à altitude très élevée;

2°) — il n'est pas justifié de donner la préférence à la maçonnerie de moellons sur le béton, parce qu'il y a plusieurs barrages italiens, au-dessus de 2.000 mètres, qui se comportent mieux que d'autres barrages en moellons;

3°) — la protection du parement amont est justifiée par la présence de l'eau et de la glace; mais celle du parement aval n'est pas nécessaire et peut même être nuisible.

M. SMRCEK (Tchécoslovaquie) estime qu'il faut adopter, pour le texte des conclusions visant la construction en maçonnerie, une rédaction à la fois judicieuse et très prudente.

M. HAEGELEN (France) estime qu'on pourrait se dispenser, dans les conclusions relatives à la question 1 a), de parler des barrages en maçonnerie, puisque cette question ne vise que les bétons mis en œuvre dans les barrages-poids.

Il lui paraît motivé de consacrer un alinéa spécial aux barrages soumis à des conditions climatiques exceptionnelles, qui requièrent des dispositions constructives spéciales.

De même, il convient, à son avis, d'attirer l'attention des ingénieurs sur l'intérêt que présente le choix d'un ciment approprié, afin de réduire les fissures de retrait du béton.

M. EKWALL (Suède) pense qu'il s'agit surtout, en l'espèce, d'un défaut de concordance entre la rédaction allemande et les rédactions française et anglaise. Il propose un texte mis au point.

M. BO HELLSTRÖM (Suède) propose que l'on arrête des résolu-

tions, mais que la rédaction exacte soit laissée aux Commissions désignées à cet effet.

En présence de la diversité des avis émis sur la question de savoir s'il y a lieu d'arrêter tout de suite un texte de résolutions, M. G. MERCIER, Président de la Commission Internationale des Grands Barrages, rappelle les articles des statuts fixant le rôle respectif des Réunions Publiques (qui peuvent adopter des vœux) et des Réunions Exécutives (qui, seules, peuvent donner à ces vœux force exécutoire). Il s'agit donc de savoir si le Congrès s'estime suffisamment éclairé sur les questions mises en discussions, pour arriver à des conclusions d'ordre technique et, dans ce dernier cas, si la rédaction, qui a été mûrie par le Comité désigné à cet effet, lui semble satisfaisante.

Après une suspension de dix minutes, le Président (M. BAALSRUD) dit que l'accord s'est fait pour proposer un texte de conclusions et donne la parole à :

M. PROBST (Allemagne) qui lit en allemand le texte des conclusions, adopté par la Commission de rédaction et explique les raisons qui ont guidé la Commission.

M. HALCROW (Angleterre) lit le texte en anglais, M. HAEGELEN (France) en français, en confirmant les indications données par les précédents orateurs, au sujet des modifications apportées aux conclusions de la Commission de rédaction.

M. VETTER (Etats-Unis) estime qu'un Congrès est fait pour permettre un échange d'opinions entre des Ingénieurs et non pas pour prendre des résolutions.

M. LE PRÉSIDENT met aux voix le texte proposé. Il est adopté par 21 voix contre 9.

---

Les Conclusions adoptées par le Congrès ont été approuvées et rendues exécutoires par la Réunion Exécutive de la Commission siégeant le même jour à Trollhättan.

---

TECHNICAL SESSION HELD JULY 1st AT STOCKHOLM

(2 p.m. — 5.15 p.m.)

---

The Chairman (Mr. GRUNER, Switzerland) explained that Questions 1 *a*) et 1 *b*) would be discussed simultaneously as they possessed numerous points in common. He called upon Mr. ERWALL, General Reporter for Question 1 *a*), (determining by ageing of the concrete of gravity dams), to speak :

Mr. Axel ERWALL (Sweden) gave an abstract of his general report and read his conclusions.

The Chairman had these conclusions read in English and German.

He then called upon Mr. Bo Hellstrom (Sweden) General Reporter for Question 1 *b*) to speak. (The explanations given that also concern Question 1 *a*), are given below in abstract form).

Mr. BO HELLSTROM (Sweden) emphasised the points that were — in his opinion — of the greatest interest in his general report, and gave examples on the blackboard of the distortion of a dam (Fig. 1 — Schräh Dam, Fig. 2, Pfaffensprung Dam, both in Switzerland) and submitted to the notice and examination of his colleagues a table giving the seven main causes of these distortions (the load, the dilatations and shrinkages due to the quantity of fixed, semi-fixed and free water, temperature variations, variations in the properties of the materials, creep, local fatigue, shifting of the foundations).

He indicated the following points which specially call for attention :

— the variation in the surface separating the wet and dry concrete inside the dam, which depends upon the height of the water level in the reservoir (Fig. 3);

— the variations in the course of time of the proportion of fixed, semi-fixed and free water existing in Portland cement, and the variations of these same proportions according to the hygrometrical degree of the air (Fig. 4);

— the quantity of heat given off by the cement during its setting and hardening;

— the processes for computing the temperature variations in the concrete, by means of superposed curves (Figs. 5 and 6);

— the relations between creep and the variations in the elasticity modulus of the concrete.

Mr. Bo HELLSTROM concluded that the two following questions were specially worthy of examination :

1°) — the manufacture and use of a cement especially suitable for works subjected to a unilateral water pressure;

2°) — the study of external forces and internal phenomena in dams, by means of observations carried out on existing dams.

Mr. N.G. GEDYE (England) described recent researches conducted in England by Dr. Glanville and others at the Government Building Research Station at Watford on the creep of concrete under load. He showed slides of diagrams which exhibited the relation between creep, or plastic yield as it is sometimes called, and the elastic yield of concrete; and also the effect of time, proportions of aggregate, and other factors on this relation.

Mr. KÆCH (Switzerland) indicated the measuring processes that have been used in Switzerland for studying and checking the distortion of dams that are subjected to particularly severe climatic conditions. He emphasised the interest of supplying new dams with measuring appliances that would allow an accurate and speedy check to be made of distortion at any time.

Mr. HELLSTROM expressed an appreciation of Mr. Kæch's interesting review, and suggested that figures and illustrations of method of measuring and instruments be included in Transactions.

Mr. Hellstrom referred to an investigation in 1926 of heat generation by cement for the big dam for the Perak River Hydro-Electric Power Co. in Malaya.

The figures in Table III of the General Report on Question 1 (b) referred to completely insulated concrete, and there was a close agreement between these figures and those obtained by experiments made by the Building Research Board in England. Reference was also made to Mr. Haegelen's report for length of time for heat to dissipate.

The CHAIRMAN requested that in view of the shortness of time then available, speakers who were to be present at Trollhättan should wait until that meeting for making further speeches

Mr. FRIIS (Norway) said that in Norway a special commission had been appointed to study carefully the question of the deterioration of concrete in dams. It had ascertained that these deteriorations are caused by : the ageing of dams with constructional defects or suffering from seepage of water that was harmful for the cement, particularly severe climatic conditions, very wide divergencies of temperature during seasonal variations.

To overcome these disadvantages, it would be necessary :

a) — to improve the constructional processes of dams, which present-day processes of manufacture and knowledge make possible, but which would not entirely do away with cracks;

b) — to cover the surfaces of the dam with a material that would be sufficiently elastic to take up the strain caused by temperature variations and at the same time hard enough to resist mechanical strains arising from ice etc... As it is impossible to have a material combining both properties, this must further be covered with a coat of concrete, steel or other material.

In Mr. Friis's opinion, this special problem, which has been somewhat neglected up till now, would be worth while forming the subject of special study.

Mr. EGGENBERGER (Switzerland) stated — with regard to Mr. Ekwall's general report, — that in Swiss dams the dilapidation of the concrete is undoubtedly due to the effects of frost. The dosage of 180-200 kilogrammes of Portland cement being too weak to make the concrete watertight, water, penetrating in the interstices, freezes and produces a swelling effect. To overcome this, it is a good idea, as stated by Mr. Ekwall, to use 350 kg of Portland cement per cubic metre of concrete in the plastic state. The concrete of the Barberine dam has been removed on the upstream side, to a depth of 1 metre, and replaced by a good facing of masonry revetted with a bed of freestone.

Mr. HALCROW (England) said that up till now, no remedy employed for protecting the upstream face of dams from the action of certain waters had afforded good results. After experiments made during 12 years at the hydro-electric works, Kinlochleven (Scotland), and described in Mr. Sandeman's report (N° 2, page 8), an aluminous cement has given satisfaction; nevertheless, is used in large masses, this cement has the disadvantage of giving off a great deal of heat, and must therefore not be employed for the upstream fa-

cing of a Portland cement concrete dam. He thought that this cement could be recommended in a general way, on condition that it be used solely for making a concrete shield, detached from the main body of the dam.

Mr. HALCROW pointed out that the employment of detached protective shields, of rustless iron or steel, could, under certain working conditions, give good results.

The CHAIRMAN proposed to appoint members of the Commission, to draw up the text of the conclusions of Question 1 *a*). The following were appointed : Messrs Ekwall, Coyne, Halcrow and Probst.

Mr. MATHIEU (Belgium) emphasized the fact that it would be advantageous, for facilitating the comparison of the undertakings published in the different countries, to draw up a technical vocabulary in several languages, dealing with large concrete and earth dams.

---

SESSION HELD JULY 6th AT TROLLHAETTAN  
(9.15 *a.m.* — 1.0 *p.m.*)

---

Mr. BAALSRUD (Norway) took the chair at this session.

Mr. EKWALL (Sweden) read the French, English and German texts of the conclusions proposed for Question 1 *a*.

Mr. PROBST (Germany) pointed out that in Question 1 *a*), it had only been possible to refer to damage observed on 15 to 20-year old dams, i.e., constructed at a time when present-day knowledge concerning materials and methods of building dams did not exist. In future, it would therefore be understood that the faults indicated could easily be avoided.

Mr. WESTERBERG (Sweden) gave some explanations with regard to what he termed the « damp front » in his report (N° 3), the separation between the mass of wet concrete and that part where the water evaporates : whereas with reservoir dams, the warping caused by this evaporation spreads in the course of time, from the downstream to the up-stream face, this is not the case with outfall dams.



Mr. KELEN (Germany) wished to make a few remarks on the three following causes of damage :

- 1) — Frost,
- 2) — Foundations,
- 3) — Heat during setting.

1. — The damage caused by *frost* can be avoided by installing a watertight masonry wall. The rough stone revetment is not necessary for concrete dams, for the external faces can now be covered with a layer of impermeable concrete.

2. — In order to secure a *sufficient guarantee against creep*, the foundations must be carried out so as to establish a rigid connection between the work and its foundations. The safety computation against creep is not accurate, when made by the usual methods; in future, the computation must take cohesion into account.

3. — The rapid giving off or *heat during setting* does not prevent the formation of cracks; on the contrary, it accelerates them, because, at the beginning, the resistance offered by the concrete to stress is still low. During artificial cooling by means of tubes, radial cracks may be expected to appear along the tubes. It has been proposed to construct gravity dams in sections and to carry out the concrete work of each section from the bottom to the top without stopping.

4. — M. KELEN stated that he was not in favour of the paragraph in the original text of Resolution 1 a), which recommended masonry in preference to concrete for constructing dams.

5. — Mr. KELEN suggested a modification of the paragraph in the drawing up of the original text of Resolution 1 a), which recommends the employment of a cement preventing the formation of cracks; as a matter of fact, every cement undergoes shrinkage; besides, the extent of the shrinkage depends as much on the construction

6. — Mr. KELEN recommended that in future measurements should be made of the width of contraction joints, not only at the edges but also in the core of the work.

7. — In future, observations should determine whether or no the contraction joints go right through to the foundations, owing to cracks which have formed in the latter.

Mr. WERNER (Sweden) said that the Royal Swedish Hydraulic Construction Department, owing to the special qualities that should be possessed by cement intended for dams, had requested the cement works in that country to manufacture a special cement, parti-

cularly adapted to this kind of construction work. He showed by means of drawings and illustrations, the special characteristics and advantages of the cement made by the Vargoen Works that the members of the Congress had been able to visit: solubility in water, heat given off, setting time, strength, shrinkage and formation of cracks.

Mr. PAGLIARO (Italy) mentioned that for some years past in Italy great importance had been attached to the measurement of temperatures and flow of dams.

The existing Italian regulations prescribed these measurements, as well as others for water levels, losses, etc...

Now, the Central Office had assembled more than 2 million observation data. Evidently, it would be impossible to give a brief abstract of them.

Nevertheless, the speaker stated that for several years past it had been noticed, in connection with arched dams, that all distortion is elastic (flow), that horizontal distortions are greater than vertical ones, but that both depend manifestly on external temperature. The actual horizontal distortions are smaller than those indicated by the theory of elastic arcs; but the theory does not mention vertical distortions that exist in reality.

Measurements made of internal temperatures have brought out the phenomenon of setting and shrinkage of the concrete and the internal thermic distribution under working conditions.

Linked up with the results obtained, it has been possible to distinguish between permanent dilatation joints and provisional ones which are welded after shrinkage.

Lastly, there are other phenomena that are not well known. For example, the thrust of ice (to which enormous values are given) and the effects of variations in internal stresses derived from variations of external loads. This is one of the most important causes of the « ageing » of masonry or concrete.

It is of the highest importance that all technicians make the greatest efforts to secure an ever increasing knowledge of all the phenomena in connection with dams.

Mr. GIERTZ HEDSTROM (Sweden) emphasised the advantages of vibrated concrete; it seemed to him that by employing modern processes, it could be applied to dams with advantage.

He expressed his doubts about the qualities of the cement, rich

in silica, recently placed on the Swedish market. He preferred a cement containing pouzzolane, capable of taking up large quantities of lime and consequently diminishing the solubility of the cement in water. He quoted Mr. Bo Hellstrom's experience on this subject and the communications made at the Navigation Congress, Venice, in 1931.

Mr. PELAGATTI (Italy) gave some data about two Italian dams : Cignana and Suviana.

The latter is now the highest dam in Italy (92 metres).

Both dams are of poured concrete. — The impermeability of the foundation rock was secured by a series of injections at 30 atm.

Both dams possess contraction joints 15 to 18 metres apart, electric thermometers and drains.

At Suviana, pouzzolanic cement was used.

Mr. HELLSTROM showed a diagram giving the solution of cement shaken in water. When soft water was used 10 % to 15 % by weight of cement dissolved in the water, whilst in hard water after a number of shakings there was no dissolution of lime whatever. It was pointed out that for waters, the hydrogen-ion-concentration of which was about the same, it was mainly the hardness of the water that was an indication of the effect of water on concrete.

Mr. PROBST (Germany) supported Mr. Kelen's opinion on the subject of the drafting of the paragraph of the conclusions dealing with the preference to be given to masonry.

On the other hand, on the subject of the paragraph dealing with the employment of cement capable of avoiding the formation of cracks, he thought that the text of the conclusions should show that the quality of the cement has a marked influence on this formation.

Mr. SOLDAN (Germany) whilst agreeing with the opinions of Messrs Kelen and Probst on the minor importance of the part that masonry would seem to be called upon to play in the building of future dams, thought that the passages dealing with the question in the conclusions should be left intact.

Mr. OMAR BEY (Egypt) cited the case of Egyptian dams where local conditions required the preference to be given to masonry.

Mr. KELEN (Germany) wished to throw light on the misunders-

landing that seemed to have arisen with regard to his remarks about the drafting of the two paragraphs in question of the conclusions.

As far as masonry was concerned, it was quite evident that nobody would think of forbidding its use when local conditions made this method of construction the most economical one; but the text should not be a condemnation of concrete. On the subject of the influence of the quality of the cement on the formation of cracks, Mr. Kelen also did not dream of denying this, but he thought that the text should mention this influence along with that of the other elements.

Mr. PAGLIARO made some remarks on the conclusions presented by Mr. Kelen :

1°) — it is very difficult to distinguish the climatic conditions for ordinary and exceptional dams. There are low altitude dams that are subject to more exceptional climatic conditions than others at a very high altitude;

2°) — there is no justification for giving preference to rubble masonry over concrete, because there are several Italian dams, above 2,000 metres high, that behave better than other dams made of rubble;

3°) — the protection of the up-stream facing is justified by the presence of water and ice; but that of the down-stream facing is unnecessary and may even be harmful.

Mr. SMRCEK (Czechoslovakia) thought that the drawing up of the text of the conclusions dealing with masonry construction work should be both sensible and very careful.

Mr. HAEGELEN (France) thought that mention of masonry dams might be dispensed with in the conclusions relative to Question 4a), seeing that this question only dealt with concretes put into use in gravity dams.

He thought that it would be wise to insert a special paragraph covering dams subjected to exceptional climatic conditions, requiring special constructional arrangements.

In like manner, it would — in his opinion — be a good plan to draw the attention of engineers to the interest afforded by the choice of a suitable cement, so as to reduce shrinkage cracks of the concrete.

Mr. ERWALL (Sweden) thought that it was above all, in this

connection, a case of a defect in the agreement between the German draft and the French and English drafts. He proposed that a text be clearly settled.

Mr. HELLSTROM suggested that Resolutions be passed, but that exact wording be left to the Committees.

In view of the diversity of opinions expressed on the question of knowing wheter a text of the resolutions should immediately be decided upon, Mr. G. Mercier, Chairman of the International Commission for large dams, mentioned the articles of the Statutes fixing the respective role of Public Meetings (which can adopt resolutions) and Executive Meetings (which alone can give executive power to these resolutions). The point was therefore to know whether the Congress thought that sufficient light had been thrown on the questions discussed to enable conclusions of a technical order to be reached, and in this latter event, that the draft, which had been thought out by the Committee appointed for the purpose, was satisfactory in the view of the Congress.

After the session had been suspended for ten minutes, the Chairman (Mr. Baalsrud) announced that they had come to an agreement for proposing a text for the conclusions and called upon the following gentlemen to speak :

Mr. PROBST (Germany) who read the text of the conclusions in German that had been adopted by the Drafting Commission and explained the reasons which had guided the Commission.

Mr. HALCROW (England) read the text in English.

Mr. HÆGELEN (France) read the text in French, whilst confirming the indications given by the preceding speakers, on the subject of the alterations made in the conclusions of the Drafting Committee.

Mr. VETTER (United States) thought that a Congress was held to enable opinions to be exchanged between engineers, and not to pass resolutions.

The CHAIRMAN put the proposed text to the vote. It was adopted by 21 votes to 9.

---

The conclusions passed by the Congress have been approved and made executory by the Executive Meeting of the Commission held on the same day at Trollhättan.

FACHSITZUNG AM 1. JULI IN STOCKHOLM

(Von 14 — 17.15 Uhr).

---

*Der Vorsitzende* (Herr GRÜNER, Schweiz) erklärt dass die Fragen 1 a) und 1 b), da sie zahlreiche gemeinsame Gesichtspunkte haben, gleichzeitig erörtert werden sollen. Er erteilt das Wort dem Generalberichtersteller der Frage 1 a) («Altersschäden des in Schwerkheitsmauern verwandten Betons»), Herrn Ekwall.

Herr Axel ERWALL (Schweden) gibt zusammenfassend seinen Generalbericht wieder und verliest die Anträge.

DER VORSITZENDE lässt die Anträge in English und Deutsch verlesen.

Er erteilt darauf das Wort Herrn Bo Hellström (Schweden), dem Generalberichtersteller der Frage 1 b); (die hierzu gegebenen Erläuterungen betreffen gleichzeitig die Frage 1 a); wir geben nachstehend deren Zusammenfassung wieder).

Herr Bo HELLSTROM (Schweden) hebt die nach seiner Ansicht wichtigsten Punkte seines Generalberichtes hervor und zeigt an Hand von Lichtbildern Beispiele der Formveränderung einer Talsperre (Abb. 1, Talsperre Schräh, Abb. 2, Talsperre Pfaffenburg, beide in der Schweiz), und unterbreitet der Aufmerksamkeit und dem Studium seiner Kollegen eine Zusammenstellung der sieben Hauptursachen dieser Formveränderungen (die Belastung, die Dehnungen und Schwindungen auf Grund der Menge festgelegten Wassers, halbfestgelegten und freien Wassers, die Temperaturveränderungen, die Veränderungen der Materialeigenschaften, die Gleitbewegung, die örtliche Ermüdung, die Bewegung der Gründung).

Er verweist auf folgende Punkte, die allgemeine Aufmerksamkeit verdienen :

Die Veränderung der Trennungsfläche zwischen feuchtem und trockenem Beton im Innern der Talsperre, welche von der Höhe des Wasserstandes im Becken abhängt (Abb. 3) —

die mit der Zeit eintretenden Veränderungen des im Portlandzement anteilig festgelegten Wassers, halbfestgelegten und freien Wassers und die Veränderungen dieser Anteile entsprechend dem hygrometrischen Zustand der Luft (Abb. 4) —

die durch den Zement entwickelte Wärmemenge während seiner Abbindung und seiner Härtung —

die Verfahren zur Berechnung von Temperaturveränderungen im Beton mittels Ueberlagerungskurven (Abb. 5 und 6) —

die Beziehungen zwischen der Gleitbewegung (creep) und den Veränderungen des Elastizitätsmoduls des Betons —.

Herr Hellström folgert zusammenfassend, dass die beiden folgenden Fragen eingehenden Studiumswert sind :

1) die Herstellung und die Anwendung eines Zements, welcher speziell für Bauwerke geeignet ist, die einen einseitigen Wasserdruck aushalten müssen-

2) das Studium der äusseren Kräfte und inneren Vorgänge in den Talsperren mittels an bestehenden Talsperren ausgeführter Beobachtungen.

Herr GEDYE (England) erläutert mit Hilfe von Abbildungen die kürzlich in England auf der *Versuchsstation der öffentlichen Arbeiten in Watford durch Herrn Dr. Glanville und seine Mitarbeiter* durchgeführten Untersuchungen über die Gleitbewegung von unter Belastungen stehendem Beton; er zeigt an Hand von Diagrammen das Verhältnis zwischen der Gleitbewegung und dem Elastizitätsmodul des Betons, die Einwirkung der Zeit, der Anteile der Aggregate und anderer Faktoren.

Herr KÄECH (Schweiz) beschreibt die in der Schweiz angewandten Messungsverfahren zum Studium und zur Kontrolle der Formveränderungen bei Talsperren, die besonders schwierigen klimatischen Bedingungen unterworfen sind. Er begründet die Notwendigkeit, die neuen Talsperren mit Messeinrichtungen zu versehen, welche jederzeit eine genaue und schnelle Kontrolle der Formveränderung gestatten.

Herr HELLSTROM beglückwünscht Herrn Kaech zu seinen interessanten Ausführungen und schlägt vor, dass die Ziffern und Abbildungen der Messinstrumente und -methoden in die Berichterstattung aufgenommen werden. Es verweist auf die Untersuchungen über die Wärmeentwicklung bei der Abbindung des Betons, die im Jahre 1926 an einer Talsperre in den Malaiischen Staaten angestellt wurden. Er weist darauf hin, dass die Zahlen der Tafel III seines Generalberichts sich auf einen vollkommen isolierten Beton beziehen und sich vollständig mit den Erfahrungen der Versuchsstation der öffentlichen Arbeiten in England decken. Gleichzeitig verweist er

auf den Bericht von Herrn Haegelen, welcher die Verteilungsdauer der Abbindewärme behandelt hat.

DER VORSITZENDE bittet, im Hinblick auf die nur noch geringe Zeit, dass diejenigen Redner, die vorhaben nach Trollhättan zu fahren, ihre Ausführungen bis zur dortigen Sitzung vertagen.

Herr FRIIS (Norwegen) führt aus, dass in Norwegen eine besondere Kommission zum genauen Studium der Betonzerstörungen in den Talsperren gegründet worden ist. Diese hat festgestellt, dass die Zerstörungen herrühren: von der Aelterung von Talsperren, welche Konstruktionsfehler aufweisen oder unter der Durchsickerung von dem Zement schädlichen Wasser gelitten haben; von besonders schwierigen klimatischen Bedingungen; von sehr grossen jahreszeitlichen Temperaturschwankungen.

Um diese Nachteile zu beseitigen, ist es erforderlich:

a) die Baumethoden der Talsperren zu verbessern, soweit es die Herstellungsverfahren und die gegenwärtigen Kenntnisse zu lassen; aber auch dadurch werden sich Risse nicht ganz vermeiden lassen.

b) die Aussenseiten der Talsperre mit derart elastischem Material zu verkleiden, dass die von Temperaturschwankungen herrührenden Spannungen aufgenommen werden können; gleichzeitig muss diese Verkleidung kräftig genug sein, um mechanischen Beanspruchungen, z.B. durch Eis, Widerstand leisten zu können. Da es kein Material gibt, das diese beiden Eigenschaften in sich vereinigt, muss man sie vorerst mit einer Beton, Stahl oder andern Schicht bedecken.

Nach Meinung von Herrn Friis verdient diese bisher ein wenig vernachlässigte Spezialfrage ein besonderes Studium.

Herr EGGENBERGER: (Schweiz).

Die Schlussfolgerungen des Herrn Generalberichterstatters zu Rapport 4 dürften nicht ganz zutreffend sein. Bei den schweizerischen Talsperren sind die Zerstörungen des Betons ohne Zweifel dem Frost zuzuschreiben. Die Zementdosierung war mit 180 bis 200 kg Portlandzement pro Kubikmeter Beton zu gering. Solcher Beton kann nicht wasserundurchlässig sein. Das Wasser, das in die Poren eindringt, gefriert und übt die bekannte Sprengwirkung aus. Um dieser Erscheinung zu begegnen ist, wie der Herr Generalberichterstatter vorschlägt, eine Mischung von etwa 350 kg Portlandzement pro Kubikmeter Beton bei plastischer Konsistenz vorzusehen.

Der schadhafte Beton der Staumauer Barberine wird bis in eine



Tiefe von 1 m. auf der Wasserseite abgespitzt und durch ein gutes Bruchsteinmauerwerk mit Hausteinerkleidung ersetzt.

Herr HALCROW (England) führt aus, dass bis jetzt mit keinem Mittel, welches zum Schutz der Wasserseite der Talsperre gegen die Einwirkung gewisser Wassersorten angewendet wurde, gute Erfolge erzielt seien. In Verfolg der in 12 Jahren auf dem Wasserkraftwerk von Kinlochleven (Schottland) gemachten Erfahrungen — und wie auch im Bericht von Herrn Sandeman (Nr. 2 S.8) erwähnt — hat ein tonerdehaltiger Zement befriedigt; da dieser Zement jedoch, in grossen Mengen angewandt, den Nachteil hat, viel Wärme zu entwickeln, darf man ihn nicht für die wasserseitige Aussenfläche einer Talsperre aus Portlandzement benutzen. Er meint, dass die Verwendung dieses Zements vielleicht im allgemeinen ratsam erscheint unter der Bedingung, dass er nur zur Herstellung eines Schutzschildes aus Beton, das vom Dammkörper getrennt ist, verwendet wird.

Herr Halcrow meint, dass die Anwendung von gesonderten Schutzschilden aus nichtrostendem Eisen oder Stahl unter gewissen Anwendungsbedingungen gute Erfolge zeitigen könnte.

DER VORSITZENDE schlägt die Ernennung der Mitglieder des Ausschusses vor, welcher mit der Abfassung des Textes der Anträge zur Frage 1 a) betraut werden soll. Ernannt werden die Herren: Ekwall, Coyne, Halcrow und Probst.

Herr MATHIEU (Belgien) unterstreicht, dass es vorteilhaft wäre, ein technisches Wörterbuch in mehreren Sprachen für das Gebiet der grossen Beton-Talsperren und Erddämme zu schaffen, um den Vergleich der öffentlichen Arbeiten in den verschiedenen Ländern zu erleichtern.

---

#### SITZUNG AM 6. JULI IN TROLLHAETTAN

(von 9.15 — 13 Uhr).

---

Herr BAALSRUD (Norwegen) übernimmt den Vorsitz.

Herr EKWALL (Schweden) verliest den französischen, englischen und deutschen Text der zur Frage 1 a) vorgeschlagenen Anträge.

Herr PROBST (Deutschland) :

In der Stellungnahme zur Frage 1 a) betont Herr Probst, dass man von gewissen Altersschäden nur sprechen könne, weil die angeführten Beispiele vor 15-20 Jahren unsere heutigen Erkenntnisse von Material und Konstruktion noch nicht berücksichtigen konnten. Viele Fehler, die heute festgestellt werden, könnten daher in Zukunft vermieden werden.

Herr WESTERBERG (Schweden) gibt Aufschlüsse über das, was er in seinem Bericht (Nr. 3) die «feuchte Aussenfläche» (front humide) genannt hat : Trennung der Masse des feuchten Betons von der Masse, aus der das Wasser verdunstet; wenn also in den Staubecken die durch diese Verdunstung hervorgerufene Aufschlammung sich mit der Zeit von der luftseitigen Fläche nach der wasserseitigen ausbreitet, so ist dies nicht der Fall bei den Ueberfall-wehren.

Herr KELEN (Deutschland) :

1. *Frostschäden* können vermieden werden durch die Herstellung eines dichten Mauerwerks. Eine Natursteinverkleidung bei Betonmauern ist nicht nötig, da es heute möglich ist, die Aussenflächen der Mauer aus einem dichten Beton herzustellen.

2. Zwecks Erzielung hinreichender *Gleitsicherheit* muss die Gründung so erfolgen, dass ein fester Zusammenhang zwischen Mauer und Fundament besteht. Die Berechnung der Gleitsicherheit nach der bisherigen Methode ist nicht richtig; in der Zukunft muss die Berechnung unter Berücksichtigung der Haftfestigkeit erfolgen.

3. Die schnelle Abführung der *Abbindewärme* verhindert die Rissebildung nicht; im Gegenteil, sie fördert sie, da die Betonzugfestigkeit am Anfang noch gering ist. Bei Abkühlung mittels Kühlrohre sind radiale Risse entlang der Rohre zu erwarten. Es wird vorgeschlagen, Gewichtsstauauern abschnittsweise herzustellen und einen jeden Mauerabschnitt in ununterbrochener Betonierung hochzuführen.

4. Stellungnahme gegen den Satz der ursprünglichen Fassung der Resolution 1 a), der empfiehlt, Bruchsteinmauerwerk dem Beton vorzuziehen.

5. Vorschlag zur Aenderung des Satzes der ursprünglichen Fassung der Resolution 1 a), der die Verwendung eines Zements empfiehlt, der den Rissebildungen entgegenwirkt. Denn ein jeder Zement schwindet; ausserdem hängt das Schwindmass auch vom Bauvorgang und von der Nachbehandlung des Betons ab.

6. Es wird empfohlen, in der Zukunft die Dehnungsfugenweite zu messen u.zw. nicht nur an den Randflächen sondern auch im Inneren der Fugen.

7. Zukünftige Beobachtungen sollen feststellen, ob die Dehnungsfugen sich in das Fundament durch dessen Rissbildung verlängert haben oder nicht.

Herr WERNER (Schweden) teilt mit, dass die Königlich Schwedische Wasserbauverwaltung im Hinblick auf die besondern Eigenschaften, die ein für den Talsperrenbau bestimmter Zement besitzen muss, die Zementfabriken des Landes aufgefordert hat, einen für diesen Zweig des Bauwesens besonders geeigneten Zement herzustellen. Er zeigt an Hand von Abbildungen und Tafeln die besondern Merkmale und speziellen Vorteile des in der Zementfabrik Vargoen hergestellten Zements, welche die Kongressteilnehmer zu besichtigen Gelegenheit hatten: Wasserlöslichkeit, Wärmeerzeugung, Abbindezeit, Festigkeit, Schwindung und Rissbildung.

Herr PAGLIARO (Italien) weist darauf hin, dass man in Italien seit mehreren Jahren der Messung der Temperaturen und der elastischen Formveränderungen grosse Bedeutung beimisst.

Die gegenwärtigen italienischen Vorschriften schreiben diese Messungen vor, ebenso Messungen der Wasserstände, der Verluste usw.

Das Zentralbüro hat zur Zeit mehr als 2 Millionen Beobachtungsergebnisse gesammelt; es ist natürlich nicht möglich, diese kurz gedrängt zusammenzufassen.

Der Redner berichtet jedoch, dass man seit mehreren Jahren beobachtet hat, dass jede Formveränderung in gewölbten Talsperren elastischer Natur ist, dass die horizontalen Formveränderungen grösser sind als die vertikalen, dass aber alle beide offenbar von der Aussentemperatur abhängen. Die tatsächlichen horizontalen Formveränderungen sind kleiner als die nach der Theorie der elastischen Bogen angenommenen; aber die Theorie sieht keine vertikalen Formveränderungen, wie sie in der Wirklichkeit existieren, vor.

Die Messungen der Innentemperaturen haben die Aufmerksamkeit auf die Vorgänge beim Abbinden und Schwinden des Betons sowie auf die thermische Innenverteilung beim stationären Zustand gelenkt.

Im Zusammenhang mit den erzielten Ergebnissen ist es möglich gewesen, die Fugen dauernder Ausdehnung von den provisorischen Fugen zu trennen, welche man nach dem Schwinden schliesst.

Endlich gibt es noch andre, nicht allgemein bekannte Erscheinungen : z.B. der Druck der Eismassen (welchem man ungeheure grosse Bedeutung beimisst), und die Auswirkungen der Veränderungen der Innenspannungen, die von den Veränderungen der Aussenbeanspruchungen herrühren. Dies ist eine der wichtigsten Ursachen der «Alterung» des Mauerwerks oder des Betons.

Es ist höchst wünschenswert, dass alle Fachleute sich um eine möglichst vollständige Erkenntnis aller dieser, die Talsperren betreffenden Erscheinungen bemühen.

Herr GIERTZ HEDSTROM (Schweden) hebt die Vorteile des schwingenden Betons (béton vibré) hervor; ihm scheint, dass man bei Anwendung moderner Verfahren diesen mit Vorteil bei Talsperrenbauten verwenden könnte.

Er bezweifelt die Güte des kieselsäurereichen Zements, wie er kürzlich auf den schwedischen Markt gebracht wurde. Er zieht ihm einen Zement, der Puzzolanerde enthält, grosse Mengen Kalk aufzunehmen fähig ist und infolgedessen die Wasserlöslichkeit des Zements vermindert, vor. Er verweist auf die Erfahrungen von Herrn Bo Hellström auf diesem Gebiet und die diesbezüglichen Mitteilungen auf dem Schiffahrtskongress in Venedig 1934.

Herr PELAGATTI (Italien) macht einige Ausführungen über zwei italienische Talsperren : Cignana und Suviana.

Die letztgenannte ist zur Zeit die höchste Talsperre Italiens (92 m.).

Beide Talsperren sind aus Gussbeton. Die Undurchlässigkeit der Grundfelsen ist durch eine Reihe von Einspritzungen unter einem Druck von 30 atm erreicht worden.

Beide Talsperren besitzen Dehnungsfugen in 15 — 18 m Abstand, elektrische Thermometer und Drainagekanäle.

In Suviana hat man Zement mit Puzzolanerde verwandt.

Herr HELLSTROM (Schweden) zeigt an einem Diagramm die Wasserlöslichkeit von schwingendem Zement. Bei Anwendung weichen Wassers lösen sich 10 - 15 % des Zementgewichts auf, während in einem harten Wasser, nach mehrmaligem Schütteln der Mischung, sich überhaupt kein Kalk löst. Bei Wassersorten, bei denen die Konzentration der Wasserstoff-Ionen fast die gleiche war, hat man festgestellt, dass es vornehmlich die Härte des Wassers war, welche einen Anhalt bezüglich der Einwirkung des Wassers auf den Beton bot.

Herr PROBST (Deutschland) unterstützt die Ansicht von Herrn Kelen bezüglich der Abfassung des Absatzes der Anträge, in welchem dem Mauerwerk der Vorzug zugestanden werden soll.

Was dagegen den Absatz anlangt, der sich mit einem zur Vermeidung von Rissen geeigneten Zement befasst, so muss nach seiner Ansicht in diesem Text hervorgehoben werden, dass die Beschaffenheit des Zements eine der Grundbedingungen für deren Entstehung ist.

Herr SOLDAN (Deutschland) bemerkt er stimme Herrn Probst dahin bei, dass Bruchsteinmauer in der Kern keine grosse Rolle mehr spielen kann. Er ist aber der Meinung dass ein kurzer Hinweis auf Bruchsteinmauern in dem Beschluss zur Frage 1a durchaus zweckmässig ist.

Herr OMAR BEY (Aegypten) führt Beispiele ägyptischer Talsperren an, wo infolge örtlicher Verhältnisse Mauerwerk bevorzugt wird.

Herr KELEN (Deutschland) wünscht das Missverständnis aufzuklären, welches scheinbar anlässlich seines Eingreifens bei der Abfassung der beiden fraglichen Absätze der Schlussfolgerungen entstanden ist.

Bezüglich der Mauerwerks denkt niemand daran, dessen Gebrauch zu unterbinden, sofern die örtlichen Bedingungen diese Bauart wirtschaftlicher erscheinen lassen; der Text darf jedoch keine Hintanstellung des Betons enthalten.

Was den Einfluss der Beschaffenheit des Zements auf die Bildung von Rissen anlangt, so denkt Herr Kelen keineswegs daran, diesen in Abrede zu stellen. Er ist aber der Meinung, dass der Text diesen Einfluss in gleicher Weise erwähnen sollte wie den der anderen Elemente.

Herr PAGLIARO macht einige Bemerkungen zu den von Herrn Kelen vorgelegten Anträgen :

1) es ist sehr schwierig, zwischen gewöhnlichen und aussergewöhnlichen klimatischen Bedingungen für Talsperren zu unterscheiden. Es gibt Talsperren von geringer Höhe, welche unter schwierigeren klimatischen Bedingungen stehen als solche von sehr grosser Höhe;

2) es ist nicht gerechtfertigt, dem Bruchsteinmauerwerk vor dem Beton den Vorzug zugeben, denn es gibt mehrere italienische Tal-

sperrern in über 2000 m Höhe, welche sich besser als diejenigen aus Bruchsteinmauerwerk verhalten.

3) Das Vorhandensein von Wasser und Eis rechtfertigt den Schutz der wasserseitigen Aussentfläche; auf der luftseitigen Aussentfläche jedoch ist dieser Schutz unnötig, vielleicht sogar schädlich.

Herr SMRCEK (Tschechoslowakei) hält es für erforderlich, den Text der Schlussfolgerungen bezüglich der Ausführungen in Mauerwerk gleichzeitig sachgemäss und sehr vorsichtig abzufassen.

Herr HAEGELEN (Frankreich) meint, dass man in den Schlussfolgerungen zur Frage 1 a) darauf verzichten könnte, von Mauerwerkstalsperren zu sprechen, da sich diese Frage doch nur auf Betonausführungen bezieht, die bei Gewichtsstaumauern zur Anwendung kommen.

Es scheint ihm gerechtfertigt, einen besonderen Absatz den unter aussergewöhnlichen klimatischen Bedingungen stehenden Talsperren zu widmen, welche besondere bauliche Massnahmen erfordern.

Ferner scheint es ihm angebracht, die Aufmerksamkeit der Ingenieure auf die Wahl eines Zements zu lenken, der geeignet ist, die Schwindungsrisse im Beton zu vermindern.

Herr EKWALL (Schweden) meint, dass es sich im vorliegenden Fall vornehmlich um einen Mangel an Uebereinstimmung zwischen der deutschen Fassung und der englischen und französischen handelt. Er schlägt einen Text vor, der allen Meinungen gerecht wird.

Herr Bo HELLSTROM (Schweden) schlägt vor, dass man zwar Beschlüsse fasst, deren genaue Abfassung jedoch den dafür bestimmten Ausschüssen überlässt.

Angesichts der Meinungsverschiedenheiten über die Frage, ob der Text von Entschliessungen sofort festgelegt werden muss, erinnert Herr Mercier, der Vorsitzende der Internationalen Talsperren-Kommission, an die Artikel der Satzung, welche die Tätigkeit der öffentlichen Versammlungen (welche Beschlüsse fassen können), und des Executiv-Komitees (welches allein diesen Beschlüssen Vollzugskraft verleihen kann) festlegen. Es handelt sich also darum, festzustellen, ob der Kongress über die zur Diskussion gestellten Fragen genügend aufgeklärt ist, um zu Schlussfolgerungen technischer Natur zu gelangen, und ob im letzteren Fall die schriftliche Niederlegung durch den dafür bestimmten Ausschuss ihm befriedigend erscheint.

Nach einer Unterbrechung von 10 Minuten berichtet der Vorsitzende, Herr Baalsrud, dass Uebereinstimmung bezüglich eines Textvorschlages der Schlussfolgerungen erzielt wurde, und erteilt das Wort Herrn Probst (Deutschland), welcher den deutschen Text der Anträge verliest, wie ihn der Redaktionsausschuss angenommen hat, und die Gründe erläutert, die den Ausschuss dazu bestimmt haben.

Herr HALCROW (England) verliest den englischen Text, Herr Haegelen (Frankreich) den französischen Text unter Berücksichtigung der Ausführungen der vorhergehenden Redner bezüglich der vom Redaktionsausschuss vorgenommenen Abänderungen.

Herr VETTER (Vereinigte Staaten) ist der Meinung, dass ein Kongress veranstaltet wird, um einen Meinungsaustausch unter Ingenieuren herbeizuführen, nicht aber um Beschlüsse zu fassen.

DER VORSITZENDE lässt über den vorgeschlagenen Text abstimmen. Er wird mit 21 gegen 9 Stimmen angenommen.

---

Die vom Kongress vorgelegten Anträge sind genehmigt und in Kraft gesetzt worden durch die Ausschuss-Sitzung der Kommission, die am gleichen Tage in Trollhättan tagte.

---

DETERIORATION, PAR VIEILLISSEMENT, DU BETON DES  
BARRAGES-POIDS.

---

CONCLUSIONS

I. — Pour éviter la détérioration du béton des barrages-poids, le Congrès recommande les mesures suivantes:

a) Il y aura intérêt à faire choix d'un ciment ayant le moins de tendance possible à produire des fissures de retrait.

b) On accordera une attention toute particulière à la question des joints de dilatation.

c) On attachera la plus grande importance à réaliser, dans la partie amont du barrage, un béton étanche. Des essais méthodiques devront être exécutés pour déterminer la composition du béton à mettre en œuvre.

d) Lorsque les eaux de la retenue attaquent les ciments Portland ordinaires, on devra prendre des dispositions constructives spéciales; en particulier, on protégera contre le contact de l'eau les bétons susceptibles d'être attaqués.

e) Dans des conditions climatiques exceptionnelles, il y aura intérêt à recouvrir le parement amont, et souvent même le parement aval, d'une couche spéciale de protection.

II. — Les barrages-poids pourront être construits en maçonnerie de moellons, et non pas en béton, lorsqu'il sera possible de le faire dans de bonnes conditions techniques et sans dépenses exagérées.

---



DETERIORATION, BY AGEING, OF THE CONCRETE OF WEIGHT-DAMS.

---

CONCLUSIONS

I. — In order to prevent deterioration in concrete gravity dams it is recommended :

*a)* It is very important to use cement which will assist in reducing cracks due to setting.

*b)* The question of expansion joints should be carefully considered.

*c)* It is of the greatest importance that the concrete in the upstream face of the dam be made watertight. For this reason it is advisable to make careful investigations of the quality and grading of the materials to be used.

*d)* For dams subjected to waters which attack the Portland cement concrete, special measures should be taken to protect the concrete.

*e)* For dams subjected to special climatic conditions, it is further recommended that at least the upstream face of the dam be specially protected.

II. — Masonry can be used instead of concrete where suitable materials are available and where the construction can be carried out at a reasonable price.

---

## ALTERSSCHÄDEN DES IN SCHWERGEWICHTSMAUERN VERWANDTEN BETONS.

---

### SCHLUSSFOLGERUNGEN

I. — Zur Frage, welche Mittel angewendet werden sollen, um Schäden des Betons in Gewichtsstaumauern entgegenzuwirken, nimmt der Kongress wie folgt Stellung :

a) Bei Gewichtsmauern sollte ein Zement verwendet werden, der dazu beiträgt, die Rissenbildung des Betons zu verringern.

b) Der Frage der Fugen ist besondere Beachtung zu schenken.

c) Es ist von grösster Wichtigkeit, dass der wasserseitige Beton der Stauwauern wasserdicht ist. Für diesen Zweck empfiehlt es sich vor Beginn des Baues sorgfällige Untersuchungen über die Qualität und der geeigneten Zusammensetzung des Betons auszuführen.

d) Für Gewichtsstauwauern mit chemisch eingreifendem Wasser müssen besondere Massnahmen getroffen werden, um den Portland-Zementbeton vor Angriffen zu schützen.

e) Für Gewichtsstauwauern, die besonderen klimatischen Bedingungen ausgesetzt sind, wird empfohlen, dass wenigstens die Wasserseite mit einer besonderen Schutzschicht versehen wird.

II. — Bruchsteinmauern können anstelle von Betonmauern verwendet werden, wo geeignetes Steinmaterial vorhanden ist und sich die Ausführung auf sichere Weise und zu normalen Kosten herstellen lässt.

---

## TABLE DES MATIÈRES

### QUESTION 1a)

#### DETERIORATION, PAR VIEILLISSEMENT, DU BETON DES BARRAGES-POIDS

Rapports :	Page
N° 1. -- MM. LINK (Allemagne). Détérioration, par vieillissement, des barrages en maçonnerie ou en béton .....	5
2. -- SANDEMAN (Grande-Bretagne) .....	35
3. -- WESTERBERG (Suède) .....	49
4. -- EGGENBERGER et ZWYCAR (Suisse). Vieillissement du béton des barrages suisses .....	73
5. -- FIEDLER (Tchécoslovaquie) .....	101
40. -- GRÖNER (Norvège). Procédé de réparation et de protection des barrages, employé à la remise en état du barrage de Ringedal (Norvège) .....	113
47. -- M <sup>c</sup> MILLAN (États-Unis). Le « Bon travail » est une condition indispensable de la durée des barrages en béton .....	111
Rapport Général Axel EKWALL (Suède) :	
Texte français .....	169
Texte allemand .....	185
Texte anglais .....	203
N° 48. -- M. ROLFSEN (Norvège). Emploi du ciment de haut-fourneau à la construction de la centrale hydro-électrique de Grönvolfoss (Norvège) .....	219
Compte-rendu in extenso de la discussion :	
Réunion technique du 1 <sup>er</sup> juillet 1933, à Stockholm .....	229
Réunion technique du 6 juillet 1933, à Trollhättan .....	259
Résumé de la discussion :	
Texte français .....	297
Texte anglais .....	305
Texte allemand .....	314
Conclusions :	
Texte français .....	324
Texte anglais .....	325
Texte allemand .....	326



# TABLE OF CONTENTS

## QUESTION 1 a)

### DETERIORATION BY AGEING OF THE CONCRETE OF WEIGHT-DAMS

Reports		Page
N. 1.	MM. LINK (Germany). Deterioration by ageing of the concrete or the masonry in gravity dams .....	5
2.	SANDEMAN (Great Britain) .....	35
3.	WESTERBERG (Sweden) .....	49
4.	EGGENBERGER et ZWYGART (Switzerland). Deterioration by ageing of the concrete in dams in Switzerland .....	83
5.	FIEDLER (Czechoslovakia) .....	101
40.	GRÖNER (Norway). Method for repair and preservation of dams as used at the Ringedals dam, A/S Tyssefaldene, Hardanger (Norway) .....	113
47.	Mc. MILLAN (U.S.A.). Good workmanship an essential of durable concrete dams .....	141
General report : A. EKWALL (Sweden) :		
	French text .....	169
	German text .....	185
	English text .....	203
N. 48.	M. ROLFSEN (Norway). Blast furnace cement concrete at the Grönvollfoss Hydro-Electric development, Telemark (Norway) .....	219
Minutes of the meeting :		
	July 1st 1933, at Stockholm .....	229
	July 6th 1933, at Trollhättan .....	259
Abstract of the discussion :		
	French text .....	297
	English text .....	305
	German text .....	314
Conclusions :		
	French text .....	324
	English text .....	325
	German text .....	326

1.	MM. LINK (Germany). Deterioration by ageing of the concrete or the masonry in gravity dams 1a,vol.I,p.5-34	5
2.	SANDEMAN (Great Britain) 1a,vol.I,p.35-48	35
3.	WESTERBERG (Sweden) 1a,vol.I,p.49-82	49
4.	EGGENBERGER et ZWYCAR (Switzerland). Deterioration by ageing of the concrete in dams in Switzerland 1a,vol.I,p.83-100	83
5.	FIEDLER (Czechoslovakia) 1a,vol.I,p.101-112	101
6.	GRÖNER (Norway). Method for repair and preservation of dams as used at the Ringedals dam, A/S Tyssefaldene. Hardanger (Norway) 1a,vol.I,p.113-141	113
7.	Mc. MILLAN (U.S.A.). Good workmanship an essential of durable concrete dams 1a,vol.I,p.141-168	141
8.	General report : A. EKWALL (Sweden) .	
	French text 1a,vol.I,p.169-184	169
	German text 1a,vol.I,p.185-202	185
	English text 1a,vol.I,p.203-218	203
9.	M. ROLFSEN (Norway). Blast furnace cement concrete at the Grönvollfoss Hydro-Electric development. Telemark (Norway) 1a,vol.I,p.219-228	219
6.	MM. PROBST (Germany) 1b,vol.II,p.5-42	5
7.	GRENGG (Austria). Measurements of the distortions on Austrian dams 1b,vol.II,p.43-50	43
8.	ABEL, FILLUNGER, REDLICH, SANDRI (Austria). Thermic Researches on cement after setting and hardening 1b,vol.II,p.51-62	51
9.	COYNE (France) 1b,vol.II,p.63-102	63
10.	HAEGELEN (France)	103
11.	EICHIRO ISHII (Japan)	129
12.	Swiss Report : MM. JOYE, LANG, KAECH and JULLIARD	167
13.	MM. BOESCH and ROS (Switzerland). Measurements of the distortions on the Garichte dam (hydroelectric plant of Senrf-Niederembach, Schwanden (Switzerland) . . . . .	227
14.	A. KHAIKY (Egypt). Methods employed in the construction of contraction joints in the masonry of the second heightening of Aswan Dam . . . . .	233
15.	NAGUIB IBRAHIM BEY (Egypt). Temperature cracks in weirs and dams with special reference to Nag-Hamadi Barrage . . . . .	257
16.	LAMPL (Hungary). Propositions covering a series of researches concerning the shrinkage of concrete . . . . .	271
38.	LALIN and ROYEN (Sweden) . . . . .	281
41.	VOGT (Norway)	282



# INHALTSVERZEICHNISS

## FRAGE 1 a)

### ALTERSSCHÄDEN DES IN SCHWERGEWICHTSMAUERN VERWANDTEN BETONS

Berichte		Seite
N. 1.	MM. LINK (Deutschland). Altersschäden an Staumauern aus Bruchsteinmauerwerk oder Beton .....	5
2.	SANDEMAN (Gross Britannien) .....	35
3.	WESTERBERG (Schweden) .....	49
4.	EGGENBERGER und ZWYGART (Schweiz). Alterserscheinungen bei dem in Staumauern der Schweiz verwendeten Beton .....	83
5.	FIEDLER (Tschechoslovakei) .....	101
40.	GRÖNER (Norwegen). Neue Methode für Reparation von undichten Wehren aus Beton und Mauerwerk, angewandt bei der Wehranlage Ringedalsdamm in Hardanger (Norwegen) ....	113
47.	Mc MILLAN (Amerika). Die «gute Arbeit» ist durchaus notwendige für die lange Lebenszeit der Staumauern aus Beton.....	141
General Bericht : A. EKWALL (Schweden) :		
	Französische Auffassung .....	169
	Deutsche Auffassung .....	185
	Englische Auffassung .....	203
N. 48.	M. ROLFSEN (Norwegen). Schlackenbeton in dem Bau des hydroelektrischen Hauptwerkes Grönvollfoss (Norwegen) .....	219
Ausführliche Besprechung :		
	Sitzung 1 Juli 1933, in Stockholm .....	229
	Sitzung 6 Juli 1933, in Trollhättan .....	259
Zusammenfassung :		
	Französische Auffassung .....	297
	Englische Auffassung .....	305
	Deutsche Auffassung .....	314
Schlussfolgerungen :		
	Französische Auffassung .....	324
	Englische Auffassung .....	325
	Deutsche Auffassung .....	325



---

PITHIVIERS. — IMPRIMERIE DES CAISSES D'ÉPARGNE

---



***Copyright © ICOLD - CIGB***

*Archives informatisées*  *Computerized Archives*

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :  
André Bergeret - 2004*



---

**International Commission on Large Dams –  
Commission Internationale des Grands Barrages  
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**