Transactions Second Congress on Large Dams

Compte Rendu Deuxième Congrès des Grands Barrages

Gesamtbericht Zweiter Talsperrenkongress

Actas y Memorias Segundo Congreso de Grandes Presas

*

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS OF THE WORLD POWER CONFERENCE

Commission Internationale des Grands Barrages de la Conférence Mondiale de l'Énergie

Internationale Talsperren-Kommission der Weltkraftkonferenz

Comisión Internacional de Grandes Presas de la Conferencia Mundial de la Energía

---

VOLUME III

UNITED STATES
GOVERNMENT PRINTING OFFICE
WASHINGTON : 1938

*

For sale by the
Superintendent of Documents, Washington, D. C.

VOLUME III

Question IV

DESIGN AND WATERPROOFING OF SHRINKAGE, CONTRACTION AND EXPANSION JOINTS

Question IV—Frage IV—Cuestión IV

Constitution et Étanchement des Joints de Retrait, de Contraction et Dilatation

Entstehung und Abdichtung von Schwind-, Zusammenziehungs- und Dehnungsfugen

Constitución e Impermeabilidad de las Juntas de Retracción, Contracción y Dilatación

Question V

STUDY OF THE FACING OF MASONRY AND CONCRETE DAMS

Question V—Frage V—Cuestión V

Étude des Revêtements des Parements des Barrages en Maçonnerie et en Béton

Untersuchung der Mauerverkleidung von Bruchsteinmauerwerk- und Beton-Staumauern

Estudio de los Paramentos de las Presas de Mampostería y Hormigón

*

REPORTS AND DISCUSSIONS

Rapports et Discussions—Berichte und Diskussionen
Memorias y Discusiones

The "general reports" will be found in Volume I

Les "rapports généraux" se trouvent dans le Volume I

Die "Generalberichte" sind in Band I enthalten

Las "ponencias generales" se encuentran en el Volumen I

EDITOR

Rédacteur—Schriftleitung—Redactor

*

O. C. MERRILL

CONTENTS

Table des Matières—Inhaltsverzeichnis—Tabla de Materias

Question IV

DESIGN AND WATERPROOFING OF SHRINKAGE, CONTRACTION AND EXPANSION JOINTS

Question IV—Frage IV—Cuestión IV

Constitution et Étanchement des Joints de Retrait, de Contraction et Dilatation

Entstehung und Abdichtung von Schwind-, Zusammenziehungs- und Dehnungsfugen

Constitución e Impermeabilidad de las Juntas de Retracción, Contracción y Dilatación

REPORTS—Rapports—Berichte—Memorias

		Page
D65	CHILE, Department of Irrigation Ensamble con el Cerro de la Cortina del Rock-Fill de Cogotí	3
D31	CZECHOSLOVAKIA, Smrček and Kalla Waterproofing of Expansion Joints with Rubber in Concrete Lining of Supply Canal of Power Plant at Ladce on the River Váh	7
D2	FRANCE, Renaud Les Joints des Barrages-Gravité	19
D4	FRANCE, Thimel Joints de Retrait et Joints de Contraction et Dilatation	61
D32	FRANCE, Coyne Clavage des Barrages Voûtes	91
D3	GERMANY, Link Entstehung und Abdichtung von Schwind-, Zusammenziehungs- und Dehnungsfugen in Staumauern	109
D18	GREAT BRITAIN, Sandeman Contraction Joints	131
D33	GREAT BRITAIN, Williamson Design and Waterproofing of Shrinkage, Contraction and Expansion Joints in Concrete Dams	139

		Page
D62	ITALY, Contessini Longitudinal Contractions and Expansions Measured in a Large Concrete Dam	161
D55	SWEDEN, Westerberg, Flodin and Werner Design of Shrinkage and Contraction Joints	181
D12	SWITZERLAND, Juillard Constitution et Étanchement des Joints de Retrait et de Contraction et Dilatation	201
D17	UNITED STATES, Jones Shrinkage, Contraction and Expansion Joints in Norris Dam	225
	DISCUSSION	235
	SUMMARY	243
	RÉSUMÉ	244
	ZUSAMMENFASSUNG	244
	RESUMEN	245

Question V

STUDY OF THE FACING OF MASONRY AND CONCRETE DAMS

Question V—Frage V—Cuestión V

Étude des Revêtements des Parements des Barrages en Maçonnerie et en Béton

Untersuchung der Mauerverkleidung von Bruchsteinmauerwerk- und Beton-Staumauern

Estudio de los Paramentos de las Presas de Mampostería y Hormigón

REPORTS—Rapports—Berichte—Memorias

D19	AUSTRIA, Weigl Die Wasserdichtheit des Mauerwerkes und der Verkleidungen von Betontalsperren	249
D60	BULGARIA, Iwanow Mauerverkleidung von Bruchsteinmauerwerk- und Betonstaumauern	275
D34	CZECHOSLOVAKIA, Lossman and Petzny Untersuchung der Verblendung von Bruchsteinmauerwerk- und Betonstaumauern	281

		Page
D13	FRANCE, Haegelen Étude des Revêtements des Parements des Barrages en Maçonnerie et en Béton	297
D45	GERMANY, Ludin Gestaltung und Bewährung der Aussenflächen der in Deutschland Erbauten Staumauern	315
D14	GREAT BRITAIN, Binnie Study of the Facing of Masonry and Concrete Dams	343
D66	ITALY, Testa Principal Systems Adopted in Italy for Waterproofing and Protecting the Faces of Masonry Dams	357
D49	SWEDEN, Lalin Stone Facing on Concrete of Hydraulic Structures	393
D6	SWITZERLAND, Bolomey Étude des Revêtements des Barrages en Maçonnerie et en Béton	401
D5	U. S. S. R., Nielaender Resistance to Cracking of Surface Layer of Concrete Gravity Dams	417
D29	U. S. S. R., Glebov Use of Bituminous Materials in Construction of High Dams	461
	DISCUSSION	485
	SUMMARY	490
	RÉSUMÉ	491
	ZUSAMMENFASSUNG	491
	RESUMEN	492

Question IV

Design and Waterproofing of Shrinkage, Contraction and Expansion Joints

D 65

QUESTION IV

DEPARTMENT OF IRRIGATION

CHILE

SECOND CONGRESS

ON LARGE DAMS

WASHINGTON, D. C., 1936

ENSAMBLE CON EL CERRO DE LA CORTINA DEL ROCK-FILL DE COGOTI*

Presentado por el

DEPARTAMENTO DE RIEGO

Chile

En los últimos años, Chile ha realizado la construcción de varios embalses por medio de muros ejecutados especialmente con tierra o con enrocado. Ha elegido estos tipos con el objeto de darles una mayor seguridad, debido a que en el país son frecuentes los temblores.

En la actualidad se encuentra en construcción el embalse de Cogotí, cuyo muro es del tipo rock-fill con cortina de concreto armado cubriendo el paramento amonte. Esta cortina está compuesta de grandes losas que dejan entre sí, espacios de dilatación cuya impermeabilidad se obtendrá especialmente por medio de planchas de cobre. La disposición adoptada para las losas y junturas es muy semejante a la del Salt Spring Dam, construído en EE.UU. en el río Mokelume-California, por la Gas and Electric Co.

Este dispositivo de losas con junturas flexibles permitirá que la cortina siga los movimientos del enrocado, al cual se le preven sentamientos de consideración, sin que se agriete o se quiebre.

Los movimientos de la cortina, provocados por los sentamientos del enrocado, adquieren especial importancia en la unión de ella con los costados de la garganta. Para esos puntos se han proyectado dos tipos de unión, que permiten, a juicio del Departamento de Riego, que la cortina siga los movimientos del enrocado sin que esa unión pierda su impermeabilidad.

**Joint of concrete facing to canyon walls in Cogotí Dam.*
Jointure avec les parois du revêtement en béton armé du barrage du Cogotí.
Fuge zwischen Betonverkleidung und den Schluchtwänden in der Cogotí-Talsperre.

Los dos tipos de uniones proyectadas obedecen a que la garganta tiene taludes con inclinación pequeña o mediana, en sus partes bajas y en las cuales la cortina sufrirá pequeños movimientos; y taludes casi verticales en la parte superior, donde la cortina sufrirá grandes movimientos.

Para el primer caso se ha proyectado la unión de la figura 1 y para el segundo la de la figura 2.

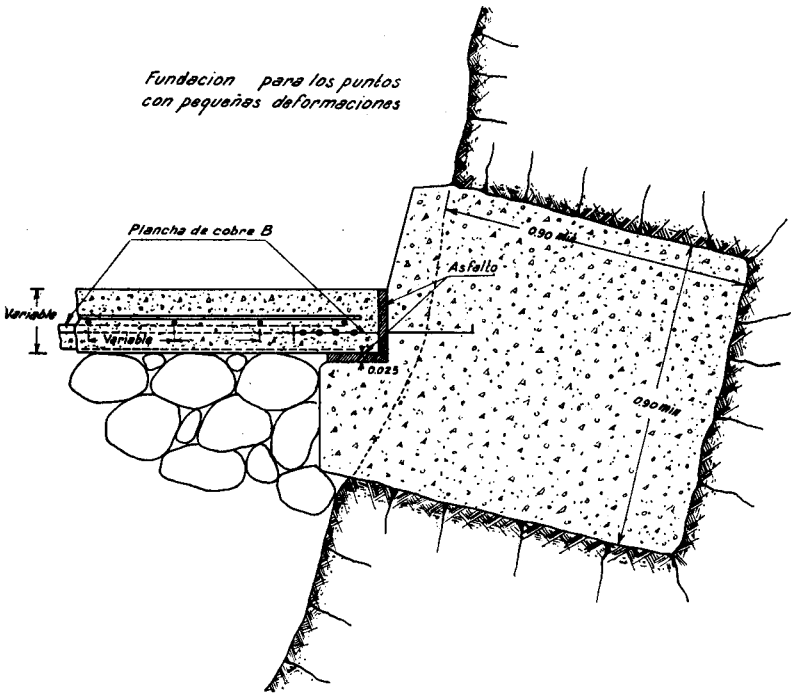


FIGURA 1.—**Fundación para los puntos con pequeñas deformaciones.** — Construction of the joint for the points with small deformations. — Construction des joints pour les points avec faibles déformations. — Ausbildung einer Fuge für Punkte kleiner Deformationen.

Esta última unión merece una explicación especial. Debido a que los taludes de la garganta son casi verticales, los sentamientos del enrocado se traducirán en esa parte en un deslizamiento de éste con respecto a los costados de la garganta. Ese deslizamiento, que en algunas partes puede alcanzar hasta cerca de un metro deberá seguirlo la unión sin perder su impermeabilidad. Para eso se ha proyectado la losa normal a la cortina, que está anclada a ella y que puede girar para mantenerse siempre apoyada en el muro fundado en el costado de la garganta.

La presión del agua se encargará de mantener la losa apoyada al muro de fundación en el costado de la garganta.

La impermeabilidad se mantiene con la masa de asfalto de consistencia especial, colocada en los puntos indicados.

El Departamento de Riego, encargado de la construcción de estas obras en Chile, somete a la consideración del Congreso los dispositivos

indicados, a fin de conocer la opinión de los ingenieros cuya experiencia les permite corregir o mejorar las disposiciones anotadas.

RESUMEN

En la construcción de la presa de Cogotí, cuyo muro es del tipo rock-fill con cortina de hormigón armado que cubre el paramento de aguas arriba, ha sido necesario tomar precauciones especiales para la unión de la cortina con la garganta.

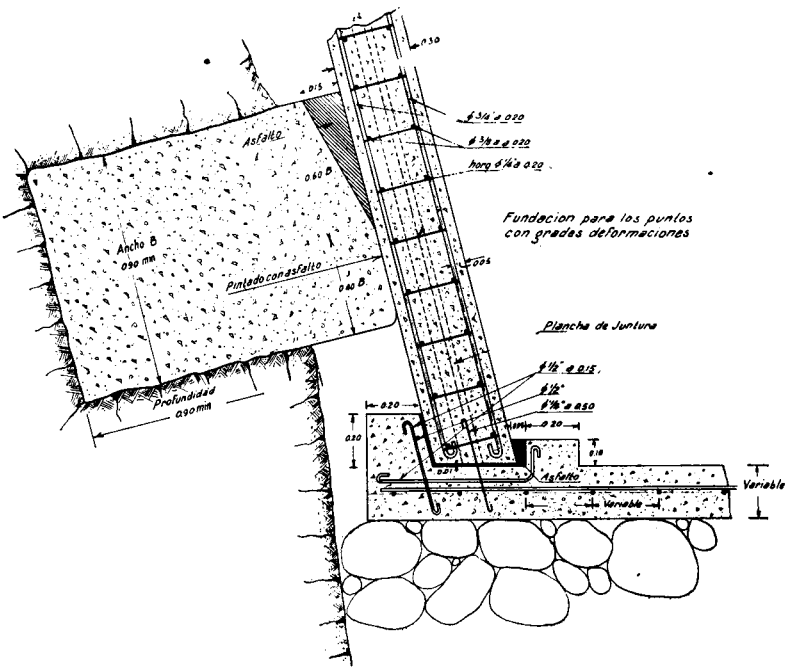


FIGURA 2.—**Fundación para los puntos con grandes deformaciones.** — Construction of the joint for the points with large deformations. — Construction des joints pour les points avec fortes déformations. — Ausbildung einer Fuge für Punkte grosser Deformationen.

La parte baja de esta unión, donde los taludes tienen una inclinación pequeña, se ilustra en la figura 1:

En la parte superior, donde los taludes son casi verticales, fué necesario un tipo diferente de unión (fig. 2). Este informe trata principalmente de la última.

El Departamento de Riego, encargado de la construcción de estas obras en Chile, somete a la consideración del Congreso los dispositivos indicados, a fin de conocer la opinión de los ingenieros cuya experiencia les permitirá corregirlos o mejorarlos.

SUMMARY

In designing the Cogotí Dam, a rock-fill structure with an upstream facing of concrete slabs, much attention has been given to the joint between this facing and the sides of the canyon.

The lower part of this joint, where the slopes are moderate, is illustrated in figure 1.

Higher up, where the sides become almost vertical, a different type of joint was deemed necessary (fig. 2) and this paper deals chiefly with the latter.

The "Departamento de Riego", in charge of all irrigation work in Chile, submits this paper to the Congress in order to learn the opinion of engineers whose experience along this line will permi improvement of this project.

RESUME

Dans la construction du Barrage de Cogotí, en remblai de roches avec plaque en béton armé sur la paroi amont, il a fallu prendre des précautions toutes spéciales pour les joints de la plaque avec les parois de la gorge.

Ces joints ont été réalisés au moyen de deux dispositifs:

L'un pour la partie inférieure, où la pente du terrain naturel est modérée (fig. 1); et l'autre pour la partie supérieure où la pente est presque verticale (fig. 2). Le présent rapport a trait plus particulièrement à ce dernier type de joint.

Le "Departamento de Riego", chargé de l'étude et de la construction de ce genre de travaux au Chili, soumet à la considération du Congrès les dispositifs indiqués, afin de connaître l'opinion des ingénieurs dont l'expérience acquise leur permettra de les corriger ou de les améliorer.

ZUSAMMENFASSUNG

Bei dem Entwurf der Cogotí-Talsperre, einer Erdgeröll-Konstruktion mit einer wasserseitigen Verkleidung von Betonschichten, hat man besonderen Wert auf die Fuge zwischen dieser Verkleidung und den Schluchtseiten gelegt.

Der unterer Teil dieser Fuge, an der Stelle, wo die Abhänge nur eine leichte Neigung aufweisen, ist in Abbildung 1 veranschaulicht.

Weiter oben, wo die Schluchtseiten nahezu senkrecht werden, hielt man die Konstruktion eines verschiedenen Fugentyps für notwendig (Abb. 2). Mit dieser Art Fuge gibt sich der Bericht hauptsächlich ab. Das "Departamento de Riego", dem das gesamte Entwässerungswesen in Chile untersteht, reicht dem Kongress diesen Bericht in der Hoffnung ein, um die gutachtliche Äusserung von Sachverständigen auf diesem Gebiete zu einer Verbesserung dieses Projektes zu verwerten.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

WATERPROOFING OF EXPANSION JOINTS WITH RUBBER IN CONCRETE LINING OF SUPPLY CANAL OF POWER PLANT AT LADCE ON THE RIVER VAH*

Ing. F. SMRČEK and Ing. J. KALLA

Czechoslovakia

For utilizing the water power of the River Váh the Government of Czechoslovakia built a plant between Púchov and Ladce, comprising a river weir, a supply canal, a hydroelectric power-house with a raft lock adjoining, and a tailrace.

For conducting the water from the weir to the hydroelectric power-house, a canal 6 km long was built. The canal has a trapezoidal section dimensioned for a maximum quantity of 150 cubic meters of water per second. The bottom of the canal is 18.3 m wide, the slopes are 1:1.75, the fall of the bottom is 0.175 o/oo, the water depth, 6–7 meters, and the width of the canal at the water surface, 37–41 meters. The canal is partly excavated in earth and gravel and partly formed by dikes of gravel material. The width of the dikes at the crest is 3.5 m, and the maximum height of the dikes is 10 m. The water level in the canal is up to 6.5 m above the surrounding ground. For waterproofing the canal the slopes and the bottom were lined with a facing of concrete 15 cm thick.

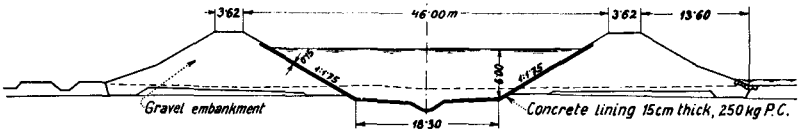
Before concreting the lining, a section of the canal, 100 m long, was lined with concrete, and large-scale tests carried out. The purposes of these tests were the following:

**Étanchement au moyen de caoutchouc des joints de dilatation du revêtement en béton du canal d'amenée de la centrale de Ladce sur la rivière Vâh.*

Abdichtung von Dehnungsfugen mittels Gummi an den Betonwandungen des Oberkanals des Kraftwerkes am Váh bei Púchov.

Impermeabilización por medio de caucho de las juntas de dilatación del revestimiento de hormigón del canal de alimentación de la central de Ladce en el río Vâh.

Section through the Supply Canal



Cross-Section of the Expansion Joint

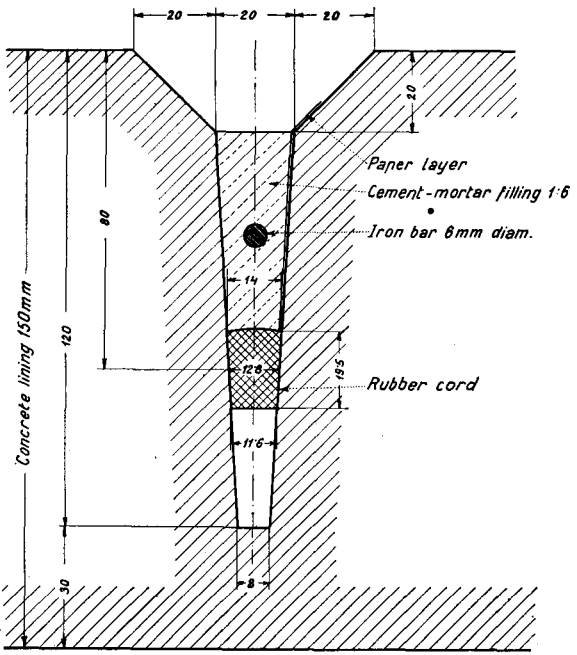


FIGURE 1.—**Cross section through the supply canal and the expansion joint.**
Coupe transversale du canal d'amenée et d'un joint de dilatation.
Querschnitt durch den Oberkanal und eine Dehnungsfuge.
Sección transversal del canal de alimentación y de una junta de dilatación.

1. To ascertain the behavior of various concrete mixtures in hot weather and in frost, for the purpose of choosing the proper mixture for concrete and the correct spacing of the expansion joints.
2. To find the proper material for waterproofing the joints.

I. Concrete Mixtures and Spacing of Expansion Joints

The following mixtures were tested:
(1) Mixtures of portland cement, 200, 250, and 300 kg per cubic metre of dry aggregates.
(2) Of bauximent, 200 kg.
(3) 40 kg of trass and 180 kg of portland cement.
(4) Of portland cement with an admixture of quartz powder.
For these tests, washed gravel screened into four sizes, 0–3 mm, 3–7 mm, 7–30 mm, 30–50 mm, was used.

The expansion joints along the slope were spaced 4, 6, 8, and 10 m apart, whereas the horizontal joints in the lower third of the slope were placed in some sections only. The concrete was covered with planks for 3 days, and for 21 days it was sprinkled with water several times a day so as to reduce shrinkage. This period was determined on the basis of tests in the laboratory at the building site.

The tests proved that when the facing width is 8 m, the width of the joint changes about 1 mm for a rise or fall in temperature of 10° C. No changes were ascertained in the horizontal joint; it was therefore decided that they could be omitted.

On the basis of the concrete tests a thickness of the concrete facing of 15 cm was chosen, both for the slopes and the bottom, and a mixture of concrete of 250 kg of portland cement per cubic meter of concrete was used. The prescribed watertightness for 100 pressure hours was attained in all tests; the specified compressive stress at 28 days, of 150 kg per sq. cm, was exceeded to an average value of 304.27 kg per sq. cm and the specified tension strength on bending, viz 25 kg per sq. cm, was exceeded to an average value of 42.92 kg per sq. cm.

The concrete lining of the slopes and bottom was made mechanically, the slopes of the canal were concreted by the improved Dingler machine, and the bottom by a finisher. As the width of the concreting machine was 1.35 m, the width of the concrete slabs in the slope was fixed at 6×1.35 m$=8.10$ m. The maximum length of the slabs is 20 m.

Where uneven settling was to be expected, the length of the slabs was correspondingly reduced, the minimum length being 4 m.

The joint was cut mechanically in the fresh concrete, the shape and dimensions of this cut being shown in the diagram. The cut was made very precisely, and the joint faces were finished with fine cement mortar. The concrete facing was not cut through entirely.

II. Waterproofing of Expansion Joints

In the canal bottom, the expansion joints were spaced 12 m apart. Expansion is effected by two rubberoid sheets. The upper edges of the joint were cut off and the space filled with "gumasphalt."

An important question was the waterproofing of the expansion joints of the concrete lining in the slopes. The waterproofing of the expansion joints at the bottom of the canal was not so difficult, as the bottom is not exposed to the influence of weather or to any special changes in temperature, and as the lining rests on a natural base of gravel. In the canal slopes conditions are different, as the sides have a slope of 1:1.75, and as, owing to variation of the water level, the concrete lining is exposed to intermittent influence of heat and frost, and to the influence of the weather, and as the dikes piled up of gravel are subject to moderate settling. It was therefore necessary to make careful tests of materials which could be used for filling the expansion joints in the slopes.

The present paper gives a description of the waterproofing of the joints in the slopes, and of the results obtained on testing the materials used.

The expansion joints on the test section were filled with watertight materials to have the following properties: They should adhere properly and permanently to the concrete; they should be elastic and follow the shrinkage and expansion of the concrete slabs; they should be constant under any conditions of weather, i. e. they must not flow out in summer nor solidify in winter; and they should not change these properties in the course of time.

Various materials for filling the joints were tested. The waterproofing materials were under observation for half a year, whereupon it was ascertained that none of the materials used was entirely satisfactory, i. e. the materials became either liquid due to the influence of heat, or they were pressed out from the joint due to the expansion of the concrete slabs and did not return into the joint after the latter expanded again, but remained separated from the concrete owing to their small adhesion and their small flexibility. Other materials became brittle due to frost and still others lost their plasticity entirely and were crushed. The only material which complied with all the requirements prescribed in the specification was a rubber cord which was proposed by the building survey for filling one of the expansion joints in the testing section, a rubber cord of trapezoidal section which was inserted into this joint. The parallel sides were 16 and 24 mm and the height 18 mm, so that the area of section was 360 sq. mm. This rubber cord was inserted, by means of iron chisels, in the expansion joint to a depth of about 7 cm, in such a manner that the narrow part of the cord was at the bottom, whereas the broad part was at the top, and the inclined surfaces rested on the faces of the expansion joint.

Part of this expansion joint in the space above the rubber cord was then filled with cement mortar, whereas the other part was left without any filling, in order to expose the rubber to the influence of the weather and air.

At the same time, the laboratory of the survey office tested these rubber cords under pressure to ascertain the strains in the rubber corresponding to the pressure employed. Different mixtures of rubber were used for the tests, i. e., with various contents of pure rubber (Para rubber) and other additional materials in the rubber cord used. These samples were also vulcanized in different ways, to different degrees of elasticity, i. e., some of the samples were hard, some soft and elastic.

The result of the test was that rubber containing 90 percent of Para rubber, and treated so that it was soft and elastic, proved to be the most advantageous. The remaining 10 percent comprises various additional materials necessary for working up the rubber, protection against aging, etc. The specific gravity of this rubber is smaller than 1.00 so that it floats on water. At a pressure of 1,400 kg per sq. cm in a press, this rubber was compressed from 18 mm to 4 mm, and after the pressure was released, it showed only a trifling deformation.

Rubbers of harder quality, however, showed a considerable deformation after releasing the pressure, from which it can be judged that, in the case of constant pressure, lasting for a longer period, these rubbers would lose their elasticity.

During the tests theoretic calculations of the results obtained were also made, the following being ascertained on the basis of the tests carried out:

According to the curve of compression and pressure of the rubber it can be judged that, for a certain period, the stresses in the rubber sample are principally pressure and that the superficial tension stresses are negligible. From a certain moment the superficial tension stresses begin to increase until the body is destroyed, longitudinal cracks appearing on the surface. There is, therefore, a certain analogy to Hook's law, from which was computed the modulus of elasticity of rubber under pressure with contents of about 90 percent of Para rubber.

For this quality of rubber the basic data of Hook's curve are as follows:

Modulus of elasticity	Limit of proportionality	Limit of compression	Limit of strength
40 kg/cm ^{2}	25 kg/cm ^{2}	1.765 kg/cm ^{2}	2,000 kg/cm

DETERMINING COEFFICIENT OF SHRINKAGE AND EXPANSION OF CONCRETE

In order to determine the right position of the cord in the expansion joint, and what primary pre-tension it should have, it was necessary to ascertain how the concrete lining used for building would work at various temperatures, or to determine what would be the coefficient of expansion of concrete used for lining.

This expansion of concrete must be known because of the fact that the rubber cord must have a certain minimum of primary pre-tension to exert a certain pressure on the faces of the joint, so that there will be no leakage between the rubber and the concrete, and the joint is therefore quite waterproof.

As the maximum depth of water in the canal is 9.40 m, the minimum pressure of rubber upon the faces of the joint was fixed at 1 kg/cm^2.

It was, of course, also necessary to take into consideration the temperature of the air at which the lining was concreted and the expansion joints were made. This circumstance is very important as the joints in the concrete were cut by a specially shaped knife having a constant profile. Then, of course, when inserting the

rubber to a constant depth (of about 8 cm) some of the rubber cords were compressed more and some were compressed less, so that during frosts, when concrete shrinks to the greatest extent, an unfavorable case might occur, so that the rubber cord would be loose in the joint and would not be watertight.

For the purpose of ascertaining the actual expansion of concrete, the widths of the joints in the test section were measured at various temperatures, and the coefficient of expansion of concrete was then calculated from these measurements.

For practical use, joints about 8 m apart were taken, and for this distance it was ascertained by observations that at a total change of temperature of 174° C. a change in length of 2.17 cm of the width of the joint took place. For 1° C., therefore, there is an increase (or decrease) in the width of the joint:

$$\frac{21.7}{174}=0.125 \text{ mm.}$$

For a change of temperature of 10° C., therefore, the joint becomes 1.25 mm broader or narrower.

DETERMINATION OF CROSS SECTION OF RUBBER CORD

The cross section of the tested rubber cord, the dimensions of which have already been stated, had the disadvantage that the lateral surfaces of the cord were subject to an uneven stress due to the manner of inserting it into the joint. As the stresses on the upper part were greater than in the lower part, the rubber on the upper part would lose its elasticity sooner, and therefore the cross-section was changed in order to obtain a uniform pressure in the rubber cord. The definite trapezoid cross section had the following dimensions: the parallel sides were 18.5 and 20.5 mm, the height 19 mm, and the area 370.5 sq. mm.

When inserting this cord into a joint at a depth of 8 cm, there was a tension on the lateral surfaces of 13.00 kg/cm^2 in the lower part and 12.30 kg/cm^2 in the upper part.

This computed tension in the rubber cords occurs in reality only if the cord is inserted into the joint at the same temperature as the lining was concreted, and at the same depth of 8 cm.

This supposition could not be maintained in practice, and therefore it was assumed for the computation that the temperature for concreting was +20° C., and that the rubber cord was inserted at a temperature of +10° C.

These temperatures also really occurred during building. Furthermore, it was considered that the maximum temperature of concrete in summer may be +40° C., whereas the minimum temperature in winter may be −20° C.

From these temperatures and from the depth of 8 cm, it was computed that the minimum pressure of rubber upon the adjoining concrete faces at a temperature of +40° C. would be 16.3 kg/cm^2, at a temperature of −20° C., 1.0 kg/cm^2.

Such a change in temperature would occur only in the upper part of the concrete lining within the range of fluctuation of the water level in the canal. At a greater depth the temperature would in

general be about +10° C., and the minimum pressure in the rubber would be 6.8 kg/cm^2.

It should be noted that the above pressures are only the extreme limit values, and in reality the pressure of the rubber cord on the joint faces would always be greater.

On the other hand, a maximum pressure of rubber on the concrete would occur in joints made at a lower temperature than +20° C., whereas the rubber cord was inserted into the joint at a higher temperature than that at which the lining was concreted. In the summer months the rubber in these joints would exert a pressure of 25 kg/cm^2 upon the concrete. As this pressure is already very great it is necessary to place the rubber in the joint in the core of the concrete lining so as to avoid tensile strength in the concrete. For this reason a depth of the rubber cord of 8 cm under the surface of the concrete, was chosen.

It may be of interest to state that in the laboratory concrete slabs, with strips of the rubber cord, were placed between the jaws of a press, and the slabs were loaded until complete crushing took place. The concrete withstood the pressure up to 350 kg/cm^2, and then crushed, whereas the rubber strips remained absolutely intact between the slabs.

A maximum pressure of 25 kg/cm^2 also did not cause any considerable superficial tension in the rubber so that the rubber strips cannot suffer any damage at all on the surface at this pressure.

Tests were also carried out with a cord of a circular section, however, without satisfactory results, partly due to the uneven distribution of the pressure of the rubber upon the faces of the joint, and partly owing to the fact that the pressure surface of the cord was less than that of trapezoidal cord. The round cord had also the disadvantage that, on inserting, it had the tendency to twist, thus giving rise to additional internal stresses.

RESULTS OF TESTS AND PRACTICAL USE OF RUBBER FOR WATERPROOFING EXPANSION JOINTS

While the laboratory tests were being carried out, the condition of the rubber cord in an expansion joint in the test section was observed, and it was ascertained that the rubber was elastic and stuck properly to the concrete, even during the severest frosts.

On the basis of these very good results and tests carried out for 6 months, it was decided to use rubber cords for waterproofing the joints in the concrete linings of the slopes in the canal. The rubber cords were inserted in the joints as already described. The expansion joint was moistened to facilitate inserting the rubber.

On inserting the rubber cord into the joints it elongated about 25 percent, so that 1 running meter of rubber cord filled about 1.25 running meters of the joint.

After inserting the rubber cords in the joints, the space above the rubber was filled with lean cement mortar, in which an iron bar of a diameter of 6 mm was laid. The purpose of this filling was to protect the rubber from the mechanical and chemical influences of water, against malicious damage, and also for protection against any living organisms in the water. Lean mortar was chosen as it would be crushed during expansion of the linings sooner than the latter.

In order to enable expansion, the mortar filling was separated at one side from the concrete by a paper layer.

The space under the rubber core was left empty.

AGING GUARANTEE FOR RUBBER

It is known that rubber loses its elasticity owing to the influence of ultra-violet rays, and that it ages quicker in the air than if the access of air is prevented.

The filling of cement mortar above the rubber cord prevents the access of air and of ultra-violet rays, thus paralyzing these influences upon the aging of the rubber. It is also known that rubber kept in water retains its elasticity for a very long period.

To ascertain how long rubber keeps its elasticity, tests were carried out at the works of the supplying firm, Messrs. Baťa, at Zlín, for the purpose of ascertaining the aging of rubber employed.

These tests were carried out in bombs containing oxygen, into which the rubber was inserted and left for a certain number of hours under the influence of pressure and heat.

For instance, a rubber cord was thus subjected to a pressure of 21 atmospheres, and left there for 72 hours at a temperature of +70° C. This test corresponds approximately to exposing the rubber to the influence of air for 6 years.

Pulling and elasticity tests were carried out with rubber thus aged artificially. It was ascertained that the pulling strength of rubber increased and the elasticity decreased by a small percentage as compared with rubber not aged.

The rubber supplied was tested on special machines in the laboratories of Messrs. Baťa at Zlín, in the presence of a representative of the building survey and the contractors, and the following values were ascertained:

1. Quantity of rubber in the cord, i. e., its specific weight.
2. Tensile strength.
3. Elongation and elasticity.
4. Resistance to aging.
5. Fatigue of material after repeated pulling.

For example:

Specific weight of rubber cord: 0.97 gr/cm^3.

Rubber not aged: Tensile strength, 129 kg/cm^2; elongation, 850 percent.

Rubber 6 years old (artificial aging for 72 hours): Tensile strength 160 kg/cm^2; elongation, 742 percent.

Rubber 12 years old (artificial aging for 144 hours): Tensile strength, 87 kg/cm^2; elongation, 745 percent.

Pressure tests were carried out with samples after a period of artificial aging of 6, 12, and 18 years.

From these tests it is evident that rubber does not lose its elasticity with age; only its resistance against pressure decreases.

The period of guarantee was fixed at 5 years, at the end of which period the rubber cord was to have the following properties: Specific weight, under 1.0 gr/cm^3; tensile strength, 83–100 kg/cm^2; elongation, 600–799 percent.

These tests will be carried out in 1940 with rubber cords which are inserted in one of the expansion joints in the concrete lining of the canal.

OBSERVATIONS ON THE CANAL IN USE

The supply canal has now been in use for several months. Observation tubes are arranged in the dam to measure the percolation of water in the dam.

According to these observations no measurable percolation of water could be ascertained, therefore the concrete lining of the canal and the rubber waterproofing of the expansion joint were found to be practically watertight. The results obtained up to the present are therefore very satisfactory.

Conclusion

According to the experience obtained with the use of rubber cord for waterproofing expansion joints in concrete linings in canal slopes, it can be assumed that it will also prove satisfactory in the future.

The advantage of using rubber cords for waterproofing expansion joints is that they can be inserted any time during the year and in any weather.

SUMMARY

For developing the water power of the River Váh at Púchov, a supply canal, 6 km long, was built, with a bottom 18.3 m wide, slopes 1:1.75, depth of water 6-7 m. The canal is partly formed by dikes of gravel of a maximum height of 10 m. The bottom and slopes are lined with a waterproof layer of concrete 15 cm thick. According to tests carried out in a canal section, the expansion joints in the canal slopes are spaced on the average 8 m apart (maximum 12 m, minimum 4 m). They are trapezoidal in cross section, and are made by a cut in the fresh concrete. For waterproofing, a rubber cord was inserted mechanically into the joint to a depth of 8 cm. The cord is of trapezoidal cross section, the sides 18.5 and 20.5 mm, the height 19 mm. The space above the cord is filled to protect the rubber from any damage, with cement mortar 1:6 reenforced with an iron bar. In order to permit expansion, a layer of paper was put on one face of the joint.

The rubber cord contains 90 percent of Para rubber and 10 percent of additional material to increase the plasticity and as a protection against aging. For this rubber, the modulus of elasticity is 40 kg/cm^2, the limit of proportionality 25 kg/cm^2, and the limit of compression 1765 kg/cm^2.

The rubber cord was inserted with a preliminary tension so as to exert a minimum pressure of 1 kg/cm^2 on the face of the joint, corresponding to the maximum head in the canal.

To ascertain the aging, the rubber employed was artificially aged in bombs with oxygen at a pressure of 21 atmospheres, and at a temperature of +70° C. The tests with rubber thus aged to 6, 12, and 18 years proved that rubber does not lose its elasticity, only that its compressibility decreases.

The time of guarantee by the contractor was fixed at 5 years, at the end of which period the rubber cord was to have the following properties: specific weight, under 1 g/cm^2; tensile strength, 83–100 kg/cm^2; and elongation, 600–799 percent.

The supply canal now in use has no measurable leakage, and up to the present the results are very satisfactory.

RESUME

Pour l'utilisation de la force motrice du Váh à Púchov, un canal d'amenée a été construit. Ses caractéristiques sont les suivantes: longueur 6 km, largeur au fond 18,3 m, talus 1:1,75, profondeur de 6 à 7 m. Le canal est formé en partie par des digues en gravier d'une hauteur atteignant 10 m. Le fond et les talus sont étanchés par un revêtement de béton de 15 cm d'épaisseur, fait au moyen d'une machine de Dingler. D'après les essais effectués dans une section du canal, la distance moyenne des joints de dilatation est de 8 m (max. 12, min. 4 m). Les joints ont une forme conique, ils sont exécutés dans le béton frais. Pour l'étanchement, une bande de caoutchouc a été enfoncée dans le joint à une profondeur de 8 cm. Le profil est trapèzoïdal 18,5 et 20,5 de bases et 19 mm de hauteur.

L'espace au-dessus de la bande est rempli de mortier 1:6 armé d'une barre de fer, pour protéger cette bande contre toute détérioration. La dilatation est rendue possible au moyen d'une feuille de papier posée sur une des faces du joint.

La bande de caoutchouc contient 90% de para-gomme et 10% de matières auxiliaires pour obtenir une plus grande plasticité et comme protection contre le vieillissement. Pour ce caoutchouc, le module d'élasticité est de 40kg/cm^2, la limite de proportionnalité est de 25 kg/cm^2 et la limite de compressibilté est de 1765 kg/cm^2.

La bande de caoutchouc a été insérée sous tension, afin que sa pression sur les faces du joint ne dépasse pas 1 kg/cm^2, ce qui correspond à la pression maximum de l'eau du canal.

Pour se rendre compte de son vieillissement, le caoutchouc utilisé fut vieilli artificiellement en le soumettant à une pression de 21 atm. et à une température de +70°C. dans des bombes d'oxygène. Les essais sur du caoutchouc, ainsi vieilli artificiellement jusqu'à 18 années, ont prouvé qu'il ne perd pas son élasticité en vieillissant et que seule, sa compressibilité diminue.

La période de garantie par l'entrepreneur a été fixée à 5 ans, après lesquels la bande de caoutchouc doit avoir les propriétés suivantes: poids spécifique, moins de 1 g/cm^3; résistance à la traction, 83 à 100 kg/cm^2; et allongement, 600 à 799%.

Le canal actuellement en exploitation n'a montré aucune perte d'eau mensurable et le résultat obtenu jusqu'ici est très satisfaisant.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Oberkanal des Wasserkraftwerkes am Váh bei Púchov ist 6 km lang, in der Sohle 18,3 m breit, die Wassertiefe ist 6–7 m, die Neigung der Böschungen 1,75. Die aus Schotter geschütteten Dämme erreichen eine grösste Höhe von 10 m. Die Sohle und die Böschungen sind mit einer 15 cm starken Betonwand abgedichtet.

Auf Grund von Versuchen wurden die Dehnungsfugen an den Böschungen in mittleren Entfernung von 8 m angelegt (maximal 12 m, minimal 4 m). Sie wurden in den frischen Beton keilförmig eingeschnitten.

Die Dehnungsfugen sind mit einem Gummiband abgedichtet, das mechanisch in die Fugenspalte bis zu einer Tiefe von 8 cm eingepresst wurde. Das Gummiband hat trapezförmigen Querschnitt

$$\left(\frac{18{,}5+20{,}5}{2}\times 19 \text{ mm},\right)$$

der sich keilförmig an die Fugenwandungen anlehnt. Um das Gummiband vor jedweden Schäden zu schützen, wurde der Raum über demselben mit Mörtel 1:6 ausgefüllt. Um die Ausdehnung zu ermöglichen, wurde an einer Seitenwand Papier eingelegt. Das Gummiband wurde in die Fuge mit anfänglicher Spannung eingepresst derart, dass das Band auf die Fugenwände minimal mit 1 kg/cm² drückt.

Das Gummiband enthällt 90% Paragummi und 10% Zusatzstoffe zwecks erleichteter Verarbeitung und als Mittel gegen Altern. Dieses Gummi hat den Elastizitätsmodul 40 kg/cm², Proportionalitätsgrenze 25 kg/cm² und Zusammendrückungsgrenze 1765 kg/cm².

Um das Altern festzustellen wurden Gummiprobekörper in Sauerstoffbomben bei 21 Atm. Druck und Temperatur von +70° C künstlich gealtert. Mit diesem bis zu 18 Jahren gealterten Gummi wurden Versuche durchgeführt, welche erwiesen, dass das Gummi seine Elastizität mit dem Alter nicht verliert, und dass bloss sein Druckwiderstand abnimmt.

Die Garantiedauer der Lieferungsfirma wurde mit 5 Jahren festgesetzt, nach welcher Zeit das Gummi folgende Eigenschafter ausweisen muss: Specif. Gewicht unter, 1 g/cm³; Zugfestigkeit, 83–100 kg/cm²; und Verlängerungsfähigkeit, 600–699%.

Der Kanal ist derzeit im Betrieb und zeigt keinen messbaren Wasserdurchlass. Die Ergebnisse der Gummiabdichtung der Dehnungsfugen, sowie auch der Abdichtung der Kanalwandungen sind somit sehr befriedigend.

RESUMEN

Para la utilización de la fuerza motriz del Váh en Púchov, se construyó un canal de alimentación. Sus características son las siguientes: Largo 6 km, ancho en el fondo 18,3 m, taludes 1:1, 75, profundidad de 6 a 7 m. El canal está formado en parte por diques de grava alcanzando una altura máxima de 10 m. El fondo y los taludes están revestidos con una capa de hormigón impermeable de 15 cm. de espesor, hecha por medio de una máquina Dingler. De acuerdo con los ensayos hechos en una sección del canal, las juntas de dilatación en los taludes del canal están a una distancia media de 8 m (máximum 12 m, mínimum 4 m). Las juntas tienen forma cónica y se han ejectutado en el hormigón fresco. Para la impermeabilización se insertó mecánicamente una banda de caucho en la junta a una profundidad de 8 cm. El perfil trapezoide es de la forma

$$\frac{18{,}5+20{,}5}{2}\times 19 \text{ mm}.$$

El espacio encima de la banda está relleno de mortero de cemento 1:6 armado de una barra de hierro, para proteger dicha banda contra toda avería. Para hacer posible la dilatación se colocó una capa de papel sobre una de las caras de la junta.

La banda de caucho contiene 90% de goma de Pará y 10% de materias auxiliares para aumentar la elasticidad y como protección contra el envejecimiento. El módulo de elasticidad para este caucho es 40 kg/cm^2, el límite de proporcionalidad es de 25 kg/cm^2 y el de compresibilidad es de 1765 kg/cm^2.

La banda de caucho fué insertada bajo tensión, a fin de que su presión sobre las caras de la junta no baje de 1 kg/cm^2, que es lo que corresponde a la presión máxima del agua del canal.

Para comprobar su envejecimiento, el caucho utilizado fué artificialmente envejecido sometiéndolo a una presión de 21 atm. y una temperatura de +70° C. dentro de bombas de oxígeno. Los ensayos hechos con el caucho así envejecido artificialmente hasta los 18 años han probado que el mismo no pierde su elasticidad al envejecer y que sólo su compresibilidad disminuye.

Se fijó el término de cinco años para la garantía que el contratista estaba obligado a dar, después del cual la banda de caucho debe tener las propiedades siguientes: peso específico menos de 1 g/cm^3; resistencia a la tracción, 83 a 100 kg/cm^2; y alargamiento, 600 a 799%.

El canal de alimentación actualmente en uso no ha mostrado ninguna pérdida de agua mensurable y el resultado hasta ahora obtenido es muy satisfactorio.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

LES JOINTS DES BARRAGES-GRAVITE *

A. RENAUD
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
France

Comme tout ouvrage, un barrage se déforme pour résister aux efforts auxquels il est soumis. Mais, constitué d'un matériau peu élastique, maçonnerie ou béton, ces déformations peuvent entraîner des dislocations. Tandis que dans un pont, par exemple, semblable accident peut n'avoir aucun inconvénient, il risque d'en être tout autrement dans un barrage où l'eau en charge emprunte tous les cheminements qui lui sont offerts et à la faveur de dislocations peut d'une part détruire la maçonnerie, d'autre part modifier totalement les conditions d'équilibre de l'ouvrage. Il importe donc au plus haut point, d'éviter ces dislocations ou tout au moins de pallier à leurs graves inconvénients.

Nous ne saurions trop insister sur ce fait qu'en matière de barrages l'eau ne pardonne rien; une apparence de bonne santé générale ne garantit pas la sécurité: c'est au détail qu'il faut s'attacher, suivre l'eau à travers l'ouvrage, l'y découvrir, l'y canaliser et si possible lui interdire tout accès.

Mais en raison des dimensions des barrages, il est particulièrement difficile d'éviter, pour un ouvrage monolithe, qu'il se disloque. Dans un tel barrage, la dislocation se produit à la demande des efforts et en fonction de la consistance des maçonneries: sur ces deux facteurs on est mal renseigné. Pour les efforts on n'en connaît que les manifestations extérieures, c'est-à-dire, les déformations dans la mesure où elles sont visibles et mesurables; or, elles ne sont que le résultat de l'interférence de phénomènes très divers (effet de température, charge,

**Joints in gravity dams.*
Die Fugen in Gewichtsstaumauern.
Las juntas de las presas de gravedad.

encastrement des fondations, etc.); en dehors de ce résultat tangible, le reste n'est qu'hypothéses. Quant à la consistance des maçonneries, elle est surtout caractérisée par son hétérogénéité. Ainsi, la dislocation qui résulte de ces deux facteurs est-elle toujours irrégulière et mal discernable puisqu'on n'en voit en général que les traces extérieures et pour ce motif il demeure pratiquement impossible d'en connaître les conséquences.

On s'est vite rendu compte qu'il est éminemment désirable d'éviter de telles incertitudes, voire de tels aléas, et faute de pouvoir empêcher, dans les massifs rigides en maçonnerie, cette dislocation désordonnée et difficile à identifier, il a paru préférable de la réaliser pour ainsi canaliser les actions de l'eau, être à même de les surveiller et pallier au mieux à leurs inconvénients. Cette dislocation provoquée qui fait des barrages des ensembles articulés est réalisée par les joints.

En définitive, les joints sont destinés à remplacer les dislocations. Ils seront donc étudiés en fonction des causes habituelles des dislocations.

Les dislocations sont causées par les contraintes développées dans la maçonnerie par les efforts imposés à l'ouvrage.

Ces contraintes provoquent des dislocations quand elles sont des extensions; le calcul de l'ouvrage donne dans tous les cas des garanties suffisantes en ce qui concerne les compressions, sous réserve cependant que, du fait des dislocations, les conditions d'équilibre ne se trouvent pas sensiblement modifiées.

EFFORTS IMPOSÉS A L'OUVRAGE

1° Pendant l'exécution, les premiers efforts imposés à la maçonnerie sont dus à la prise des mortiers et des bétons. Dans le cas de maçonnerie de blocage, l'effet de la prise est réduit en proportion de l'importance relative des joints et il est toujours relativement facile d'y pallier; on peut même admettre qu'il est possible de l'éviter totalement. Avec le béton la prise donne lieu à un retrait important.

Pour les ouvrages de grandes dimensions comme le sont tous les barrages, l'importance du retrait est telle qu'il est impossible d'éviter une dislocation dans un ouvrage monolithe, étant entendu qu'on ne peut envisager qu'une construction rationnelle, c'est-à-dire, faite dans un temps limité correspondant à des mises en oeuvre par masses considérables.

Cet effet de prise ou de dessiccation se prolonge pendant les premiers temps de la mise en service.

Les dislocations imputables à l'effet du retrait de prise s'orientent en fonction de la structure du barrage et de ses dimensions.

2° L'ouvrage terminé constitue une masse importante qui subit l'influence des écarts, souvent instables, de la température extérieure. En raison de ses dimensions, ces effets de température aboutissent à des déformations que la rigidité du matériau peut transformer en contraintes suffisantes pour causer des dislocations.

3° Enfin, les charges d'eau qui sont l'objet principal de l'ouvrage causent les contraintes en général les plus fortes.

Ces deux derniers types d'efforts interfèrent dans la plupart des cas pour aboutir à des résultats d'analyse difficile et essentiellement variables suivant le type d'ouvrage et suivant ses dimensions.

Nous ne nous emploierons pas à justifier la réalisation de ces efforts et nous nous limiterons à l'étude des dislocations qu'ils peuvent produire, et à celle des joints destinés à pallier aux inconvénients de ces dislocations.

Nous présenterons d'abord des faits observés pour tirer de leur concordance des hypothèses sur les conditions probables de réalisation des dislocations et leurs causes, et en tirer des règles tout au moins provisoires sur la manière de réagir.

Chapitre I.—Faits Constates

I. Effet de retrait

Il est indubitable qu'un bloc monolithe en béton, ayant les dimensions du barrage le plus modeste, doit subir des contraintes dues au retrait de prise qui dépassent la capacité de résistance du béton à l'extension et doivent nécessairement en provoquer la dislocation.

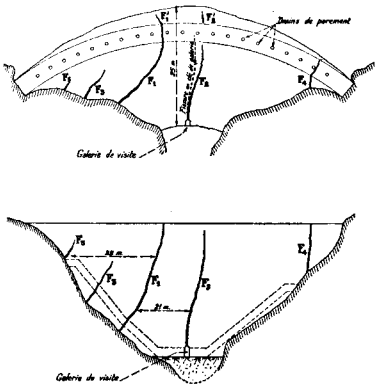


Figure 1.—**Fissuration d'un barrage monolithe.** — Cracks in a monolithic dam. — Risse in einer Monolith-Staumauer. — Grietas de una presa monolita.

Si naturel que cela paraisse, on a pu passer outre et des barrages en béton du type monolithe ont pu être construits. Nous allons indiquer les constatations faites par nous même sur un tel ouvrage.

Fissuration d'un Barrage Monolithe en Béton.

L'ouvrage a été construit en béton plastique de ciment de laitier, par couches horizontales de 1 m 50 environ, sans joints de contraction. Le parement amont comporte un enduit au mortier de ciment avec hydrofuge. Le couronnement est recouvert d'une chaussée et d'un parapet qui y masquent le béton de la masse. Deux ans après la mise en service on a pu constater toute une série de fissures très cohérentes; l'observation méticuleuse n'a commencé qu'au début de la 5ème année de service (fig. 1).

Tout d'abord, nous signalerons que 4 fissures principales se sont produites sensiblement dans des plans verticaux radiaux et décomposent ainsi l'ouvrage comme auraient pu le faire des joints de contraction: elles sont indiquées au schéma ci-joint (fig. 1).

Chaque hiver, on constate une recrudescence des pertes qui tombent à moins de 5 litres en été ce qui correspond en même temps qu'à l'augmentation de la température, à une baisse du plan d'eau parfois

très importante de ce réservoir. Les examens qu'il a été possible de faire ont été gênés par l'eau d'amont qui ne découvre, malgré tout, le parement que sur une hauteur réduite; l'origine des fissures et l'observation des pertes en parement aval ne peut se faire que jusqu'à la trace de ce parement sur le sol, soit à 3 ou 4 mètres au-dessus du fond de fouille.

Les pertes de l'ensemble du barrage sont relativement faibles; les drains de parement amont donnent peu sauf ceux qui recoupent les cassures transversales confirmant ainsi que ces cassures, discernées seulement par les traces en parements et dans les galeries de visite, constituent des surfaces continues à travers toute la masse.

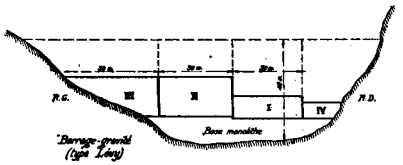


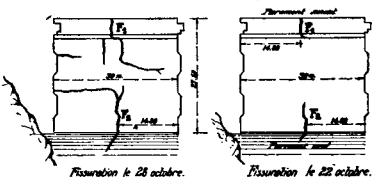
FIGURE 2.—**Barrage observé en cours de construction.** — Observations on dam during construction. — Beobachtungen an einer Staumauer während des Baues. — Presa observada durante la construcción.

La forme curviligne du barrage explique assez bien la faible importance de ces pertes, malgré cette fissuration transversale, car la contraction du barrage, sous l'effet des charges, resserre les blocs constitués par la fissuration, tout au moins dans leur partie haute qui est par ailleurs la plus sensible aux effets de température, et la largeur des fissures étant de l'ordre de grandeur des contractions dues au travail du béton en arc.

Fissuration d'ouvrage avant mise en eau.

En dehors de cette fissuration d'un barrage monolithe, nous avons pu suivre dans son détail la fissuration d'un grand barrage au cours de son exécution due sous le seul effet du retrait de prise sans inter-

FIGURE 3.—**Fissuration de la base du bloc 1.** — Cracks in the base of block 1. — Risse in dem Grundteil des Abschnittes 1. — Grietas de la base del bloque 1.



vention parasite des effets de la charge. L'observation de cet effet de retrait a permis de traiter l'ouvrage avant sa mise en service et de lui valoir une tenue à peu près parfaite. L'intérêt spécial de ces observations est qu'elles ont été faites pendant l'édification des blocs qui constituent le barrage, qu'il a été possible d'observer ces blocs sur toutes leurs faces et de déceler des fissurations de la masse que l'eau a ultérieurement confirmées. Nous allons succinctement rappeler les résultats de cette observation qui s'est échelonnée sur trois ans.

Ci-joint des croquis indiquant par ordre de grandeur les dimensions et les caractéristiques de l'ouvrage construit en béton plastique de ciment Portland.

Le barrage a été conçu pour une exécution avec joints par blocs de 30 mètres d'épaisseur (fig. 2).

Nous nous contenterons de rendre compte des fissurations constatées pour en tirer plus tard telles conclusions qu'il y aura lieu.

Un bloc central *I* s'est fissuré comme indiqué ci-contre (fig. 3); la constatation de fissures a été faite alors que le bloc était au stade d'avancement indiqué par le schéma; en 8 jours on voit la fissuration à peine amorcée progresser rapidement. Cette fissuration parait tout à fait nette et symptomatique. Le bloc a, au moment de son observation, 30 mètres de largeur dans le sens du parement amont, sur 27 m 50 parallèlement à la rivière; c'est donc sensiblement un carré de 30 mètres de côté; ses 4 faces latérales sont libres, n'adhérent à aucun autre élément et aucune d'elles ne présente de discontinuités ni d'irrégularités marquantes. Or ce bloc s'est progressivement coupé en deux parties à peu près égales par l'ensemble des fissures $F1$ et $F2$ qui se sont peu à peu sensiblement jointes et qui constituent une séparation parallèle aux profils transversaux du barrage; chacun des

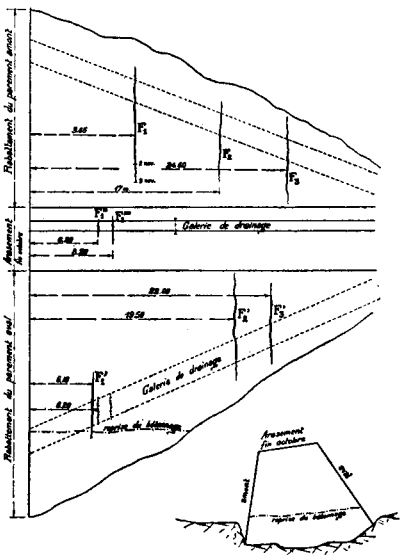


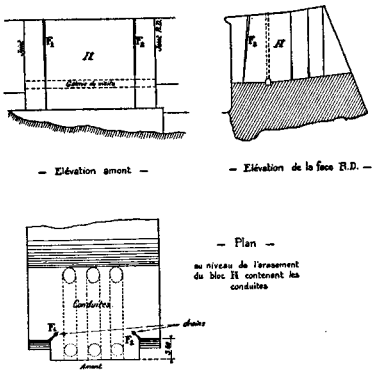
FIGURE 4.—**Fissuration du bloc III d'about.** — Cracks in the base of abutment block III. — Risse in dem Grundteil des Abhang-Abschnittes. — Grietas de la base del bloque III.

blocs ainsi formés a environ 15 mètres de largeur. Or de nombreuses constatations faites sur d'autres barrages indiquent qu'en effet le retrait devient sensible et procure des fissurations dès que les épaisseurs de béton dépassent 15 mètres; nous relaterons plus loin des faits caractéristiques à ce sujet.

Un autre bloc *III*, d'about, a à la même époque 38 mètres de longueur sans joints au niveau d'avancement du bétonnage. Il se fissure comme indiqué ci-contre (fig. 4): on a pu suivre à l'oeil la formation de F_1 et de F_6. La répartition de la fissuration transversale, qui a rapidement découpé ce bloc, parait irrégulière: celà résulte de l'effet prépondérant de l'adhérence aux fondations. Il y a lieu cependant d'en retenir que les blocs créés par les fissures ont une largeur de 8 mètres qui correspond assez bien à la réduction de l'épaisseur de l'ouvrage près de l'about et, de plus, noter que la fissure F_1 a son origine à la reprise de bétonnage.

Le bloc des conduites *II* a été muni d'une "avancée" pour soutenir les organes de prise; cette "avancée" est venue de la masse générale

du bloc et fait saillie de 3 m 50. Moins de 4 mois après le bétonnage, des fissures F_1 et F_2 ont été constatées dans les angles rentrants, et on a pu suivre leur progression en hauteur avec le vieillissement du béton. Ces fissures pénétrent profondément dans la masse, orientées suivant la bissectrice de l'angle rentrant; on a pu s'en rendre compte à l'arasement ainsi que par deux trous d'injection que traversent ces



GURE 5.—**Fissuration amorcée par un discontinuité de parement.** — Starting of crack due to discontinuities in the facing. — Ursprung der Risse auf Grund mangelnder Einheitlichkeit des Verputzes. — Formación de grietas por la discontinuidad del paramento.

fissures et par où des essais d'eau ont pu être faits, confirmant que la fissure décelée par ses traces extérieures affectait la masse du béton.

Les discontinuités de parement paraissent donc favorables à la fissuration par effet du retrait.

Enfin, sur les faces latérales d'un bloc du centre de l'ouvrage, on a constaté en cours d'exécution, une fissure suivant l'angle rentrant de chacun des tenons de joints ménagés sur cette face; ces fissures

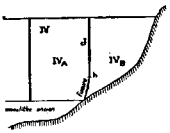


FIGURE 6.—**Fissuration en prolongement d'un joint.** — Crack in the extension of a joint. — Risse in der Verlängerung einer Fuge. — Grieta en la extensión de una junta.

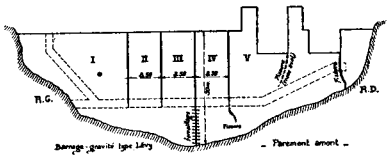


FIGURE 7.—**Fissuration en cours de construction.** — Cracks during construction. — Risse während des Baues. — Grietas durante la construcción.

paraissent affecter la masse du bloc, parallèlement au parement amont; on en retrouve nettement la trace suivant des sections droites d'une galerie d'accès placée à 3 mètres environ de cette face et parallèle à elle.

Les discontinuités de toutes les faces d'un bloc de béton plastique semblent être les lieux d'élection de la fissuration; d'autre part la fissuration par retrait paraît constante lorsque les dimensions des blocs dépassent certaines limites.

Une autre catégorie de fissurations apparaît en prolongement des joints.

Dans le bloc *IV* (fig. 6) un joint *J* est commencé seulement à 7 mètres au-dessus du fond de fouille à la côte (*h*) le béton situé au-dessous s'est rapidement fissuré à partir du pied du joint, le prolongeant de façon caractéristique jusqu'au fond de fouille.

Même phénomène sur deux autres joints de l'autre about.

A remarquer que les blocs IV_A et IV_B en lesquels, à partir de (*h*), s'est décomposé le bloc *IV*, n'ont pas été exécutés simultanément; donc une portion de la partie inférieure monolithe de *IV* a fait sa prise sous charge, l'autre non chargée.

Mêmes Fissurations d'Ouvrages en Cours d'Execution.

Au cours de la construction de l'ouvrage dont schéma ci-contre (fig. 7), on a constaté les fissurations remarquables ci-après dues au retrait.

Le bloc rive droite se fissure très nettement le long d'un redan du parement aval qui encadre une partie aménagée en déversoir; la

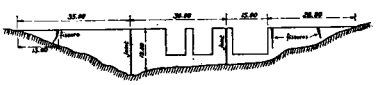


FIGURE 8.—**Fissuration due à un trop grand espacement des joints.**— Cracks due to a too-wide spacing of the joints. — Risse, die auf einen zu grossen Fugenabstand zurückzuführen sind. — Grietas causadas por la excesiva separación de las juntas.

fissure qui traverse toute la masse normalement à l'axe, est largement ouverte en galerie: ses traces sur les deux parements sont absolument nettes; on a cherché à constituer sur la lèvre amont de la fissure un dispositif d'étanchéité.

Le joint *IV–V* arrêté à 5 mètres au-dessus du fond de fouille s'est prolongé jusqu'au rocher par fissuration.

Un des joints centraux *III–IV* a été réalisé jusqu' au fond de fouille puis on a tenté de solidariser les parties basses des 2 blocs adjacents par un ferraillage; le retrait a désolidarisé les 2 masses malgré le ferraillage et peut être même en utilisant de l'hétérogénéité qu'il créait.

Enfin, sur un autre ouvrage de hauteur moindre, des joints trop espacés ont abouti à des fissurations caractéristiques dont rend compte le schéma ci-contre (Fig. 8.).

2. EFFET DE TEMPERATURE

Les variations de température extérieure provoquent des allongements ou des contractions des masses de béton. Parfois sensibles à l'oeil nu, elles sont surtout discernables par des amplificateurs, mais aussi et notamment par la variation des pertes d'eau qui empruntent les fissurations qu'elles créent ou font jouer.

Amplificateurs.

Les appareils que nous avons vu utiliser sont sensibles a 1/10 de millimètre, mais de nombreuses causes altèrent facilement leur fonctionnement. Leurs indications ne paraissent pas devoir être retenues en valeur absolue, pour chaque joint observé; il ne faut y trouver qu'une indication de sens du phénomène. Il serait d'ailleurs essentiel, pour leur donner tout l'intérêt désirable, que leur lecture,

leur surveillance et leur entretien soient faits avec beaucoup de soins; ce n'est pas en général ce qui a lieu.

Cependant, nous avons tenté d'en tirer un enseignement. Sur le graphique ci-contre (fig. 9), nous avons porté la totalité des déformations indiquées à un instant donné par l'ensemble des appareils placés sur les joints ou fissures d'un même ouvrage.

Sur l'ouvrage *A*, très massif (35 m en base), les ouvertures des joints ne suivent qu'avec gros retard la variation de la température. Sur les ouvrages *B* et *C*, bien moins épais, (25 m et 20 m à la base), les ouvertures des joints suivent de très près la variation de la température extérieure. Sur l'ouvrage *C* une série d'appareils a été placée sur les parements, donc à l'extérieur; les ouvertures des joints suivent de plus près la température, avec une sensibilité un peu plus grande, semble-t-il, que les appareils placés dans la masse, dans la galerie de drainage située près du parement amont.

L'effet de la température est donc important et des appareils même rudimentaires le manifestent.

Pertes des joints.

Nous trouvons dans l'observation des pertes des joints, un sensibilité plus grande.

Dans une étude que nous avons faite sur l'observation de cinq ouvrages, nous avons constaté, en juxtaposant les graphiques des pertes totales (fig. 10), tout d'abord une similitude générale dans leur forme avec augmentation des pertes à partir d'octobre et baisse au printemps.

Il y a un rapport certain entre les pertes et la température.

Si, à l'intérieur de ces pertes totales, on met à part les pertes provenant des joints et des fissures transversales, on note que ces dernières représentent une portion variant de 30 à 66% et que c'est cette portion qui donne précisément aux pertes totales leurs silhouettes. Tout comme pour les pertes totales, on peut donc affirmer tout d'abord, qu'il y a encore un rapport certain entre les joints et fissures et la température.

Ces pertes que l'on constate dans les joints ont deux origines: aucune ne vient du joint proprement dit par insuffisance du dispositif d'étanchéité, tout au moins dans les barrages récents observés. L'eau pénètre dans le joint de contraction en contournant largement le dispositif d'étanchéité, soit par une fissure transversale prolongeant le joint, lorsque celui-ci n'a pas été descendu jusqu'au sol de fondation, soit par la masse du béton lorsque ce béton est perméable ou est insuffisamment drainé.

a) Lorsque les pertes arrivent au joint par une fissure, le graphique est haché en dents de scie discontinues. Ces pertes sont très sensibles à la charge et surtout à la température. La température extérieure agit donc d'une façon suffisante sur la masse générale pour que les disclocations s'ouvrent d'une façon notable et nocive.

b) Lorsque les pertes arrivent au joint par le béton, la sensibilité à la température, tout en restant caracterisée, n'a plus la même brusquerie; la température ne paraît pas provoquer sur les masses non disloquées de mouvements suffisants pour les rendre plus faciles à être pénétrées par l'eau.

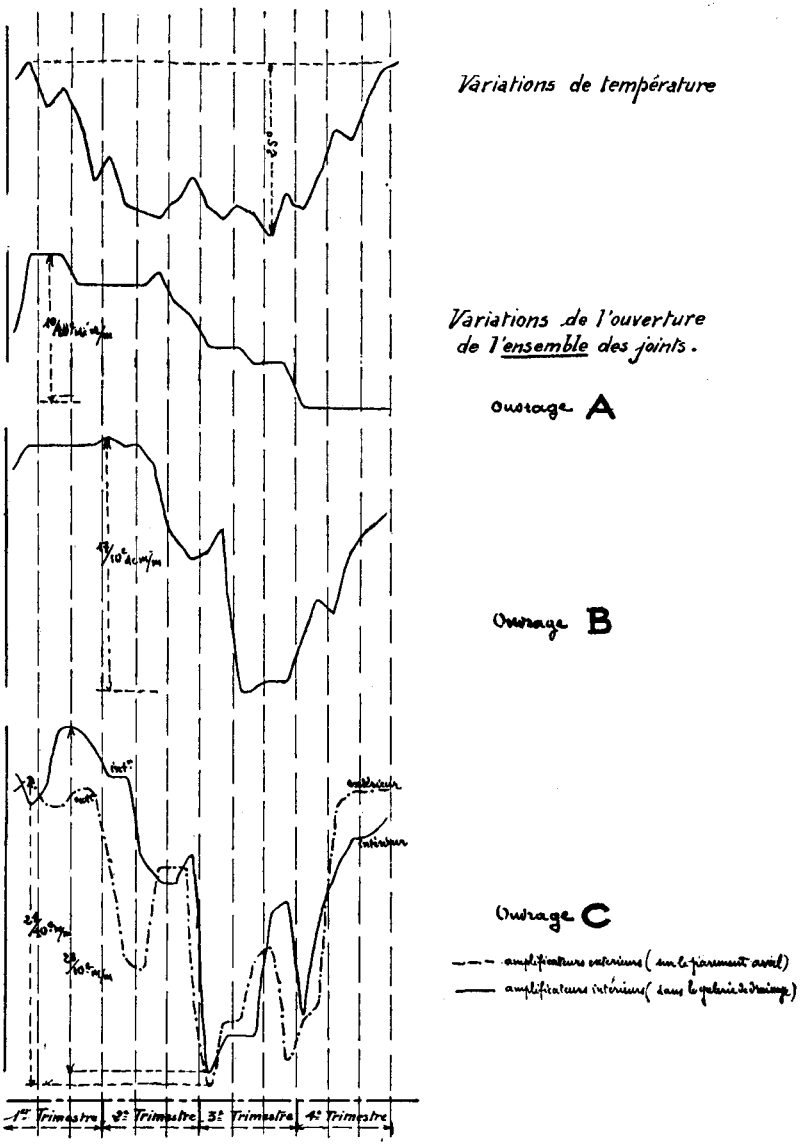
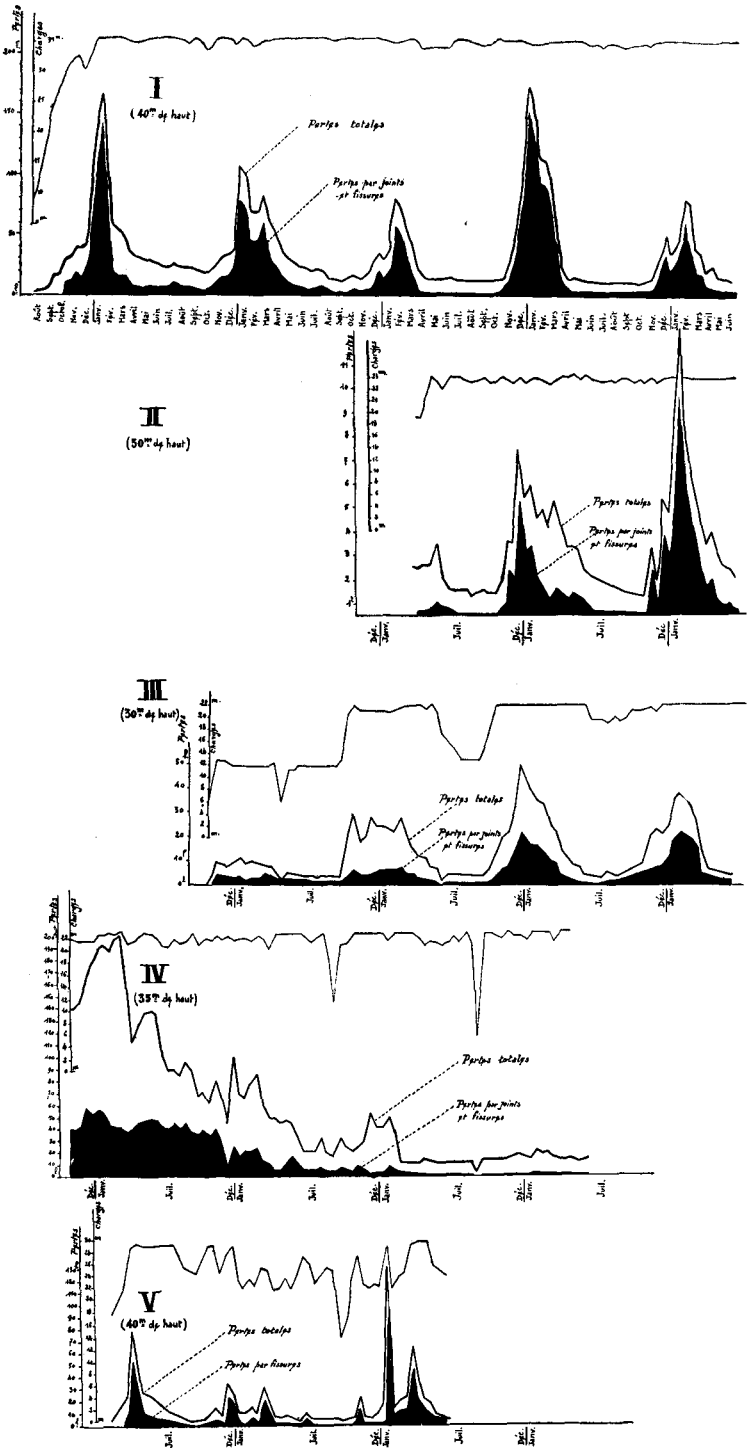


FIGURE 9.—**Amplificateurs d'un barrage-gravité.** — Amplification curves of cracks in a gravity dam. — Vergrosserungskurven von Rissen bei Schwergewichtsmauern. — Amplificadores de una presa de gravedad.


I
(40m de haut)
Pertes totales
Pertes par joints et fissures
II
(50m de haut)
Pertes totales
Pertes par joints et fissures
III
(50m de haut)
Pertes totales
Pertes par joints et fissures
IV
(35m de haut)
Pertes totales
Pertes par joints et fissures
V
(40m de haut)
Pertes totales
Pertes par fissures

On peut admettre, à la suite de ces observations, que l'effet de la température extérieure sur les grandes masses de béton concentre les mouvements sur les dislocations, soit naturelles (fissures), soit organisées (joints), mais, en ces points particuliers, l'effet est notable au regard du principal souci de l'Ingénieur d'éviter à tout prix la pénétration de l'eau dans l'ouvrage.

Chapitre II.—Conséquences à Tirer des Faites Constatés

Des faits exposés dans ce qui précède, on peut chercher par une méthode inverse, à tirer des enseignements.

I. Sur les grands barrages construits pendant la guerre et au cours des premières années qui l'ont suivie, plus particulièrement sur les nombreux ouvrages exécutés aux États-Unis à cette époque avec la formule du béton de ciment plastique, la règle avait été, afin de compenser les effets de retrait et de contraction qui accompagnent la prise de ce béton plastique, de décomposer l'ouvrage en tranches verticales indépendantes limitées perpendiculairement à l'axe longitudinal du barrage par des surfaces à rainures. Comment concevoir ces tranches, compte tenu des observations que nous venons de relater?

Une fissuration particulièrement nette et symptomatique est celle du bloc de notre figure 3, qui, à son arasement, mesure 30 mètres, sur 28 mètres, soit sensiblement une forme carrée dont les 4 faces latérales sont libres, n'adhérant à aucun élément, sans qu'aucun des parements présente de discontinuités ou irrégularités marquantes. Or, ce bloc s'est progressivement coupé en deux parties égales par des fissures qui se joignent progressivement à partir de chacun des parements sur lesquels elles sont créées, finissent par constituer une séparation parallèle aux profils transversaux des barrages, décomposant le bloc en 2 fragments ayant chacun environ 15 mètres de largeur. De nombreuses constatations analogues confirment le phénomène; deux blocs de 30 mètres à 35 mètres décomposés en deux parties, un bloc de 30 mètres décomposé en 3 fragments, etc. Le retrait devient donc sensible et provoque des fissurations, dans le cas du béton plastique, dès que les épaisseurs de béton dépassent 15 mètres.

C'est d'ailleurs ainsi que Noetzli a rappelé dans une de ses notes, qu'au barrage de Spaulding (Californie), les points de contraction avaient été prévus à intervalles de 24 mètres et que pendant le premier hiver après l'achèvement il se manifesta des fissures dues au retrait, à peu près à mi-distance entre tous les joints soit 12 m 00; au barrage de San-Francis qui ne comportait pas de joints de contraction, on note, au moment de sa destruction, qu'il s'y était formé une fissuration verticale suivant des plans radiaux espacés de 15 mètres à 23 mètres.

Il y a donc lieu de bétonner les barrages gravité par blocs n'ayant pas plus de 15 mètres de largeur dans le sens de l'axe longitudinal de l'ouvrage, puisqu'il est essentiel d'éviter une fissuration du parement amont par laquelle l'eau pénétrerait inévitablement dans l'ouvrage.

Figure 10.—**Pertes comparées des barrages-gravité en béton.** — Comparison of leakages in concrete gravity dams. — Sickerungsvergleiche in Beton-Schwergewichtsmauern. — Comparación de filtraciones en las presas de gravedad de hormigón.

Il en résultera que dans les parties basses on bétonnera par blocs à arasements rectangulaires dont une dimension sera notablement plus forte que l'autre. Ces blocs seront alors sujets à se fissurer par retrait normalement à la plus petite dimension ce qui donne des fissurations longitudinales dont la gravité est toute spéciale. Nous avons indiqué dans d'autres études comment y remédier et comment, en tout cas, par le système des drains inclinés, s'affranchir des dangers qu'elles font courir à la stabilité de l'ouvrage.

Pour les parties hautes au contraire, il viendra un moment où les blocs qui auront 15 mètres parallèlement à l'axe auront bien moins dans l'autre sens, ce qui peut entrainer la fissuration transversale; nous sommes donc amenés à dire que dès que l'épaisseur du barrage devient faible par rapport à l'épaisseur de 15 mètres, celle-ci devra être réduite et portée à 8 mètres par exemple: donc bétonnage de la partie supérieure par joints de 8 mètres.

Dans les ouvrages plus minces que les barrages-gravité: barrages arqués, demi-épais, le même écartement est justifié avec plutôt resserrement des joints en ce qui concerne le retrait.

Et au total, nous constatons qu'en France la pratique des tranches indépendantes, fort recommandée aux Ingénieurs par la Circulaire Ministérielle du 19 octobre 1923, conçue par M. l'Ingénieur en Chef Degove à son retour d'un long voyage d'étude sur les goudronnages déjà nombreux aux Etats-Unis et dont il comptait faire une première application au barrage du Chavanon:

"Quant aux tensions dues au retrait qui accompagne la prise du "béton, on les rendra négligeables en construisant l'ouvrage par "tranches verticales alternées dont la largeur croîtra avec l'épaisseur; "ces tranches seront séparées par des joints perpendiculaires à l'axe "longitudinal du barrage, qui seront rendus étanches au moyen de "dispositifs spéciaux assez élastiques, pour se préter aux mouvements "résultant des phénomènes thermiques."

Il suffisait de l'appliquer: notre exposé en confirme l'intérêt en précisant que l'épaisseur maximum d'une tranche semble devoir être toujours limitée à 15 mètres.

II. Les effets de température extérieure sont d'autant moins sensibles que l'ouvrage est plus épais. Nous avons montré la sensibilité des pertes par joints à la température; ces joints s'ouvrent nettement en hiver par contraction évidente de la masse de chaque bloc. Le jeu des joints sera d'autant plus important que la masse, moins épaisse, se laissera mieux pénétrer par le froid; nous l'avons vu confirmé par les amplificateurs et les pertes des joints.

Il est bien difficile d'observer les effets de la température sur les masses de béton; les moyens d'observation sont encore rudimentaires et sujets à caution: les résultats dépendent beaucoup de l'opérateur; ce qui est à retenir c'est que l'effet est notable et nécessite, pour éviter des fissurations, le maintien des joints de contraction. Ces joints devront être d'autant plus resserrés que le barrage est ou devient moins épais. Il semble qu'en admettant la répartition envisagée pour le retrait on répond aux besoins de la contraction due aux effets de la température extérieure, soit 15 mètres au plus, à réduire même pour les barrages de faible épaisseur et notamment aux abouts.

III. Théoriquement on peut imaginer que l'on pourrait éviter le maintien des joints dans un ouvrage en service.

Moyennant une organisation convenable du bétonnage, on conçoit en effet que l'on puisse attendre qu'un bloc (ou tranche) limité par deux *profils transversaux soit encadré par deux blocs adjacents qu'on* ne bétonnerait qu'après que la masse principale du retrait se sera faite. On diminuerait ainsi de moitié l'effet du retrait.

D'autre part, on imagine assez bien qu'on puisse profiter d'une époque de contraction maximum pour bloquer de façon définitive, par injections par exemple, le joint entre 2 blocs adjacents.

Mais tout ceci n'est que théorique, le bétonnage ne peut être conduit avec des décalages suffisants entre blocs et il faut vivre avec le mal du retrait.

Quant à l'obturation d'un joint au moment de son ouverture maximum, c'est réalisable; nous avons eu l'occasion de le voir effectuer pour des joints de peu de hauteur; c'est plus aléatoire pour des joints régnant sur toute la hauteur du barrage: dans l'état actuel des procédés de construction, le joint normalement obtenu par un système classique d'étanchéité paraît être plus sûr.

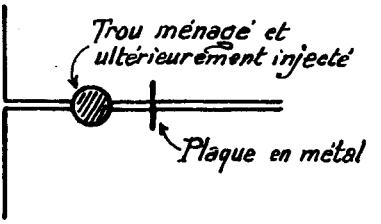


FIGURE 11.—**Schéma d'un dispositif d'étanchéité.** — Diagram of a waterproof system. — Diagramm eines wasserdichten Systems. — Diagrama de un dispositivo de impermeabilización.

D'où nous avons tenté de réaliser sur un ouvrage la discrimination des joints de contraction proprement dits, séparant les blocs primaires, descendant au pied du barrage maintenus après la mise en service, et des joints de construction, maintenus pendant la réalisation du retrait, aussi longtemps que possible, et bloqués par injection ou matage de mortier dans un trou réservé sur le joint.

Ci-contre, le dispositif réalisé. Les résultats ont été particulièrement heureux. Les joints de construction sont demeurés très suffisamment étanchés malgré une technique très rudimentaire pour leur blocage (fig. 11).

IV. Dans le premier des ouvrages dont nous avons parlé, les fissurations ont été constatées sur 3 blocs respectivement au bout de 4 mois ½, 4 mois, 4 mois.

D'où l'on peut penser que la fissuration par retrait de prise peut ne pas apparaître avant 4 mois, tout au moins pour des masses ayant les dimensions des blocs dont il s'agit, à savoir 30 x 30 x 5 à 15 mètres de hauteur et présentant une certaine symétrie.

Par contre, dans un béton plastique, la fissuration a été constatée plus tôt, à partir de 2 mois après bétonnage; la fissuration paraîssait être favorisée par la discontinuité du parement, les angles d'un saillant concentraient, semble-t-il le retrait. Dans un autre cas, on constate une fissuration avant 4 mois, c'est dans un bloc asymétrique dont l'une des faces est en contact avec le rocher d'ancrage; les effets du retrait paraissent s'être concentrés sur les parements libres et en accelérèrent la fissuration.

En gros donc, sauf quand des circonstances particulières la favorisent, il semble que la fissuration par retrait de prise peut n'apparaître qu'au bout de 4 mois. Par contre, des discontinuités en parement, des asymétries dans les formes du bloc peuvent accélérer la fissuration et la faire apparaître beaucoup plus tôt; au bout d'un mois comme nous avons pu le constater.

Ces constatations présentent l'intérêt suivant: lorsqu'une fissure se produit au bout de 4 mois, le béton a fait à peu près la moitié de son retrait (0,0002 à 0,0003 sur un total de 0,0004 à 0,0006); le reste du retrait s'opère beaucoup plus lentement, d'autant qu'il est retardé par la chaleur et l'humidité des parties voisines ou supérieures plus nouvellement oeuvrées; ce complément de retrait agrandira les fissures mais très lentement, de sorte que si l'on bétonne au-dessus de ces fissures, le béton frais qui aura un retrait propre plus fort ne sera pas sollicité par elles, et si, par lui-même (en raison de ses dimensions par exemple), il n'est pas amené à se fissurer, il ne nous paraît pas que la fissuration déjà réalisée au-dessous soit, par son extension de 2ème étape, un motif suffisant de l'y inciter.

Au contraire, nous estimerions très dangereux de bétonner sur un bloc qui n'est pas encore fissuré mais qui peut l'être d'un moment à l'autre parce que sa prise est assez avancée; au moment où la fissure se produira, brusque discontinuité dans le phénomène de prise, elle entraînera, croyons nous tout au moins, le béton au-dessus d'elle, encore trop frais pour avoir une cohésion qui lui permette d'y résister. Dans le premier ouvrage, dont nous avons parlé, 2 fissures amorcées dans le béton de 2 mois se sont immédiatement prolongées dans le béton au-dessus jusqu'à des couches ayant à peine 15 jours et qui, indépendantes, ne se seraient probablement pas sitôt fissurées (fissures F_1, F_1' de la fig. 1).

En conséquence, pour un bloc régulier (du genre de celui de la fig. 3) il serait imprudent de bétonner après plus d'un mois, même si aucune fisssure n'est apparue et, plus tard, avant que toute la fissuration se soit produite, découpant le bloc en éléments assez petits (15 m x 15 m) pour qu'elle n'ait plus de chances de se prolonger; si on constate nettement que la fissuration s'arrête, il n'y aura aucun inconvénient à bétonner au-dessus (sous réserve de traiter pour l'obturer la fissuration constatée). Pour un bloc a, formes discontinues ou asymétriques, la prudence commandera soit de ne pas interrompre le bétonnage, soit d'attendre pour le reprendre sur un élément, que son âge soit suffisant pour qu'aucune fissuration ne risque de s'amorcer.

V. Dans un bloc voisin de celui de notre figure 3, identique à celui-ci, aucune fissuration n'a été constatée. Or, ce 2ème bloc a été exécuté en mars, par temps froid, tandis que le premier l'avait été en mai, de l'année précédente; la fissuration de ce 2ème bloc avait donc toutes chances de se faire plus vite que celle du premier; nous attribuons cette absence de fissuration au fait que le 2ème bloc a été chargé avant qu'elle se produise, tandis que le premier bloc est resté non chargé.

Il existe là le moyen de s'opposer à la fissuration, tout au moins partiellement, le poids des maçonneries supérieures pouvant s'opposer au mouvement de retrait du béton.

Les blocs de bétonnage compris entre deux joints devront donc, pour éviter toute fissuration intermédiaire, être bétonnés autant que possible d'un seul trait de temps, sans arrêt de bétonnage atteignant un mois.

VI. Répartition des joints (*a*) Les discontinuités de parements sont des lieux d'élection et surtout d'amorce de la fissuration; l'effet du retrait de prise ou de température semble s'y concentrer. Il y aura donc tout avantage à placer des joints en ces points particuliers. Dans le cas de notre figure 6 un joint placé à l'extérieur du bajoyer du déversoir n'eut eu aucun inconvénient pour le barrage et eut évité la fissure transversale en pleine section d'écoulement; dans le cas de notre figure 5, les conduites eussent gagné à être encadrées de 2 joints. La répartition des joints devra être combinée avec la position de ces discontinuités de parements.

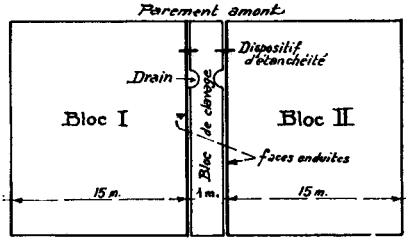


FIGURE 12.—**Schéma d'un claveau de bétonnage.** — Diagram of a concrete key. — Diagramm eines Beton-Verschlussteiles. — Diagrama de una cuña de hormigón.

(*b*) Les discontinuités de la surface d'appui d'un barrage sur ses fondations sont, elles aussi et très spécialement une cause des localisations des fissurations transversales sous l'effet du retrait de prise en particulier; il sera opportun de situer un joint au droit des décrochements marquants de cette surface du fond de fouille. Au total, les joints de contraction ne doivent pas être également répartis mais au contraire adaptés à la constitution de l'ouvrage, de ses fondations, de ses ancrages.

(*c*) Les joints principaux qui règnent sur des hauteurs notables de l'ouvrage, soit au-dessus de 15 mètres, sont à main tenir comme joints de contraction faute de pouvoir être certainement obturés. Les autres joints intermédiaires sont à prévoir et à aménager comme joints de construction pour être ultérieurement obturés de façon définitive. Autant que possible, placer des joints de contraction au droit des discontinuités de parements qui concentrent aussi bien l'effet du retrait par contraction que l'effet du retrait de prise.

VII. Enfin, il apparaît qu'une méthode désirable consiste à executer les barrages en béton plastique par blocs indépendants clavés après réalisation suffisante du retrait, ce dont peuvent rendre compte des sondes thermiques.

Entre ces blocs, le clavage serait réalisé par un élément étroit, de 1 m par exemple, de largeur cependant suffisante pour une parfaite exécution tant du remplissage en béton que du traitement des faces des plans adjacents. Le béton de clavage serait choisi pour assurer avec un maximum de compacité, un minimum de retrait, tout au moins sur sa partie amont, et oeuvré à l'époque de la contraction maximum des blocs adjacents (fig. 12).

On obtiendrait ainsi un minimum d'ouverture des joints et de pénétration de l'eau. Le béton des blocs serait en toute hypothèse protégé contre la pénétration de l'eau en charge sur les faces du joint: ces faces ayant pu être parfaitement traitées avant le clavage.

Nous n'ignorons pas qu'il résulte du système une complication d'exécution qui, sans pouvoir être qualifiée d'onéreuse, augmente un peu le coût de prémier établissement; il y a de fortes chances pour que cette augmentation soit récupérée par des économies en cours d'exploitation et en tout cas la protection du béton et de la stabilité doit, à notre sens, primer toutes ces considérations tant qu'elles ne sont que prohibitives.

C'est d'ailleurs de ce système que se sont inspirés quelques constructeurs dans les types des joints réalisés dont nous donnons à la fin de notre étude un rapide exposé.

Chapitre III.—Constitution à Donner aux Joints

Ayant vu la nécessité des joints, il reste à examiner, quelle parait d'après l'expérience qu'on en a, devoir être leur constitution.

1. Les joints de contraction doivent descendre jusqu'au rocher de fondation

Tout joint arrêté au-dessus d'un rocher de fondation aboutit à des fissurations.

a) Nous en avons donné un exemple caractérisé (fig. 6), nous insisterons un peu sur l'observation qui en a été faite. Le joint commence à 7 mètres au-dessus du fond de fouille, sur un bloc monolithe; une fissure paraît le prolonger, visible en parement amont; cette fissure semble recouper un drain vertical des infrastructures, le drain D_n, de sorte que, seul de sa région, ce drain donne abondamment au point que sa perte, qui figure parmi les pertes dites de fondation, en constitue 25% et leur donne précisément une allure étonnante de sensibilité à la température qui n'est pas l'allure normale des pertes de fondation.

Le drain D_n est contigu au joint. L'examen comparé de leurs pertes montre un parallèlisme très poussé qui permet de penser que la fissure qui prolonge le joint reçoit l'eau de la retenue d'une façon directe (les résistivités des pertes tant par le joint que par le drain D_n sont des plus élevées), et alimente d'une part le drain D_n, d'autre part le joint par en dessous; des recherches précises auraient dû être faites pour vérifier le fait; on s'est limité à la constatation d'un pissard important dans le drain D_n à environ 1 mètre au-dessous du pied du joint: celà correspond précisément à la section de ce drain par la fissure. Les pertes de D_n se prolongent parfois plus longtemps que celles du joint, ce qui peut correspondre à la fermeture suffisante du joint sous l'effet de la température pour que l'eau venant de la fissure trouve un exutoire plus facile par D_n.

Le drain D_n a une perte dont l'allure est caractéristique des pertes par fissures transversales, et qui ne s'expliquerait par aucune perte de fondation en raison de sa sensibilité à la température. Au contraire, le joint a été injecté avec plus de 1.500 kg de ciment en amont de sa plaque d'étanchéité sans qu'il en soit résulté une at-

ténuation des pertes: c'est logique si, comme nous le pensons, les pertes ne viennent pas de lui, mais de la fissure qui le prolonge en dessous.

b) Dans le même ouvrage, le joint δ est prolongé par une fissuration de la masse monolithe inférieure; de même le joint ϵ.

c) Dans un autre ouvrage du même type de 30 mètres de hauteur (fig. 8), nous avons signalé le joint IV–V, arrêté à quelque 5 mètres du fond de fouille, prolongé par une fissure caractérisée, très apparente au parement aval et par là ce joint a un accroissement sensible de ses pertes par temps froid; la zône fissurée située au-dessous du joint et dépourvue de dispositif d'étanchéité est facilement parcourue par l'eau.

d) Sur le même ouvrage, les circonstances d'exécution ont amené à descendre le joint III–IV jusqu'au sol de fondation. Le souci d'arrêter les joints au-dessus de ce sol a conduit le constructeur à placer cependant des fers en attente pour reconstituer un monolithe. Après achèvement, l'effect obtenu a été inverse de celui attendu: le joint s'est reconstitué et ses pertes se sont sensiblement accrues par l'hétérogénéité que donne au béton le ferraillage mis en oeuvre.

e) Enfin, sur un ouvrage de même type, les joints ont tous été descendus au rocher de fondation, le dispositif d'étanchéité de chaque joint raccordé au rocher; il se trouve malheuresement que, faute d'un drainage du parement amont, le béton a une certaine perméabilité et qu'en arrière des dispositifs d'étanchéité les joints collectent ces pertes du béton; sauf cette circonstance, les joints seraient à peu près complètement étanche, c'est là la contre-épreuve. Il ne parait donc y avoir aucun inconvénient à descendre les joints jusqu'au sol de fondation.

2. FORME DES JOINTS DE CONTRACTION DANS LES BARRAGES-GRAVITÉ

Idées actuelles.

Dès l'origine de la formule du béton plastique, les constructeurs amenés à édifier par tranches verticales indépendantes ont constitué les joints par des surfaces à rainures. Malgré toutes les précautions possibles, les faces du joint sont toujours séparées par un vide notable qu'augmentent les contractions de la masse aussi protège-t-on le joint contre la libre pénétration de l'eau par un dispositif d'étanchéité placé près du parement amont, doublé en arrière par un drain destiné à collecter l'eau qui aurait contourné ou franchi le dispositif d'étanchéité. Ce fut le schéma adopté pour la construction des barrages pendant la guerre et les premières années qui l'ont suivie, notamment aux États-Unis où s'amorça et se généralisa la pratique du béton plastique oeuvré par grandes masses.

Cette technique fut adopté par les constructeurs Européens qui ont eu à s'occuper de barrages massifs et elle est encore suivie à l'heure actuelle. En France, la Circulaire Ministérielle du 19 octobre 1923 la recommande. Le tracé à redans fut effectivement adopté par nos constructeurs. La seule justification de ces redans ne pouvait être que de créer des pertes de charge supplémentaires puisque l'on recherchait par ailleurs l'indépendance des tranches et que les calculs de stabilité étaient conduits en conséquence; en fait, il semble que la

véritable raison de leur adoption fut de ne pas innover dans une technique encore récente. Or les observations que nous avons pu faire depuis, en France, nous ont conduit à penser que la forme à redans ne doit pas être appliquée d'une façon aussi systématique et qu'il y a même le plus souvent des inconvénients à l'admettre.

Discussion de la forme à redans.

(*a*) *Nécessité de la forme à redans.*—Au point de vue de la stabilité, les redans sont-ils indispensables?

La Circulaire Ministérielle du 19 octobre 1929 définit page 2, le barrage poids comme composé de tranches verticales "remplissant individuellement les conditions nécessaires de stabilité et de résistance", et elle précise dans son annexe page 6, la même définition; elle y ajoute en outre, page 12, que "le système des joints de contraction décompose par construction le barrage en tranches indépendantes les unes des autres."

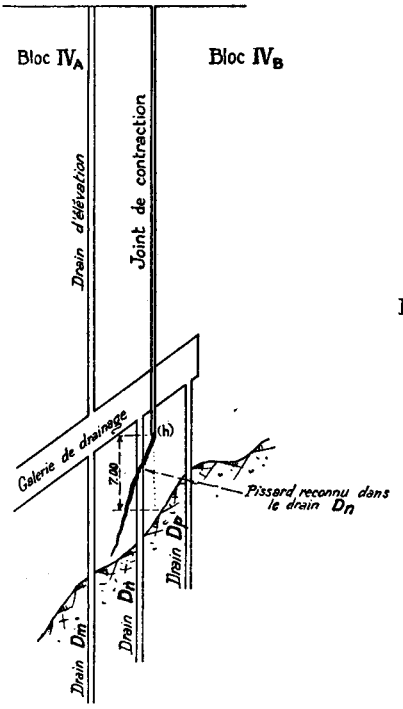


FIGURE 13.—**Joint ne descendant pas jusqu'au rocher.** — Joints not extending to bedrock. — Fugen, die nicht bis zum Fundament hinabreichen. — Juntas que no descienden hasta el lecho de roca.

En conséquence, le calcul de stabilité des barrages-poids est toujours basé sur l'hypothèse de tranches indépendantes résistant par elles-mêmes sans aucune intervention des tranches adjacentes.

Dès lors, en ce qui concerne la stabilité, le liaisonnement des tranches par des redans n'est pas indispensable.

(*b*) *Utilité du dispositif à redans.*—On a pu penser qu'il y avait quelques avantages à compliquer le trajet de l'eau suivant le joint et à créer des pertes de charges qui, réduisant la vitesse d'écoulement de l'eau dans les joints et à travers les bétons adjacents, diminuent

proportionnellement l'attaque du béton par cette eau. C'est ce qu'exprime la règle technique, suivie assez fidèlement jusqu'ici, quand elle dit que les séparations que constituent les joints, susceptibles de s'ouvrir sous l'action des contractions de la masse, sont protégées contre la pénétration de l'eau par une plaque d'étanchéité placée à l'amont, par un drain situé en arrière, et par la disposition à redans des faces du joint qui rend le cheminement de l'eau plus difficile.

Il y a lieu de remarquer que si l'eau s'introduit depuis le parement amont par le joint de contraction et contourne le dispositif d'étanchéité, elle sera recueillie par le puits de drainage. Il n'y a donc pas à craindre qu'elle gagne la partie aval du joint. Peu importe donc

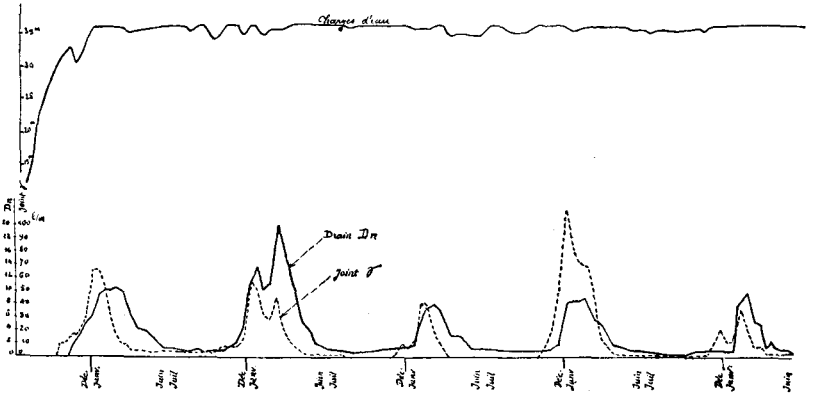


FIGURE 14.—**Importance d'une fissure de la perte d'un joint.** — Importance of a crack on the leakage of a joint. — Wirkung eines Risses auf die Sickerung einer Fuge. — Importancia de una grieta en la filtracion de una junta.

que la surface de celui-ci soit rectiligne ou à redans, au point de vue du cheminement de l'eau qui aurait pu s'introduire par cette voie.

L'eau qui peut gagner la partie aval d'un joint de contraction ne peut provenir que du rocher ou des parties basses du barrage. Il y a intérêt à la laisser s'écouler à l'aval plutôt que d'en retarder l'évacuation par une disposition en chicane du joint.

On est donc logiquement amené à estimer que, contrairement à l'opinion jusqu'ici admise, il est préférable que toutes les eaux que n'aurait pas pu arrêter le dispositif d'étanchéité, ou que n'aurait pas canalisées le système de drainage d'amont, trouvent vers l'aval un exsutoire largement ouvert.

L'utilité qu'ont trouvée jusqu'ici les constructeurs aux redans peut donc être légitimement contestée et, en tout cas, elle n'est pas tellement certaine qu'on doive les imposer d'une façon systématique.

D'autre part, si l'on admet que le retrait du béton plastique est de l'ordre de 0,0004, au bout d'un an ce retrait sera de 6 mm, pour un bloc de 15 mètres. Or il est extrêmement rare que l'on attende le retrait complet des blocs adjacents pour exécuter le bloc intermédiaire; la fin du retrait des blocs anciens s'ajoutant au retrait du bloc de clavage, c'est un retrait total de l'ordre de 8 mm qu'il y a lieu d'envisager, soit 4 mm au minimum par joint. Il ne semble pas qu'avec la possibilité d'ouvertures de cet ordre, le dispositif à redans soit

susceptible par lui-même de créer des pertes de charge; autrement dit, il y a lieu de penser que les deux bétons adjacents se séparent nettement, même dans les rainures, tout au moins suffisamment pour que l'eau y puisse, le cas échéant, circuler facilement.

Nous citerons un cas concret à titre d'exemple; sur un barrage observé, un joint a reçu des eaux d'une fissure affectant la masse inférieure; le débit constaté a atteint 75 litres-minute en février, ce qui montre la facilité de circulation de l'eau entre les deux bétons adjacents; pour aveugler la perte on a tenté d'injecter le joint, pré-

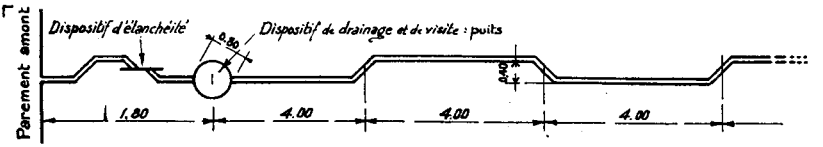


FIGURE 15.—**Joint à redans (schéma).** Diagram of joint indentations. — Diagramm von Fugen-Verzahnungen. — Diagrama de junta con redientes.

cisément par un trou *A* foré au droit d'un tenon; l'opération a nécessité des quantités considérables de lait de ciment, montrant ainsi que la circulation est extrêmement facile même au droit d'une rainure (fig. 16).

D'où nous sommes amenés à conclure que vouloir créer par des redans des pertes de charge dans le joint est d'une efficacité douteuse et qu'il est d'ailleurs éminemment préférable de ne pas créer des obstacles à l'eau qui aurait pu franchir les dispositifs d'étanchéité et de drainage, mais, au contraire, de faciliter son écoulement vers l'aval par le joint plutôt que par les bétons adjacents.

(*c*) *Objections à la forme "en redans."*—Par contre, des critiques positives peuvent être faites à ce dispositif. Nous allons les indiquer en cherchant à en tirer des conclusions (fig. 17).

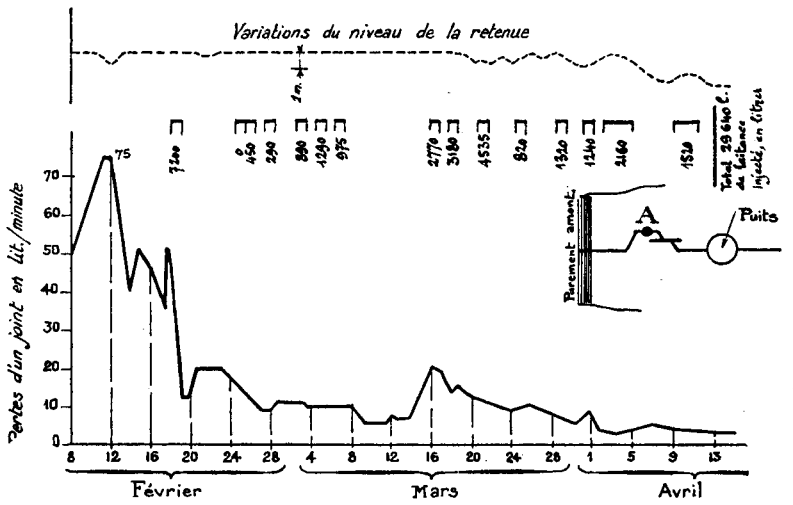


FIGURE 16.—**Pertes d'un joint injecté.** — Leakage through a joint after grouting. — Sickerung durch eine Fuge nach Abdichtung. — Filtraciones a través de una junta inyectada.

1ère Objection: Effort de compression dû à la dilatation.

Les faces des joints en contact par tenons et mortaises, peuvent s'appliquer moins complétement l'une contre l'autre que les faces rigoureusement planes.

Sans doute le contact des deux surfaces est intime au moment de l'exécution, puisque le 2ème bloc est coulé contre le 1er sans interposition de coffrages. Mais il y a bien des chances pour que, pendant la période du retrait, le béton fasse ce retrait différemment, suivant qu'il s'agit d'une mortaise ou d'un tenon.

D'où les positions respectives possibles telles que celles ci-contre. Or sous l'effet des fortes températures d'été, l'ensemble du barrage s'allonge, tendant à mettre en contact les surfaces les plus proches de chaque joint. La dilatation tend à appliquer le tenon A dans la mortaise A', à la manière d'un poinçon, parce que le tenon B' n'arrive pas en même temps au contact de sa mortaise B. On conçoit que

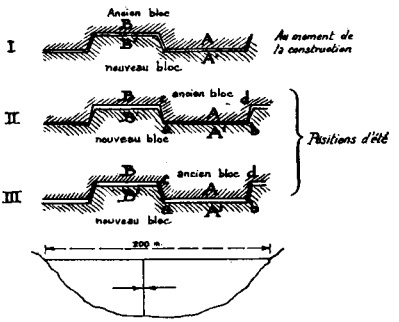


FIGURE 17.—**Schéma de l'effet du contact des joints de retrait.** — Diagram of effect due to contact of shrinkage joint faces. — Diagramm, veranschaulichend die Wirkung des Berührens von Schwindungsfugen-Flächen. — Diagrama del efecto del contacto de las juntas de retracción.

sous cet effort, les surfaces *ab* vont se serrer fortement, tandis que les surfaces inclinées du tenon *ac* et *bd* vont rester ouvertes. Tout l'effort se reportera sur *ab*.

L'effet inverse peut encore avoir lieu, c'est-à-dire les joues *ac*, *bd*, se fermer sous l'effort de dilatation et la surface *ab* ne pas se serrer.

L'effort de compression dû à la dilatation peut donc ne pas se reporter sur toute la longueur d'un joint à redans, et le béton peut avoir certaines parties travaillant plus que d'autres. Ce danger semble moins à craindre dans un joint rectiligne.

Or, les efforts peuvent être considérables; pour un barrage de 200 mètres en couronnement et pour une augmentation de 20° de la température moyenne, l'allongement total est de l'ordre de: 200 x 20° x 0,000011=44 mm (sensiblement compensé il est vrai par le jeu des joints). En admettant qu'il demeure seulement un allongement de 20 mm non compensé par les joints, celui-ci correspond à une contrainte supplémentaire du matériau (compression) de l'ordre de 25 kgrs par cm^2. Si, en raison du phénomène décrit ci-dessus, la surface de contact est réduite de ⅓ de sa valeur, cette tension s'élève à 38 kg si elle est réduite de ½ de sa valeur, elle s'élève à 50 kg. Ces taux de travail sont par eux-mêmes élevés, mais sont surtout susceptibles de provoquer dans la masse de l'un des blocs une amorce de fissuration par les mortaises.

Sans insister sur cet effet, parce qu'il n'a pu encore être vérifié sur les ouvrages que nous avons suivis plus particulièrement, nous sommes d'avis qu'il milite contre le dispositif à redans, en tant qu'il montre la possibilité d'une répartition non homogène des efforts de dilatation et qu'il peut favoriser l'amorce d'une fissuration.

2ème Objection: Fissuration longitudinale due aux redans.

Toute discontinuité d'une face d'un bloc de béton plastique est susceptible d'amorcer la fissuration longitudinale par retrait du béton.

Cette conclusion a été tirée d'observations que nous avons pu faire

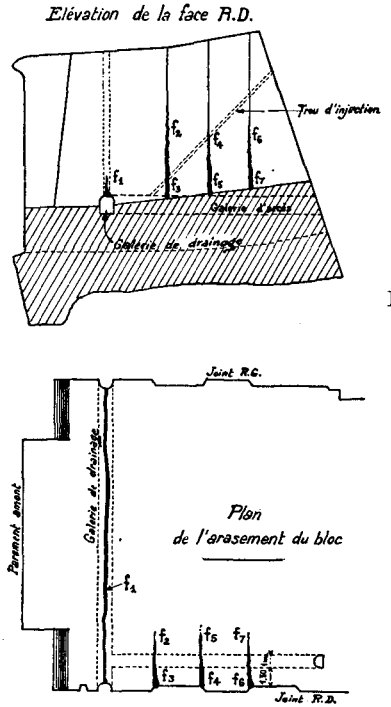


FIGURE 18.—**Fissuration longitudinale d'un bloc de bétonnage.** — Longitudinal cracks in a concrete block. — Längsgerichtete Risse in einem Beton-Abschnitt. — Grietas longitudinales de un bloque de hormigón.

sur des barrages au cours de leur exécution et après, leur mise en service, et dont nous avons rendu compte dans une note parue aux Annales des Ponts et Chaussées, année 1931, T. II, pages 144 à 178 et dont certaines figurent dans le § 1 de la présente note.

Nous allons rappeler, en les résumant, celles de ces observations relatives au point de vue qui nous occupe.

Nous avons sommairement indiqué ces fissurations dans la première partie de la présente note. Nous allons y revenir en détail.

A. Dans le bloc II en construction de notre figure 2, se sont manifestées 3 fissures situées chacune dans un plan sensiblement parallèle au parement amont (fig. 18), fissures que nous dénommons longitudinales.

1ère fissure f_2, f_3.—On a suivi sa formation dans la galerie d'accès où, le 2 novembre, f_2 est apparue affectant une partie de la voûte et le piedroit gauche de cette galerie; puis le 4 cette fissure s'est pro-

longée sur le reste de la voûte et dans le piedroit de droite, l'ensemble de la trace f_2 sur la galerie d'accès correspondant sensiblement à une section droite de cette galerie; le 11 décembre, cette trace f_2 s'était nettement caractérisée et ouverte de 1 mm. Sur la face rive droite du bloc, la trace f_3 a été observée dès le début de novembre au bas du bloc, donc sur des bétons mis en oeuvre en juin (5 mois plus tôt); le 15 novembre, la fissure s'était étendue jusqu'à l'arasement du bloc, soit sur 16 mètres de hauteur. Un trou incliné, foré plus tard depuis le parement aval vers la galerie de drainage, dans le plan de la galerie d'accès, est venu recouper la fissure $f_2 f_3$ à 1 mètre environ au-dessus de la clef de la galerie d'accès (l'essai à l'eau de ce trou en a donné l'assurance.) Enfin, le 14 décembre, le bétonnage du bloc adjacent ayant repris, des laitances sont sorties en galerie d'accès par la trace f_2, confirmant la communication $f_2 f_3$. Après la mise en eau, le joint ayant donné lieu à quelques pertes d'eau (3 litres/minute) on a constaté la venue

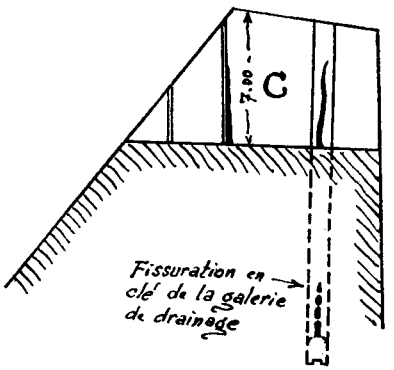


FIGURE 19.—**Fissuration longitudinale d'un bloc de bétonnage.** — Longitudinal cracks in a concrete block. — Längsgerichtete Risse in einem Beton-Abschnitt. — Grietas longitudinales de un bloque de hormigón.

de ces eaux par f_3 et f_2 dans la galerie d'accès; 3 ans plus tard, en septembre, les lèvres de f_2 étaient entourées de dépôts de carbonate, et en novembre de la même année nous avons constaté des suintements caractérisés avec formation de stalactites de carbonate. Or, la trace f_3 est très exactement située dans un angle rentrant d'une des mortaises de la face à redans du joint: c'est cette discontinuité du parement qui parait avoir été l'amorce de cette fissuration longitudinale, bien caractérisée.

2ème fissure $f_4 f_5$ (fig. 18).—Constatée très peu de temps après $f_2 f_3$, la trace f_4 sur la face-joint s'est encore amorcée dans l'angle rentrant du redan suivant et sa propagation a pu être constatée en f_5 dans la galerie d'accès. Plus fine que $f_2 f_3$, on n'a pas pu connaître toute son étendue par le recoupement du trou foré, ni par l'écoulement des laitances. Mais des suintements ont été observés après la mise en eau.

3ème fissure $f_6 f_7$ (fig. 18).—Fissure identique aux 2 précédentes, et amorcée par f_6 dans l'angle rentrant suivant de la face à redans.

L'ouverture progressive de ces fissures $f_4 f_5$ et $f_6 f_7$ à été suivie par des témoins qui ont très régulièrement cassés.

B. 4ème fissure (fig. 19).—Sur le même bloc, on observe le 26 novembre l'amorce d'une fissure qui, 2 jours après s'étend 3 mètres plus haut vers l'arasement; elle est encore très exactement située

dans un angle rentrant de la face à redans formant joint. On n'a pas pu constater jusqu'où elle s'étendait longitudinalement dans le bloc.

C. 5ème fissure, dans le même bloc mais sur l'autre face parallèle aux précédentes, c'est-à-dire dans un plan vertical parallèle au parement amont, et passant par la clef de la galerie de drainage. Ses traces sont très apparentes et très nettes dans figure 1, la clef de la galerie de drainage, et dans chacun des puits verticaux de visite situés à l'aplomb de la galerie au droit des deux joints de contraction.

Il semble bien encore que c'est la discontinuité créée par la galerie et ces 2 puits dans la masse de béton qui a été l'amorce de cette fissure. (Il n'est pas inutile d'indiquer dès maintenant que cette fissure longitudinale suivant les galeries et les puits a été constatée d'une façon constante dans tous les autres barrages que nous avons pu observer.)

D. Nous avons indiqué dans la 1ère partie de notre note que des fissures analogues se sont amorcées à partir des redans du joint de contraction sur un autre bloc du même ouvrage.

L'observation de toutes ces fissurations a été faite en cours d'exécution, avant toute mise en eau; elles ne peuvent donc être attribuées à aucun effet de charge: seul le retrait de béton plastique employé peut être mis en cause.

E. Parmi, les faits que nous avons signalés, des fissurations amorcées par discontinuité du parement montrent que les angles ren-

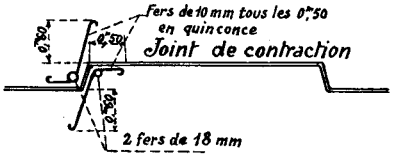


FIGURE 20.—**Ferraillage d'un redan de joint.** — Reinforcement scheme of a joint indentation. — Eisenbetonierung einer Fugen-Verzahnung. — Armadura de un rediente de junta.

trants des redans constituent à ce titre un point faible dans les barrages-poids, et il est bien à craindre qu'ils ne soient le point de départ de fissures longitudinales de retrait s'étendant plus ou moins profondément dans la masse de la tranche du barrage.

On sait (et nous avons cru devoir insister beaucoup sur ce point dans notre note de 1931), que les fissures longitudinales sont tout particulièrement dangereuses pour la stabilité de l'ouvrage qui, d'une part, suppose qu'on a affaire à des tranches verticales séparées seulement dans le sens transversal par des joints et dont la décomposition dans le sens longitudinal compromet les hypothèses de continuité dans la transmission des efforts qui ont servi de base aux calculs, qui, d'autre part, créent des régions particulièrement faibles dans une direction très voisine de celle des lignes de glissement (accident de San-Francis en particulier).

On a cherché à parer dans une certaine mesure à ces inconvénients sur des barrages récents. Sur l'un d'eux, les joints de contraction ont été réalisés avec tenons, ceux ci ont été ferraillés (fig. 20) dans leurs angles saillants, et la mortaise en face ferraillée dans ses angles rentrants pour faire obstacle aux amorces de fissuration en ces points. Toutefois, à titre d'expérience, un des joints ne comporte qu'un seul tenon, placé immédiatement derrière le dispositif d'étanchéité et de drainage à l'amont du joint; ce tenon a été ferraillé sur son angle

côte amont et la mortaise correspondante ferraillée de même. La valeur de ce dispositif n'a pu encore être appréciée. Il nous parait qu'en ce qui concerne le retrait, le ferraillage d'une portaise est susceptible d'éviter qu'une fissure s'y amorce, mais il conviendrait alors, en bonne logique, d'armer systématiquement dans les mêmes conditions toutes les mortaises. Par ailleurs, il est permis de craindre que, si ce ferraillage peut éviter l'amorce d'une fissure à l'endroit précis où il est placé, il ne rompe l'homogénéité du béton en parement et puisse devenir pour cela la cause propre d'une amorce de fissuration; on n'a pas eu encore l'occasion de confirmer ou d'infirmer par observation directe ce point de vue.

En définitive, nous sommes d'avis que, d'une façon générale, toute discontinuité de la surface extérieure d'un bloc de béton plastique peut être une amorce de fissuration par retrait; qu'en particulier de semblables fissurations ont été constatées avec une permanence et une régularité marquées pour les tenons ménagés sur les faces des joints de contraction qu'à ce titre, et tout particulièrement en raison des inconvénients graves de la fissuration longitudinale pour la stabilité des barrages, il convient d'éviter de pratiquer de semblables tenons.

Toutefois, au point de vue de la fissuration longitudinale par retrait, les redans ne paraissent pas avoir jusqu'ici de gros inconvénients pour les blocs dont les dimensions générales ne s'écartent pas de 15 mètres environ, ce qui est le cas pour les parties hautes des barrages. D'autres considérations conduisent cependant à éviter les redans, même dans cette région des barrages.

3ème Objection: Fissuration par cisaillement.

Les tenons constituent à l'extérieur de la masse principale des blocs, des masses secondaires exposées à la fissuration par cisaillement.

Sur deux barrages rectilignes, l'un de 30 mètres de hauteur et 120 mètres de développement en crête, l'autre de 40 mètres de hauteur et 200 mètres en crête, nous avons constaté sur l'arasement du béton en crête les fissurations décrites sur les schéma ci-contre (fig. 21).

L'engrenage de blocs adjacents par des redans aboutit au cisaillement des tenons qui ont été aménagés pour réaliser cet engrenage, et si de telles fissurations se prolongent dans les parties basses, la pénétration de l'eau peut s'y produire.

Sur un autre ouvrage de 40 mètres de hauteur et 200 mètres de développement dont les blocs en crête ont 8 mètres de largeur entre joints, nous avons constaté des fissurations du même ordre, mais moins caractéristiques parce qu'elles ne sont visibles qu'en couronnement (fig. 21–A) et qu'il n'est pas certain que les fissurations très vraisemblables des tenons de la masse du béton soient en prolongement exact de ces fissurations visibles.

Les effets de cisaillement proviennent de ce que deux blocs adjacents se déforment différemment sous l'effet des charges, soit que, ayant des hauteurs différentes, ils supportent des pressions d'eau différentes, soit qu'ils aient des dimensions qui leur donnent des rigidités différentes; et si, dès lors, deux blocs se trouvent solidarisés par leurs tenons pendant ces déplacements, ces tenons travaillent en console et supportent des efforts de cisaillement qui peuvent soit amorcer une fissuration transversale, soit favoriser une fissuration longitudinale (fig. 21–D).

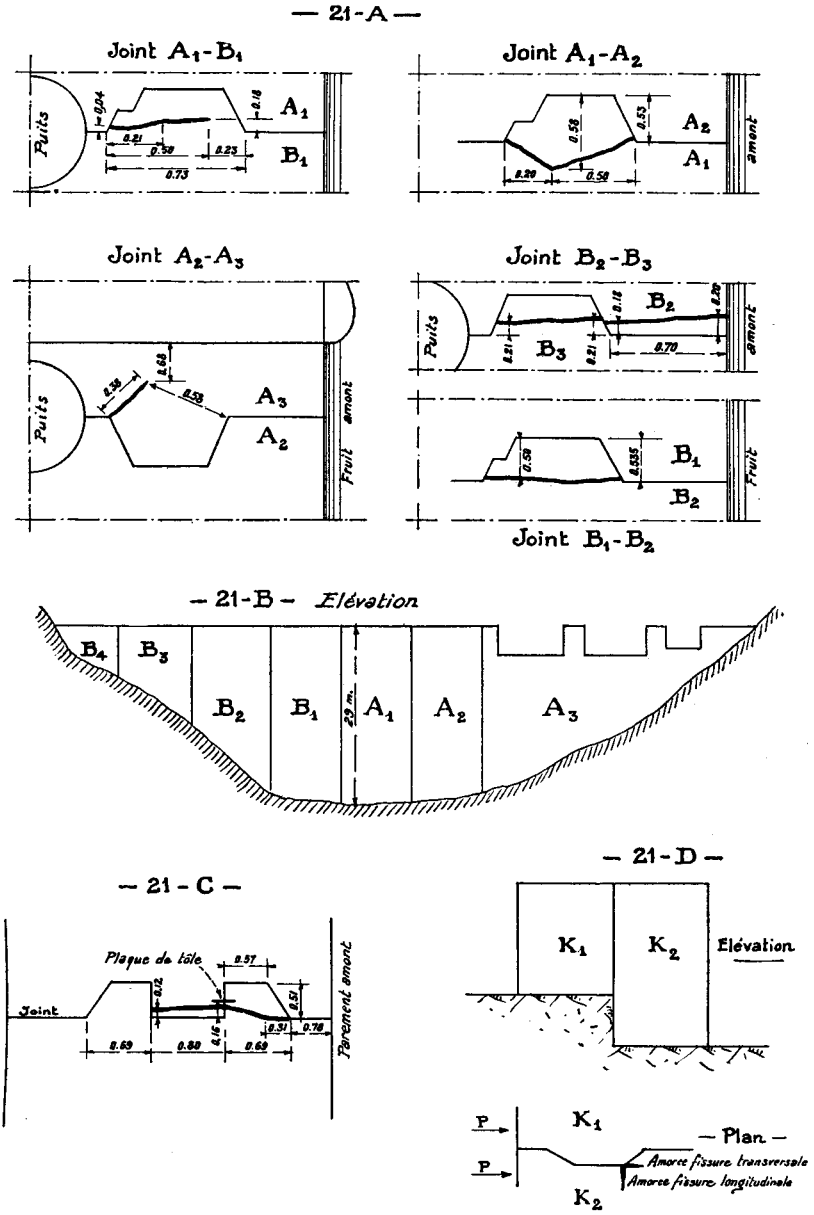


FIGURE 21.—**Différents modes de cisaillement des tenons.** — Various cases of shearing of indentations. — Verschiedene Fälle von Zahn-Abscherungen. — Diferentes ejemplos de cortadura de los redientes.

Il y a lieu de discerner ici, suivant la forme de l'ouvrage en plan:

1° Dans les barrages arqués, l'effet de voûte qui, dans toutes les conditions de charge de l'ouvrage, applique, au moins en crête, énergiquement l'un contre l'autre les voussoirs que constituent les blocs de bétonnage, réduit les déplacements relatifs entre eux, donc l'effort de cisaillement le long des joints.[1]

2° Dans les ouvrages rectilignes, chaque bloc de bétonnage travaille indépendamment de ses voisins; il travaille en console et s'incline vers l'aval sous l'effet de la charge d'eau; les déplacements peuvent être notables, sans être jamais suffisants pour amener les faces des joints à se rejoindre.

3° Entre les deux, les ouvrages simplement curvilignes dont le rayon de courbure est très grand et dont le développement en crête est

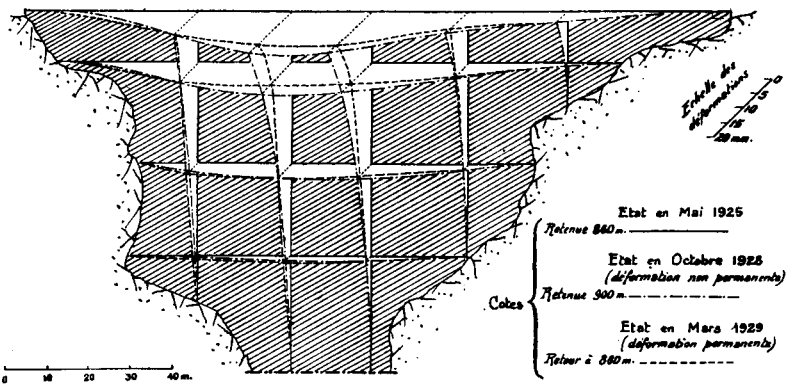


FIGURE 22.—**Déformation du barrage de la Schräh.** — Deformation diagram of the Schräh Dam. — Deformationsdiagramm der Schräh-Talsperre. — Deformación de la presa del Schräh.

assez grand par rapport à ce rayon de courbure pour qu'avant que l'effet de voûte se fasse sentir, chaque bloc ait pu subir un déplacement vertical notable.

Ces déplacements relatifs ne sont donc intéressants, au point de vue qui nous occupe, que pour les barrages rectilignes et curvilignes.

Cherchons, tout d'abord, à nous rendre compte de l'importance relative de ces déplacements.

A l'étranger, des mesures ont été faites avec précision (voir l'ouvrage de Lang (fig. 22): Deformationsmessungen an Staumauern). Lang montre que les déformations permanentes ont des amplitudes très différentes suivant qu'il s'agit des blocs de rive ou des blocs centraux; que même les déformations non permanentes diffèrent notablement d'un bloc à l'autre.

Sur un ouvrage gravité, rectiligne, dont le schéma est indiqué ci-contre, des mesures plus poussées ont pu être faites. Il est décomposé en tranches par des joints de contraction espacés de 30 mètres. Ces joints ont été réalisés à surface unie, sans redans; les blocs sont donc indépendants. Nous donnons (fig. 23) les résultats de mesures

[1] *Ceci n'est pas tout à fait l'esprit des méthodes de calcul qui font largement contribuer le travail en console à atténuer les efforts dus au travail en voûte.*

récentes faites sous 2 charges différentes, 50 et 43 mètres; nous n'indiquons que les déformations des tranches I, II, III, IV, seules intéressantes en ce qui concerne les déformations, les tranches d'about rive gauche étant moins longues et traitées spécialement. On remarque tout d'abord que les tranches centrales, qui ont sensiblement même hauteur, se déforment sensiblement de la même manière au point de vue relatif (8 à 12 mm). Au contraire malgré la sensibilité assez faible des appareils de mesure, on constate que la tranche 1 d'about se déforme autrement que les 3 autres tranches: sous l'augmentation de charge, une de ses extrêmités ne s'incline que de 4 mm contre 8 à 12 pour les tranches centrales; son about côté rive s'est déformé au total moins que l'about côte barrage; ceci correspond bien à la position de la tranche 1 à flanc de rive, à sa hauteur moyenne 30 mètres, très inférieure à celle de 50 à 55 mètres des tranches centrales, à la variation rapide de sa hauteur entre les 2 joints qui l'encadrent, 35 mètres et 20 mètres soit une différence de 15 mètres pour une charge d'eau variant de 22 à 29. Au bloc II, la déformation de son arête côté rive, qui n'a que 35 mètres, est seulement les ⅔ de la

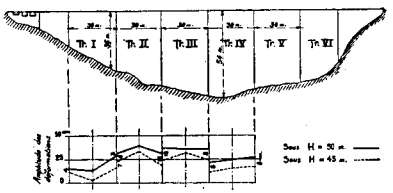


FIGURE 23.—**Deformations dans un barrage-gravité rectiligne, a joints unis sans redans.** — Deformation in a straight gravity dam, with flat joints, without indentations. — Deformation in einer geraden Schwergewichtsmauer, mit flachen Fugen, ohne Verzahnungen. — Deformación en una presa-gravedad recta, con juntas sin redientes.

déformation de l'arête côté rivière qui a 48 mètres, d'où immédiatement une première conclusion: il y a une différence entre les déformations des blocs de rive et des blocs du fond de la vallée.

Il peut résulter de ces différences de déformation des efforts de cisaillement notables au joint I/II; il y aura donc intérêt à ne pas solidariser ces blocs par des tenons si l'on ne veut pas risquer que les bétons se fissurent à l'embase de ces tenons. L'importance des déformations relatives que nous venons d'indiquer est assez grande (8 à12 mm) par rapport à la distance qui sépare, après retrait du béton, une face latérale d'un tenon de la face correspondante de la mortaise, pour que ces 2 faces viennent au contact et que les efforts de cisaillement, dont nous venons de parler, soient réels.

Il n'apparaît au contraire aucun inconvénient à solidariser à ce point de vue par tenons et mortaises les blocs semblables du fond de la vallée; mais il ne semble pas qu'il y ait des avantages à le faire, les blocs travaillant nécessairement toujours dans les mêmes conditions puisqu'ils supportent toujours la même charge.

Il y aurait le même inconvénient à les liaisonner lorsqu'ils sont dissemblables comme constitution, donc comme rigidité; c'est ainsi que tous les blocs du barrage de notre figure 2 sont différents, ceux d'about ont des profils normaux; au centre, le bloc des conduites est renforcé sur son parement amont par un épaississement de 3 mètres destiné à supporter l'entrée des conduites; à sa droite, le bloc déversoir a son parement aval épaissi de 1 mètre et son couronnement largement échancré par les pertuis de 2 vannes.

Il conviendra donc d'apprécier dans chaque cas s'il y a lieu de solidariser deux blocs adjacents.

Pour les parties les plus minces, donc les plus hautes, la solidarisation pourra avoir un effet, celui de profiter des petites différences de déformation des blocs adjacents pour appuyer tenon contre mortaise, et gêner par là le passage de l'eau; nous avons dit plus haut qu'à notre avis il valait mieux ouvrir largement vers l'aval la sortie de l'eau qui a pu franchir les dispositifs d'étanchéité et de drainage.

Contre les cisaillements, le ferraillage du type que nous avons indiqué trouve évidemment son utilité, mais en conservant, comme nous l'avons dit, l'inconvénient de rompre l'homogénéité de la masse de béton; or, si l'on admet des redans qu'entre blocs ayant des déformations peu différentes, les cisaillements deviennent insignifiants et le ferraillage inutile.

Et cette 3ème critique amène dès lors à dire: Qu'en aucun cas il ne faut que les faces des joints de contraction séparant des blocs dissemblables soient à redans, qu'en particulier le joint séparant les blocs de rive de blocs centraux devra être rectiligne; qu'entre blocs semblables, tant par leur forme que par leurs ancrages, et pour les parties supérieures de l'ouvrage, il n'y aurait peut être pas d'inconvénients graves à admettre des joints à redans.

Cependant et en définitive, de tout ce qui précède il semble bien résulter que les redans des joints de contraction sont, dans les barrages-gravité, des endroits prédestinés pour la formation des fissures longitudinales qui peuvent s'étendre sur des hauteurs et des longueurs que rien ne permet à priori de déterminer. Il convient donc d'en éviter l'emploi en principe. Ce n'est que dans des cas tout à fait particuliers que l'on pourra en prévoir; mais ce ne devra être qu'exceptionnel et nous n'y voyons quant à nous aucune utilité.

Jusqu'à ce jour, le système classique des joints a redans a été le seul appliqué, mais avec des modalités un peu différentes dans le détail des formes de rainures; une exception pour les joints de Guerlédan primitivement prévus à redans mais exécutés à surface unie.

Parmi les ouvrages en cours de construction, les questions de fissuration par retrait ont déjà entrainé la tendance au joint uni, mais la méthode classique des redans garde encore des partisans.

Nous donnons sur la planche ci-contre, les caractéristiques des joints de contraction pour les principaux ouvrages gravité français.

A l'étranger, les tendances sont également variables; de nombreux ouvrages suisses comportent des redans; les Italiens s'en montrent assez peu partisans désormais, bien que le règlement italien de 1931 ne dise rien de ferme à ce sujet.

L'observation sur les ouvrages à redans des fissurations, des déformations et des pertes de joints pourrait, pour l'avenir, donner des indications précises sur la forme la plus convenable et nous croyons que les observations dont nous venons de rendre compte y trouverons une confirmation qui aidera à réduire encore les chances de fissuration des barrages construits par grosses masses et dans des délais relativement courts; fissurations dont il n'y a pas lieu d'exagérer à priori la gravité, si l'on a soin de prendre les précautions voulues pour en suivre la formation et la progression, pour les traiter à temps et judicieusement, mais qu'il serait gravement imprudent de considérer

comme trop bénignes et de ne pas chercher à les déceler par tous les moyens alors que l'eau est habile à les expliciter et ne fait grâce d'aucune à l'ingénieur responsable du barrage.

3. DISPOSITIF D'ÉTANCHÉITE

A noter tout d'abord que dans les systèmes de joints généralement adoptés, une des faces du joint a pu être enduite mais que l'autre ne l'est jamais, constituée par le béton coulé contre le bloc adjacent servant de coffrage.

L'objet du dispositif d'étanchéité est d'empêcher le passage de l'eau de la retenue par le joint; il doit se placer aussi près que possible

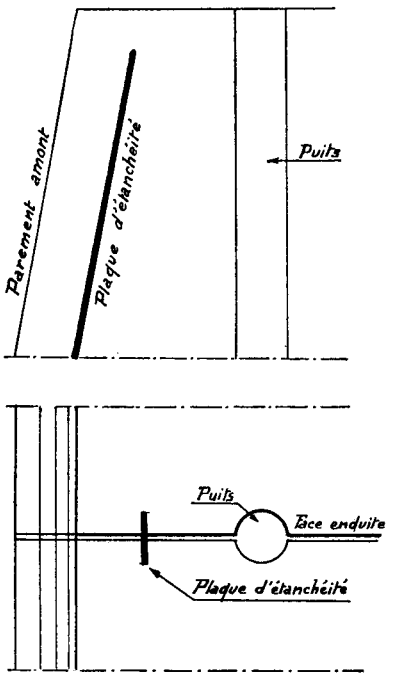


FIGURE 24.—**Schéma d'un dispositif d'étanchéité.** — Diagram of a watertightness system. — Diagramm einer Wasserdichtungsanlage. — Diagrama de un dispositivo de impermeabilización.

du parement amont. Il se complète à l'aval par le puits de drainage qui doit collecter définitivement toutes les eaux passant directement par le joint où l'ayant contourné en traversant plus ou moins le béton à l'amont (fig. 24).

A l'aval du puits, les faces du joint n'ont aucun intérêt au point de vue étanchéité; nous les souhaitons unies.

Le puits doit être près du parement pour que l'eau ne circule pas trop longtemps entre les 2 blocs voisins: assez loin cependant pour ne pas faire aspiration et pour n'être pas à son tour contourné par l'eau circulant dans le béton.

Le dispositif d'étanchéité proprement dit est un organe spécifiquement étanche: cuivre soudé, baguette en béton, matériaux plastiques et imperméables. S'il n'est pas placé sur le parement amont lui-même, il demeurera toujours une zone AB où l'eau pénétrera et par où elle traversera le béton et pourra contourner le dispositif d'étanchéité.

On a cherché à placer ce dispositif sur le parement amont lui-même: plaque de calendrite fixée par boulons dans le béton du parement; l'étanchéité n'a pas été parfaite. D'autres fois on a constitué une baguette en béton armé, plaquant sous l'effet de la charge, dans une mortaise ménagée dans ce parement; l'étanchéité laisse encore à désirer. Dans d'autres solutions, le dispositif d'étanchéité est une simple lame de cuivre, souple. Entre elle et le parement amont, les constructeurs ont cherché à gêner le passage de l'eau soit en remplissant la partie *AB* du joint d'un matériau étanche (plaque de mammouth, calendrite, etc.) soit en y créant des chicanes (elles ont l'inconvénient d'amorcer des fissurations), soit en aménageant un puits de faible diamètre que l'on bourre d'une matière plastique ou d'argile.

On a parfois mis deux plaques de cuivre en série.

Nous saisissons moins l'intérêt des trous d'injections menagés parfois entre les 2 plaques de cuivre; selon nous, une injection n'augmente pas la compacité du béton sinon en remplissant les quelques cavités que rencontre le trou ou les fissures qu'il recoupe.

Enfin, une méthode plus certaine consiste à traiter spécialement le béton constituant les 2 faces du joint sur le tronçon *AB*, soit en le serrant davantage, soit en l'enrichissant légèrement; le procédé nous a donné de bons résultats.

Aucun de ces procédés ne donne une étanchéité complète; doit-on s'en faire un souci exagéré? Nous ne le croyons pas.

Il importe que l'entrée de l'eau dans le joint soit aussi difficile que possible: tous les dispositifs adoptés répondent suffisamment à ce besoin; cependant nos préférences vont aux systèmes à plaque de cuivre écartant, autant que faire se peut, toutes les matières destructibles dans un avenir plus ou moins éloigné, ainsi que tous les procédés comportant des mises en place délicates et pour lesquelles on est à la merci de l'exécutant; il ne suffit pas, en effet, que l'ensemble soit bien exécuté; il faut que chaque point le soit parfaitement; comment compter sur cette perfection pour des remplissages en mammouth ou en matière plastique dans des conditions tout particulièrement compliquées, presqu'à l'aveuglette.

Si toute l'eau qui, malgré le dispositif, pénètre par le joint est collectée par le puits de drainage, elle ne présente aucun inconvénient pour la stabilité du barrage.

Elle n'a d'inconvénient que pour la conservation des masses de béton situées à l'amont des puits et qui présentent à l'eau leurs faces côté joint; ces faces sont peu ou pas protégées dans les systèmes actuels.

Il est donc essentiel d'avoir pour le béton en amont du dispositif d'étanchéité une constitution qui assure son auto-protection: on soignera particulièrement la granulomètrie des dosages, la teneur en eau et tout spécialement la mise en place.

Conclusions

La nécessité de décomposer en tranches séparées par des joints les barrages gravité construits en béton plastique ne paraît pas discutable et n'est plus discutée: les règlements techniques en ont adopté partout la formule; faute d'une organisation dirigée, le barrage s'organise lui même et c'est beaucoup plus grave parce que les hypo-

thèses, sur lesquelles s'appuie le calcul de stabilité, peuvent en être complètement bouleversées.

Sans doute, les joints paraîssent être un point faible des ouvrages; l'importance relative des pertes par joints par rapport aux pertes totales, que souligne par exemple notre graphique de la fig. 10 semblerait militer par leur suppression ou leur limitation. Il convient de mettre la chose au point:

1° Les pertes par joints telles que nous les avons indiquées comportent tout autre chose que des passages d'eau normaux; nous renvoyons à une étude que nous avons eu l'occasion de faire à ce sujet; il en résulte qu'en définitive les pertes par joints ne représentent pas plus de 30% des pertes totales.

2° Les pertes par joints, lorsqu'elles y sont bien canalisées n'ont que des inconvénients assez faibles; un débit relativement gros empruntant un joint a bien moins d'inconvénients qu'un débit beaucoup plus faible mettant en charge une fissure longitudinale ou le joint béton-rocher, ou imprègnant le béton.

Sur la répartition des joints.

Les joints ne doivent pas être uniformément répartis; leur position doit être choisie en fonction des formes du barrage et notamment des discontinuités de ses parements, en fonction aussi de la forme du fond de fouille et de ses discontinuites locales lorsqu'on n'a pas pu les éviter.

En tant qu'organes palliant au retrait de prise, deux joints ne doivent pas être distants de plus de 15 mètres, et cette distance doit encore être réduite, en même temps que l'épaisseur du barrage, pour tenir compte de la symétrie vraisemblable des effets du retrait de prise, sans que le retrait par l'effet de la température extérieure le justifie autant. On peut imaginer que, le retrait de prise à peu près terminé, ces joints soient définitivement calfatés.

Par contre, la sensibilité des masses de béton à la température extérieure, même pour les masses épaisses que constituent les tranches d'un barrage, nécessite le maintien en cours d'exploitation de joints palliant aux contractions dues au froid.

D'où un certain nombre des joints prévu pour le retrait de prise seront organisé pour être conservés comme joints de contraction.

Et l'on arrive ainsi à la discrimination de joints de contraction appelés à demeurer et des joints de construction que l'on obturera lorsqu'ils auront rempli leur rôle.

Sur la constitution des joints.

Les joints doivent, en principe, descendre jusqu'au fond de fouille. Le bétonnage de chaque tranche doit s'exécuter sans interruption notable.

En ce qui concerne la forme des joints, le système à redans ne paraît présenter aucune utilité et il a des inconvénients manifestes surtout en

---

FIGURE 25.—**Joints adoptés sur des barrages récents.** — Systems of joints used on recent dams. — Ausgeführte Fugen an neuzeitlichen Talsperren. — Juntas empleadas en presas recientes.

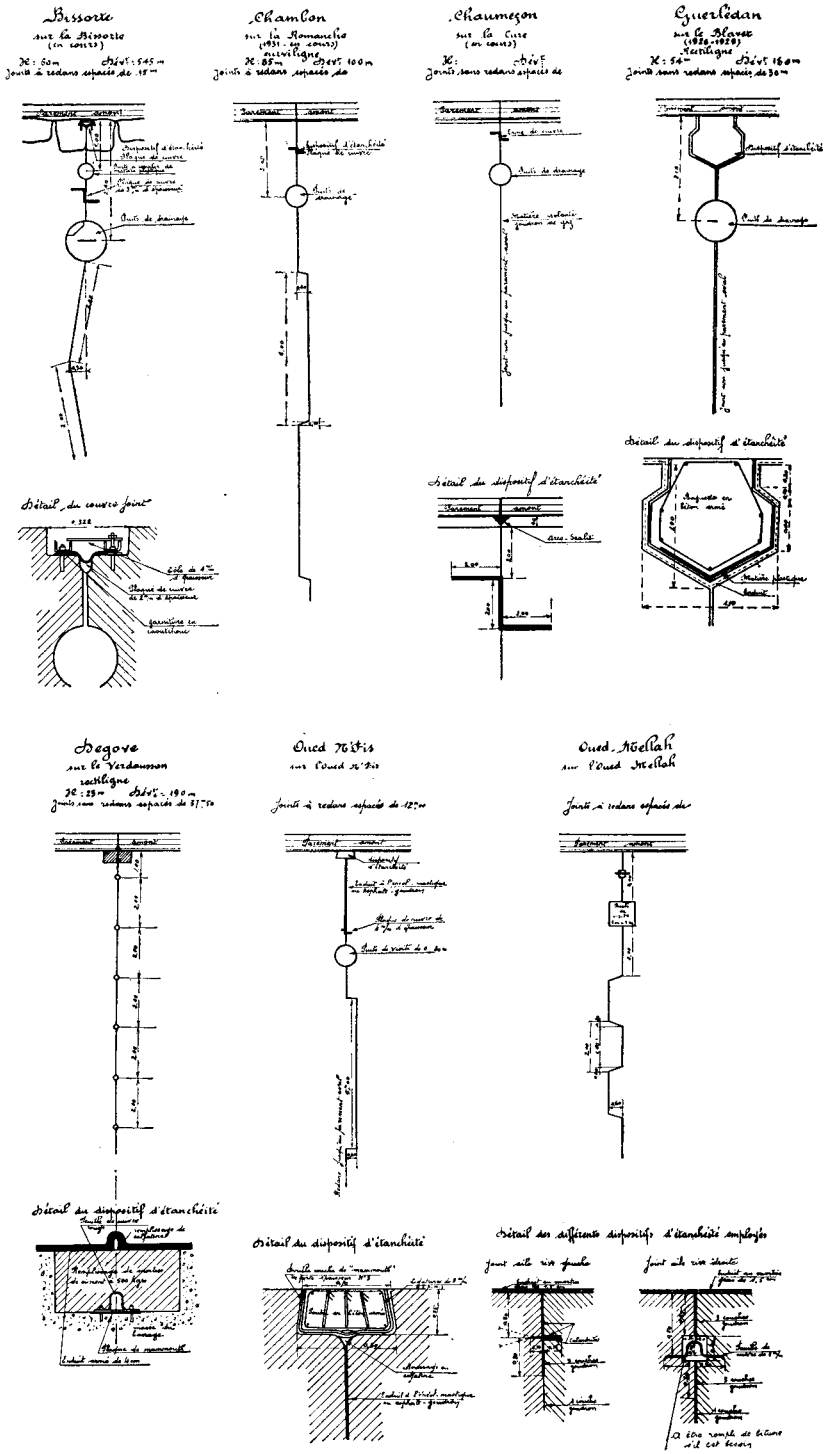

Bissorte
sur la Bissorte
Chambon
sur la Romanche
Chaumeçon
sur la Cure
Guerlédan
sur le Blavet
Détail du couvre joint
Détail du dispositif d'étanchéité
Hegove
sur le Verdousson
Oued Nifis
Oued Mellah
sur l'Oued Mellah
Détail du dispositif d'étanchéité
Détail des différents dispositifs d'étanchéité employés

FIGURE 25.

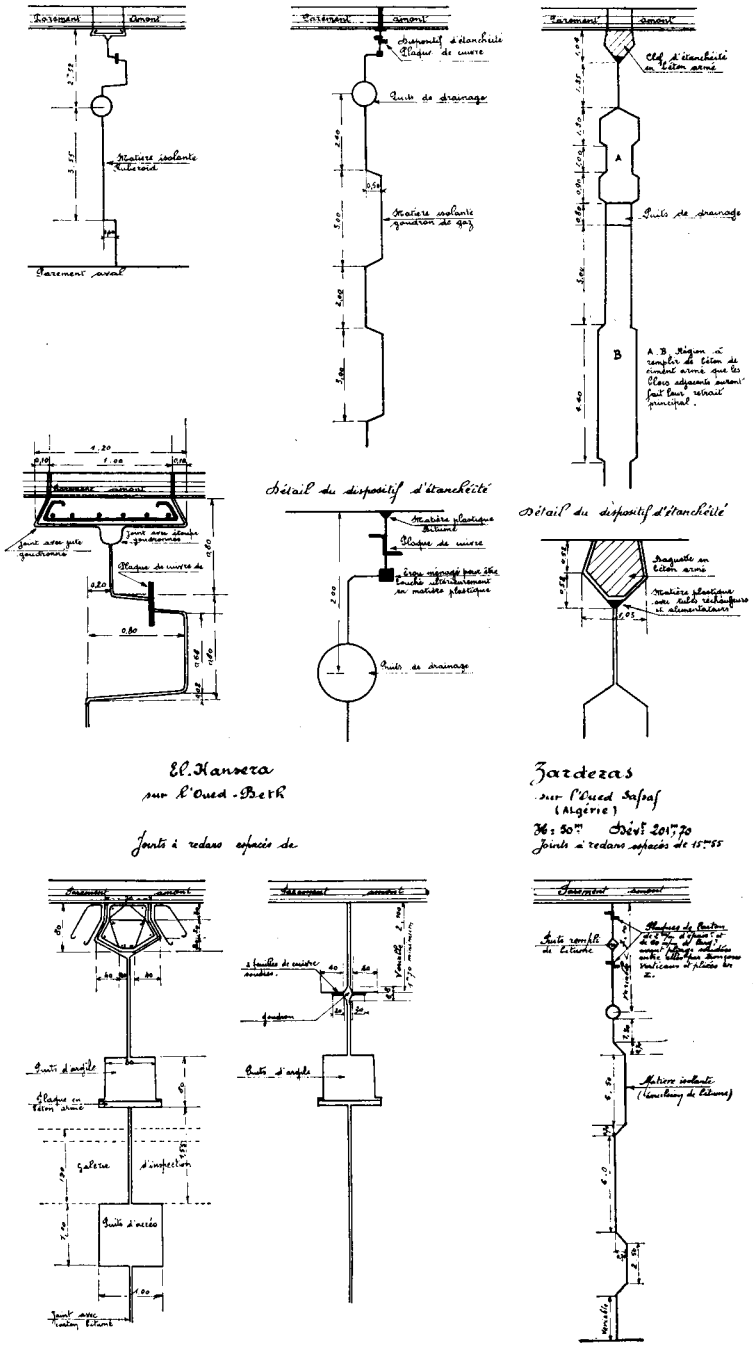


Figure 25—suite.

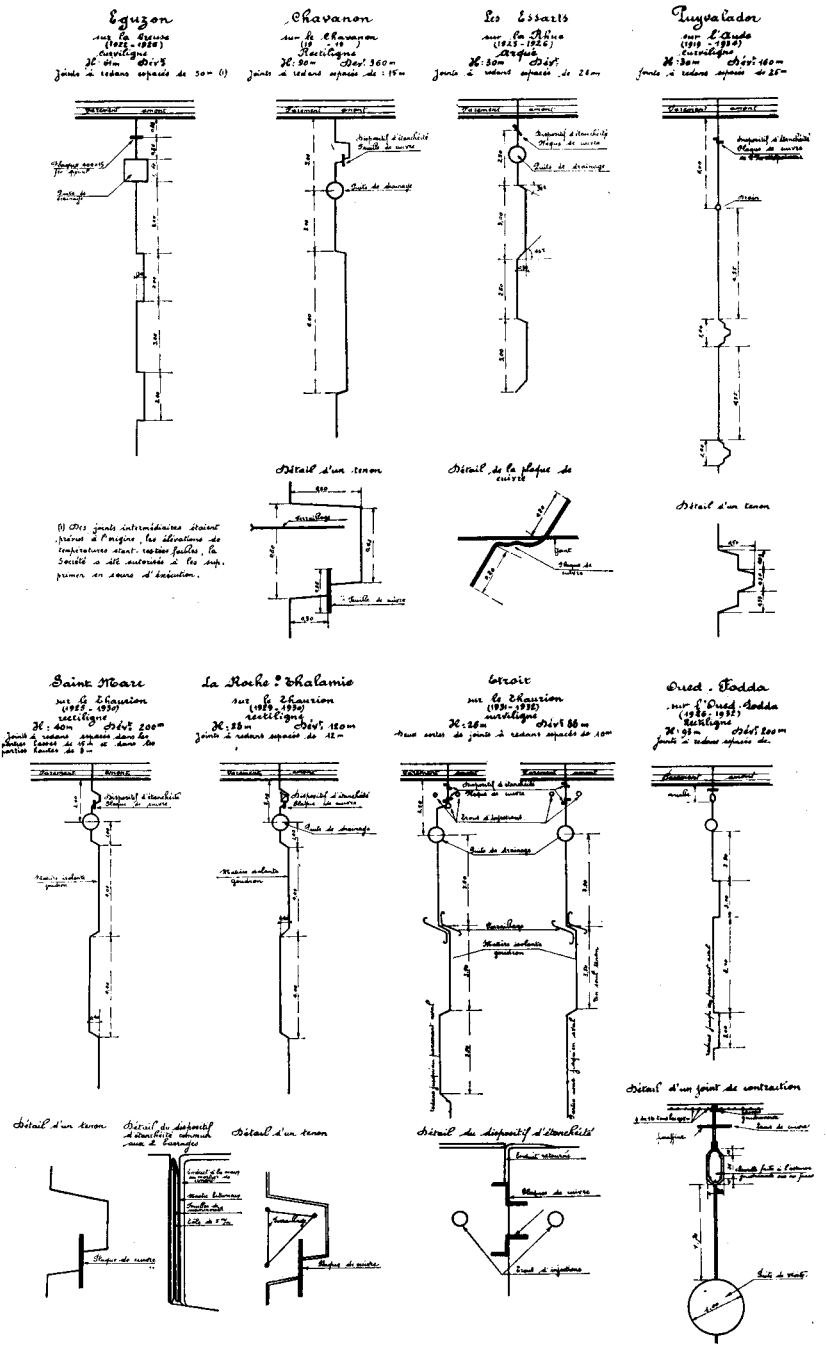


Figure 25—suite.

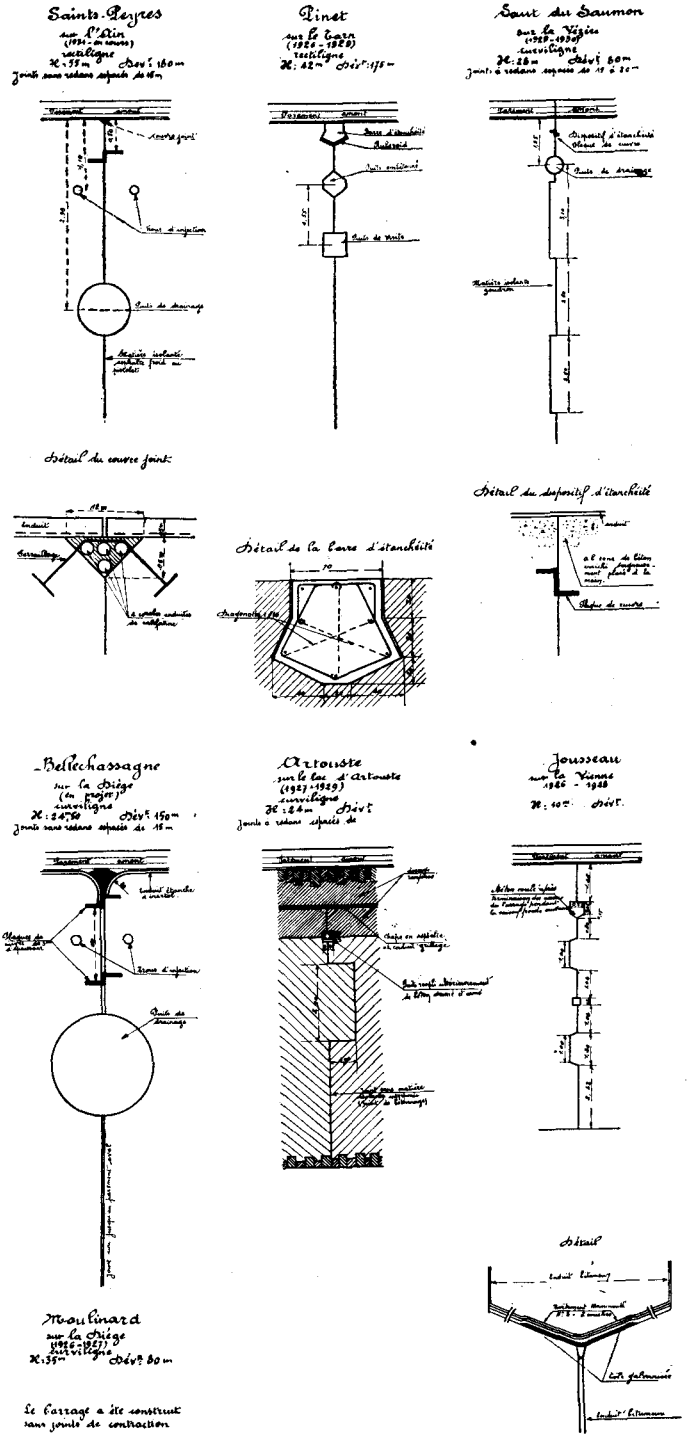


Figure 25—suite.

ce que les redans sont fréquemment l'amorce de fissurations longitudinales dont la gravité est toute spéciale. Le joint uni paraît la solution logique dans les barrages-gravité; sa réalisation sur quelques ouvrages n'a d'ailleurs donné lieu à aucun mécompte.

Le dispositif d'étanchéité des joints de contraction gagne a être conçu aussi simple que possible; le système a simple lame de cuivre soudé, soit rectiligne, soit en *Z*, paraît très suffisant, complété par un traitement particulièrement soigné des parements de béton situés en amont du dispositif.

La meilleure solution parait, à notre sens, l'exécution des ouvrages massifs gravité par tranches indépendantes clavées après retrait suffisant: les dimensions des claveaux devraient être assez réduites pour assurer un retrait insignifiant tant sous l'effet de la prise que sous l'effet de la température, et suffisantes pour permettre de traiter rigoureusement les faces des voussoirs principaux que constituent les blocs de barrages et exécuter parfaitement le bétonnage du claveau.

Pour les barrages en voûtes minces l'utilité des joints de retrait est la même que dans les barrages-gravité; leur écartement devra être plus faible, en fonction de l'épaisseur.

L'effet de voûte suffit à compenser la contraction due à la température extérieure; dans les parties hautes, il fait plaquer en effet les faces des joints; dans les parties basses, il n'en est pas de même mais l'effet de température est insignifiant sur la face amont protégée par l'eau.

Par contre, le travail en arc, qui institue une sorte de voûte active à l'intérieur de la voûte réelle, aboutit à faire ouvrir systématiquement un certain nombre de joints vers l'amont ou même à en créer s'il n'en existe pas; il semble que des reins doivent s'organiser aussi bien que dans une voûte de pont, leur emplacement seul étant modifié, et de façon un peu incertaine, par l'effet d'ancrage des voussoirs dans le sol. Nous croyons qu'il est nécessaire d'aménager ces joints pour éviter la pénétration de l'eau en charge dans les bétons.

Les joints qui, au contraire, sont nécessairement formés à l'amont, gagneraient à être obturés définitivement après que le retrait s'est suffisamment réalisé.

La détermination des joints à obturer et de ceux à maintenir sera délicate; les essais sur modèles réduits pourront donner á ce sujet des renseignements précieux.

C'est volontairement que nous avons réduit à ces courtes indications ce que nous pensons des joints dans les barrages en voûtes minces, ayant tenu à limiter la présente étude à l'examen des seuls faits observés par nous-même et sur un nombre de barrages suffisant pour y trouver des confirmations satisfaisantes, en y ajoutant les réflexions que cette observation de plusieurs années nous a suggérées.

Nous avons donc préféré borner aux barrages-gravité l'étude qui nous a été demandée comme modeste contribution aux travaux de la Conférence.

RESUME

Les barrages-gravité construits en béton plastique doivent être décomposés *en tranches séparées par des joints:* tout le monde est d'accord; faute d'une organisation dirigée, un barrage monolithe

'sorganise lui-même en tranches par des fissures; c'est grave à cause des modifications inconnues apportées ainsi aux hypothèses du calcul de stabilité.

Un examen attentif montre d'ailleurs, contrairement aux apparences, que les joints sont *en général très suffisamment étanches.*

Ils ne doivent pas être uniformément répartis; leur position sera choisie en fonction des formes du barrage, (notamment des discontinuités de ses parements), en fonction aussi de la forme du fond de fouille et de ses discontinuités locales qu'on n'aura pu éviter.

Comme organes palliant au retrait de prise, deux joints ne doivent pas être à plus de 15 mètres, distance à réduire en même temps que l'épaisseur du barrage pour tenir compte de la symétrie vraisemblable des effets du retrait de prise.

Certains des joints nécessaires pour faire face au retrait de prise peuvent, cette prise suffisamment avancée, être définitivement calfatés: ce sont des *joints de construction* provisoires.

Par contre la sensibilité des masses de béton à la température extérieure, même pour les tranches épaisses d'un barrage, nécessite le maintien de joints palliant en tout temps aux contraction du froid; ce sont les vrais *joints de contraction* définitifs.

Les joints devraient, en principe, *descendre jusqu'au fond de fouille,* le bétonnage de chaque tranche s'exécuter sans interruption notable.

La forme à redans ne parait présenter aucune utilité et a des inconvénients, notamment celui d'amorcer des fissurations longitudinales. *Le joint uni* paraît désirable.

Le dispositif d'étanchéité des joints sera aussi simple que possible mais surtout complété par un traitement soigné des parements de béton situés en amont du dispositif.

La meilleure solution générale paraît être *l'exécution des ouvrages massifs gravité par tranches indépendantes clavées après retrait,* avec claveaux de dimensions suffisantes pour permettre de traiter rigoureusement les faces des tranches constituant voussoirs, et cependant assez étroits pour que leur retrait demeure insignifiant.

Pour les *barrages en voûtes minces,* même utilité des joints mais avec écartement plus faible; l'effet de voûte compense partiellement la contraction; mais le travail en arc institue une voûte active qui aboutit à l'ouverture, côté retenue, de certains joints qui devront être organisés en conséquence; les joints s'ouvrant côté aval pourront, au contraire, être avantageusement obturés après fin de retrait, (position et caractère des joints, peuvent être déterminés sur modèles réduits).

SUMMARY

Gravity dams built of plastic concrete must be divided into *blocks separated by joints:* if there were not a planned system of joints, the monolithic dam would separate into blocks or slices by means of cracks; this is serious because of the unknown modifications thus brought about to the hypothesis on which the stability of the dam has been calculated.

A close examination, contrary to what would appear at first sight, shows that *in general joints are sufficiently watertight.* They should not be uniformly distributed; their positions should be chosen with regard to the shape of the dam (notably in regard to the irregularities

in its faces), also in regard to the profile of the foundation base and to its local irregularities which cannot be avoided.

So as to take care of the setting shrinkage, two joints should be spaced not more than 45 feet apart. Such spacing should be reduced according to the thickness of the dam in order to take into account the probable symmetry of the setting shrinkage.

Some of the joints necessary to take care of the setting shrinkage may be permanently caulked when the main effect of shrinkage has taken place; these are *temporary construction joints.* On the other hand, the reaction to variations of external temperature, which affect even thick sections of a dam, necessitates permanent joints to take care of the contractions caused by cold; these are the true *permanent contraction joints.*

In principle, the joints should *extend to the very foundation,* and pouring of the concrete for each separate block should be made without any notable interruption.

Design of the joints with indentations does not seem to offer any benefit and presents some dangers, notably the one of starting longitudinal cracks. The flat joint seems desirable.

The watertightness system of the joints should be as simple as possible but it should be made complete by the careful treatment of the concrete facing.

The best general result seems to be obtained in the construction of gravity dams by separate blocks keyed together after the setting period, with keys having large enough dimensions to allow the thorough finishing of the faces of the sections acting as wedge, and yet sufficiently narrow so that their setting contractions will remain negligible.

In the case of *thin arch dams,* the joints have the same usefulness but they should have lesser spacings; the arch effect compensates partially for the contraction, but the stresses set up an active arch which causes the opening of cracks on the upstream side, and which therefore should be resolved into joints. The joints which will open (during setting) on the downstream side, on the contrary, may be advantageously grouted after complete setting. The location and the nature of the joints can be determined on reduced scale models.

ZUSAMMENFASSUNG

Gestaltung.—Die aus plastischem Beton erbauten Gewichtsstaumauern müssen durch Fugen *in einzelne Abschnitte aufgelöst* werden; hierüber besteht allseitige Übereinstimmung; beim Fehlen einer solchen Anordnung teilt sich ein Talsperrenblock selbst durch Risse in Abschnitte. Die dadurch in den Annahmen der Standfestigkeitsberechnung verursachten unbekannten Veränderungen erscheinen bedenklich.

Eine eingehende Prüfung zeigt übrigens, dass die Fugen — entgegen aller Wahrscheinlichkeit — *im allgemeinen genügend wasserdicht* sind.

Verteilung der Fugen.—Sie dürfen nicht gleichmässig verteilt werden; ihre Lage richtet sich nach den Formen der Talsperre (besonders nach den Unterbrechungen ihrer Aussenwände), ferner nach der Ausbildung der Baugrubensohle und ihren unvermeidlichen örtlichen Unterbrechungen.

Da sie der Abbindeschwindung entgegenwirken sollen, dürfen die Fugenabstände nicht grösser als 15 m sein, ein Abstand, der mit abnehmender Stärke der Talsperre ebenfalls abnimmt, um dem voraussichtlichen Ebenmaass der Wirkungen der Abbindeschwindung Rechnung zu tragen.

Einige der zur Aufnahme der Abbindeschwindung notwendigen Fugen können, wenn die Abbindung weit genug vorgeschritten ist, endgültig geschlossen werden; dies sind die vorläufigen *Baufugen.*

Dagegen verlangt die Empfindlichkeit der Betonmassen gegen die Aussentemperatur selbst bei Abschnitten einer Talsperre von grosser Stärke die Unterhaltung von Fugen, die jederzeit den durch Kälte hervorgerufenen Zusammenziehungen entgegenwirken; dies sind die wirklichen endgültigen *Zusammenziehungsfugen.*

Aufbau der Fugen.—Die Fugen müssten grundsätzlich *bis zur Baugrubensohle hinabreichen,* und die Betongründung eines jeden Abschnittes muss ohne nennenswerte Unterbrechung durchgeführt sein.

Die stufenförmige Anordnung scheint keinen Nutzen zu bringen, sondern Nachteile, vor allem den, Längsrisse herbeizuführen. Die *glatte Fuge* scheint erwünscht.

Die *Dichtungsvorrichtung* der Fugen muss so einfach wie möglich sein, vor allem aber durch sorgfältige Behandlung der Betonaussenwände, die auf der Wasserseite der Vorrichtung liegen, ergänzt werden.

Die beste allgemeine Lösung scheint die *Ausführung von Schwergewichtsbauten mit unabhängigen Abschnitten* zu sein, die *nach der Schwindung* durch genügend grosse Verschlussteile *verbunden* werden, sodass die Vorderflächen der die Blöcke bildenden Abschnitte genauestens bearbeitet werden können, die aber anderseits schmal genug sein müssen, um nur unbedeutende Schwindungen aufzuweisen.

Für *schmale Gewölbestaumauern:* ebenfalls Anwendung von Fugen, jedoch mit geringerem Abstand; die Wirkung des Gewölbes gleicht teilweise die Zusammenziehung aus; die bogenförmige Ausführung bringt jedoch ein wirksames Gewölbe mit sich, welches nach der Wasserseite die Öffnung einiger, entsprechend anzuordnender Fugen bedingt. Die sich nach der Talseite öffnenden Fugen können dagegen zweckmässig nach Abschluss der Schwindung verschlossen werden (Lage und Beschäffenheit der Fugen können durch Modell versuche ermittelt werden).

RESUMEN

Las presas de gravedad construídas de hormigón plástico tienen que ser divididas en *bloques separados por las juntas:* todo el mundo está de acuerdo en esto; si no hubiera una organización dirigida, la presa monolita se separaría en bloques o lonjas por medio de grietas; esto es serio a causa de las modificaciones desconocidas que causaría a la hipótesis en que se ha basado el cálculo de la estabilidad de la presa.

Un examen atento, contrario a lo que parecería a primera vista, demuestra que *en general las juntas son lo suficientemente impermeables.*

Las juntas deben estar distribuídas uniformemente; su posición debe elegirse según la forma de la presa (especialmente teniendo en

cuenta las irregularidades de sus paramentos), también según la forma de la base de fundación y las irregularidades locales que no pueden evitarse.

Para contrarrestar los efectos de la contracción, dos juntas no deben estar a más de 15 metros; distancia que debe reducirse de acuerdo con el espesor de la presa para tener en cuenta la probable simetría de la contracción.

Algunas juntas necesarias para cuidar de la contracción pueden rellenarse cuande se haya efectuado la contracción: *estas son juntas de construcción* provisionales.

Por otra parte, la reacción a las variaciones de la temperatura exterior, que afecta aún las secciones más gruesas de la presa, necesita juntas permanentes para cuidar de las contracciones causadas por el frío; éstas son las *juntas de contracción* definitivas.

Las juntas debieran, en principio, *descender hasta la misma base de fundación*, y la inyección del hormigón para cada bloque debiera hacerse sin interrupción notable.

La forma de redientes no parece ofrecer ninguna utilidad y presenta inconvenientes, especialmente el de producir grietas longitudinales. *La junta plana parece deseable.*

La impermeabilidad de las juntas debe ser lo más simple posible pero debe ser completada por un tratamiento cuidadoso de los paramentos de hormigón situados aguas arriba.

La mejor solución general parece ser *construir las presas de gravedad con bloques independientes acuñados después de la contracción*, con cuñas de dimensiones suficientes para que puedan fraguar completamente los lados de las secciones que sirven de cuña, y sin embargo bastante estrechas para que su contracción sea insignificante.

Para las *presas bóvedas delgadas*, las juntas tienen la misma utilidad, pero deben estar menos separadas; el efecto de la bóveda compensa parcialmente la contracción; pero la expansión del arco crea una bóveda activa que causa la formación de grietas en el lado de aguas arriba y, por lo tanto, debe ponerse juntas artificiales. Las juntas que se abran durante el fraguado en el lado de aguas abajo, por el contrario, pueden ser convenientemente inyectadas después del fraguado. La ubicación y el carácter de las juntas pueden determinarse en modelos reducidos.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

JOINTS DE RETRAIT ET JOINTS DE CONTRACTION ET DILATATION*

A. THIMEL

Member du Comité Français des Grands Barrages, Directeur Général de la Société Générale d'Entreprises

France

Le but du présent rapport est de faire connaître les principes que nous avons admis pour les joints de contraction de certains ouvrages et l'application que nous avons faite de ces principes.

Les causes physiques qui produisent la fissuration des barrages peuvent se classer en deux catégories:

1°, la prise du béton,
2°, les variations de la température atmosphérique.

Or, comme l'a indiqué le Professeur Vogt dans son rapport au Congrès de 1933, "on constate dans les barrages épais que le béton "est entièrement humide à l'intérieur de la masse et que seule une "couche superficielle peut être desséchée, lorsqu'elle est exposée à "l'air. . . . Les fissures types qu'on observe dans les barrages épais "sont trop profondes pour trouver leur explication dans le dessèche-"ment de la surface et leur cause principale doit être cherchée ailleurs, "probablement dans les variations de température."

On doit donc admettre, en mettant à part des vices de construction,

**Shrinkage, contraction, and expansion joints.*
Schwind- und Dehnungsfugen.
Juntas de retracción, contracción y dilatación.

que les fissures des barrages ont pour origine des efforts consécutifs à des variations thermiques, soit:

1°, l'élévation interne de la température au moment de la prise du béton suivie de la disparition progressive de la chaleur ainsi accumulée dans la masse, soit

2°, les variations de la température atmosphérique (oscillations journalières et saisonnières).

C'est l'ensemble des phénomènes de la première espèce qu'il convient de désigner par phénomènes de retrait.

On doit remarquer que les premières variations thermiques présentent un caractère passager, en ce sens qu'une fois la chaleur de prise dissipée le phénomène ne se reproduira plus jamais. Au contraire, les secondes variations se produiront périodiquement et indéfiniment.

On est ainsi logiquement amené à concevoir deux sortes de joints:

1°, des joints de retrait ou de construction dont la présence doit empêcher la formation des fissures de retrait et que l'on pourra supprimer lorsque la masse du béton aura précisément achevé son retrait;

2°, des joints de contraction ou de dilatation, dont la présence doit empêcher la formation des fissures que pourraient créer les variations atmosphériques et qui devront faire partie de la structure définitive de l'ouvrage.

Mais une distinction aussi absolue ne correspond pas, en fait, à la réalité. Tous les joints d'un barrage concourront à influer sur les phénomènes de retrait et de même, tous les joints que l'on laissera subsister agiront sur les effets des variations atmosphériques. En fait, les seconds étant plus nombreux que les premiers, on aboutit ainsi à une autre classification:

1°, les joints de retrait sont ceux que l'on supprime de la structure définitive du barrage;

2°, les joints de contraction sont, au contraire, ceux que l'on laissera subsister indéfiniment dans l'ouvrage.

Une question se pose aussitôt: quand y a-t-il-lieu de supprimer des joints dans un barrage une fois le retrait effectué. Un joint peut provoquer une discontinuité contraire aux hypothèses des calculs de stabilité en charge; en ce cas il est indispensable de le supprimer. Mais en outre un joint constitue toujours un point de moindre résistance aux efforts mécaniques ou à la pénétration de l'eau; en conséquence, il sera bon de les supprimer toutes les fois qu'on le pourra.

Pour déterminer les joints à établir dans un barrage, on devra donc chercher à réaliser un réseau qui évite les effets nuisibles du retrait et tel qu'on puisse y trouver un réseau réduit qui évite les fissurations dues aux variations de température atmosphérique, tout en satisfaisant aux conditions de stabilité mécanique et hydraulique de l'ouvrage.

Les solutions diffèrent suivant les problèmes particuliers à résoudre.

Classons dans une première catégorie tous les ouvrages tels que les barrages en voûtes minces pour lesquels on sait, à l'heure actuelle, calculer avec une précision suffisamment voisine de la réalité les efforts élastiques dus tant aux variations thermiques atmosphériques qu'aux charges et dimensionner ces ouvrages pour que ces efforts ne dépassent pas les limites admissibles pour la résistance des ma-

tériaux employés, quelles que soient les variations thermiques extérieures.

Pour cette catégorie, le problème sera donc celui du retrait. Or ses effets dépendent d'un certain nombre de facteurs dont les principaux sont:

— la nature du ciment,
— les dosages en eau et en ciment,
— la vitesse de bétonnage,
— les circonstances extérieures agissant sur la dissipation de la chaleur de prise pendant la construction.

Les deux premiers facteurs sont étroitement liés entre eux et ils mettent en évidence le grand intérêt des ciments à faible dégagement de chaleur.

Quant à la vitesse de bétonnage, alors qu'on devrait la réduire pour les considérations de retrait, on est au contraire pratiquement amené à l'augmenter au maximum pour des raisons économiques.

Enfin pour le dernier facteur, si on ne veut pas établir une installation complète de réfrigération à l'intérieur de la masse, le seul mode d'action dont on dispose pour limiter l'élévation de température interne et faciliter la dissipation de la chaleur, c'est de mettre le barrage en eau dès que possible.

On voit immédiatement la complexité des facteurs en jeu. Aussi la détermination des joints de retrait est-elle surtout empérique et basée sur l'observation d'ouvrages existants.

On peut résumer ainsi les conditions à exiger des joints de retrait.

1°, Ils doivent évidemment diviser le barrage en blocs assez petits pour éviter la formation des fissures de retrait,

2°, Il faut qu'après remplissage ou cimentation, les joints transmettent intégralement les efforts entre blocs, particulièrement les efforts obliques.

3o, Enfin, ils devront permettre au barrage de supporter les efforts thermiques extérieurs de la période de construction qui peuvent être très différents de ceux admis dans le calcul de l'ouvrage en charge.

La deuxième catégorie d'ouvrages, qui comprendra en particulier les barrages du type à gravité, ne se prête pas, comme la précédente, à l'analyse des efforts dûs aux variations de la température extérieure et l'expérience a prouvé qu'on ne saurait les construire sans fissure ou joints de contraction.

Le problème des joints sera cette fois double et concernera simultanément le retrait et la contraction.

Des observations faites sur les ouvrages existants et des essais effectués sur modèle réduit par M. le Professeur Vogt, on peut conclure que les variations de la température atmosphérique ne produisent que des fissures d'une orientation générale perpendiculaire au parement amont.

Par contre, comme l'a également vérifié Monsieur le Professeur Vogt, dans ses expériences sur modèles en caoutchouc, la présence de joints ayant l'orientation qui vient d'être indiquée est sans influence appréciable sur les tensions provoquées par la répartition non uniforme de la température dans la masse pendant la période de dissipa-

tion de la chaleur de prise, et par suite, sur les fissures de retrait qui peuvent en résulter dans une direction générale, parallèle au parement amont.

En conclusion, les barrages de cette catégorie pourront être conçus de la façon suivante:

1°, Établir des joints verticaux sensiblement perpendiculaires au parement amont destinés à éviter toute fissure perpendiculaire à ce parement (retrait puis contraction) et qui constitueront donc les joints de contraction de l'ouvrage.

2°, Admettre la formation de fissuration de retrait dans une orientation générale perpendiculaire à celle des joints précédentss et dans ce cas se ménager le moyen de cimenter sûrement toute' les fissures. Sinon, prévoir des joints de retrait perpendiculaires aux premiers et qui devront pouvoir être également cimentés.

Signalons cependant que Monsieur Noetzli avait proposé d'orienter les joints de retrait des barrages poids ou à contreforts parallèlement aux directions des efforts principaux, c'est-à-dire aux lignes de cisaillement nul. Dans ces conditions, la présence des joints ne devrait pratiquement pas changer la grandeur et la direction des efforts tels qu'ils se produiraient dans le béton supposé sans discontinuité. On pourrait ainsi éviter l'opération de cimentation de ces joints qui deviendraient de ce fair des joints de contraction.

Nous allons maintenant exposer comment nous avons mis ces principes en application dans la construction de quelques barrages, et nous consignerons en passant quelques observations concernant l'exécution des joints dans ces cas concrets.

Barrage de la Bromme

C'est un barrage en voûte mince d'une hauteur d'environ 40 mètres au-dessus du sol de fondation et d'une épaisseur maximum à la base de 8 mètres. A la partie supérieure, le barrage se raccorde aux rives par l'intermédiaire de deux culées dont celle de rive droite est plus particulièrement importante. Les développements en crête sont respectivement les suivants: Culée R. D. 17m. 50 — Arc proprement dit 73 m 50 — Coulée R. G. 10 m (voir figure 1).

Tout le barrage a été construit en béton de ciment Portland artificiel à des dosages variant de 265 à 325 kgs de ciment par m^3 de béton en place. Celui-ci a été mis en oeuvre au moyen d'un système de goulottes et de flèches à contrepoids. Le "coulage" du béton s'est fait avec un dosage moyen en eau de 185 litres par m^3.

En raison des faibles épaisseurs du barrage, on l'a simplement divisé pendant sa construction par 4 joints verticaux sensiblement perpendiculaires au parement amont et espacés de 18 m, d'axe en axe. Le problème serait évidemment différent pour des barrages tels que ceux du type mixte arcgravité pour lesquels, en raison de leurs épaisseurs plus fortes, on peut être amené à prévoir deux systèmes orthogonaux de joint de retrait. Nous n'avons toutefois jamais eu l'occasion d'appliquer un tel dispositif.

Aucune fissuration de retrait n'a été observée au barrage de la Bromme. Cependant la construction a eu lieu en été (de juin à octobre) et à ce sujet la photographie (figure 2) montre bien les conditions d'exposition des blocs pendant cette période.

Il fallait encore donner aux joints des dispositions permettant d'assurer efficacement la liaison des bétons et la transmission intégrale des efforts entre blocs adjacents. Dans ce but, ceux-ci ont été construits en ménageant entre eux des intervalles d'une largeur moyenne de 1 mètre (0 m, 80 à 1 m, 20) suivant le croquis figure 3. Ces intervalles ont ensuite été remplis de béton après repiquage des surfaces des blocs. Les joints sont restés ouverts environ 5 mois à la partie inférieure et 2 mois à la partie supérieure avant d'être bourrés. Des trous verticaux avaient été ménagés pendant le remplissage aux surfaces de contact du béton des blocs et du béton des joints et ils ont été utilisés, après que le béton des joints a eu lui-même effectué son

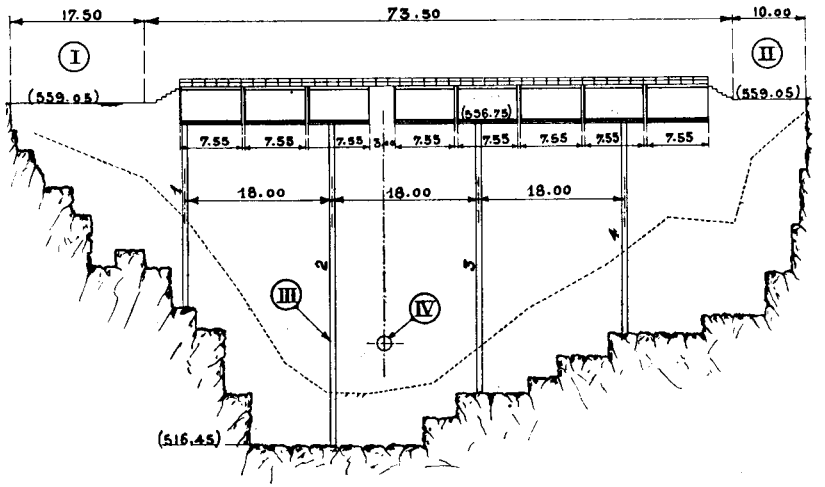


FIGURE 1.—**Barrage de la Bromme, vue d'aval développée.** — Elevation of downstream face. — Luftseitige Ansicht. — Vista desde aguas abajo.
I. **Culée rive droite.** — Right bank abutment. — Rechtes Widerlager. — Estribo derecho.
II. **Culée rive gauche.** — Left bank abutment. — Linkes Widerlager. — Estribo izquierdo.
III. **Joints de retrait.** — Shrinkage joints. — Schwindfugen. — Junta de contracción.
IV. **Vidange de fond.** — Emptying valve. — Grundablass. — Vaciado de fondo.

retrait, pour parachever par injections de coulis de ciment la liaison des bétons.

Ce dispositif de joints présente les avantages suivants:

En premier lieu, grâce aux redans, les blocs sont rendus plus facilement et plus étroitement solidaires entre eux. En second lieu, la seule masse de béton dont le retrait tende à rompre la liaison des blocs est le béton de remplissage des joints. Cet effet est donc beaucoup plus faible qu'avec l'ancienne méthode qui consistait à bétonner un bloc sur deux pendant une certaine période et reprendre ensuite les bétonnages sur les blocs laissés en attente. On subissait ainsi le retrait du béton d'un bloc tout entier. Enfin pour se mettre dans les conditions les plus favorables, le bourrage des joints peut se faire pendant l'hiver de façon à profiter de la contraction maximum des

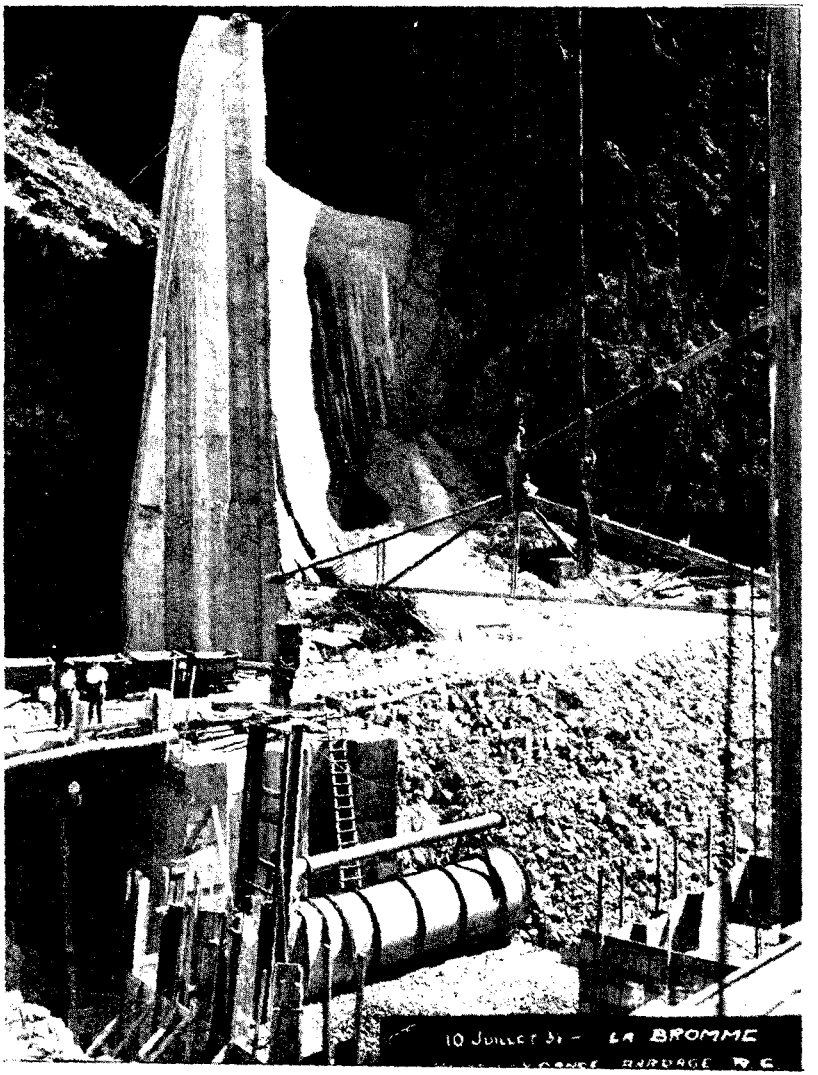


FIGURE 2.—**Barrage de la Bromme, vue prise pendant les travaux, montrant l'exposition des blocs du barrage pendant cette période.** — View during construction, showing exposure of the blocks during this period. — Ansicht während des Baues. — Vista durante la construcción de la obra. Se ve la situación de los bloques.

bétons. C'est ainsi qu'au barrage de la Bromme, on a bétonné les joints en décembre et janvier.

Aucun dispositif spécial d'étanchéité n'a été réalisé sur la trace des joints sur le parement amont du barrage qui a simplement été partiellement recouvert d'un enduit grillagé au ciment. On n'a également installé aucun dispositif de drainage.

Les observations que l'on a pu faire sur ce barrage depuis sa mise en service en octobre 1932 sont les suivantes: L'état général des joints est tout-à-fait satisfaisant. Les seuls points où des traces d'eau apparaissent sur le parement aval se trouvent dans la partie supérieure du barrage, vers la liaison de l'arc avec ses culées. En ces points on observe en effet quelques suintements, d'un débit d'ailleurs inappréciable, la rive gauche apparaissant plus humide que la droite. En outre, on peut indiquer une tendance à l'apparition d'humidité au sommet de l'arc.

Il convient de remarquer à ce sujet le régime particulier d'exploitation de ce barrage qui pieut n'être pas étranger à l'apparition de ces

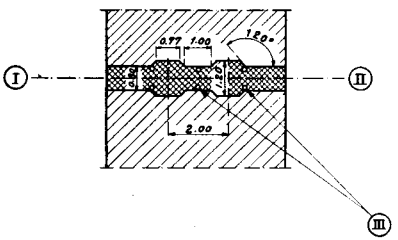


FIGURE 3.—**Barrage de la Bromme' coupe horizontale d'un joint.** — Horizontal section of a joint. — Horizontalschnitt durch eine Fuge.— Sección horizontal de una junta.
I. **Amont.** — Upstream. — Wasserseite. — Lado de aguas arriba.
II. **Aval.** — Downstream. — Luftseite. — Lado de aguas abajo.
III. **6 trous pour injections.** — 6 grouting holes. — 6 Einspritzlöcher. — 6 agujeros de inyección.

phénomènes. Ce barrage crée en effet une retenue de faible volume située entre deux usines dont celle d'amont est située au pied d'un barrage de très grande capacité (environ 125 x 10^6 m^3 utilisables). Il en résulte quotidiennement des oscillations du plan d'eau derrière le barrage en arc qui atteignent 6 mètres et davantage. Par suite de ces variations de charge, importantes et répétées, le barrage effectue donc tous les jours des déplacements élastiques alternatifs qui peuvent avoir une influence sur l'étanchéité de la partie supérieure de l'ouvrage.

BARRAGE DE GUERLÉDAN

Ce barrage est du type gravité. Hauteur maximum 55 m. Crête rectiligne de 200 m de longueur.

Fruits des parements: amont 0,03, aval 0,715, soit au total 0,745.

Ce barrage a été construit en béton de ciment de laitier à des dosages variant de 150 à 250 kgs par m^3. Ce dernier dosage était appliqué sur tout le parement amont, sur une épaisseur moyenne de 3 m 50. La mise en place du béton s'est faite au moyen de goulottes et de flèches à contrepoids.

L'ouvrage a été décomposé par des joints de contraction verticaux normaux au parement amont en tranches normales de 30 mètres (figure 4). Les blocs de rives, en raison des conditions topographiques et de la présence des ouvrages spéciaux (évacuateur de crues sur la rive droite, prise d'eau sur la rive gauche) on des longueurs réduites,

très voisines de 20 mètres. Malgré l'écartement relativement important des joints de contraction, il est de fait qu'on n'a constaté aucune fissuration du barrage, mais il y a lieu de remarquer que ce barrage est situé dans une région particulièrement tempérée et qui ne présente pas en hiver de froids rigoureux.

Les joints du barrage de Guerlédan sont du type "plein", c'est-à-dire que l'ouvrage a été construit en ne bétonnant simultanément qu'un bloc sur deux, de manière à laisser ceux-ci exécuter leur retrait (figure 5). Ensuite, on reprenait le bétonnage sur les blocs laissés en attente en ayant soin de passer un produit asphaltique sur la face déjà coulée, de façon à éviter l'adhérence des deux blocs. De cette façon on subit, pour l'ouverture des joints le retrait du béton d'un bloc sur toute sa longueur. Pour les joints centraux, on a observé des ouvertures maxima de l'ordre du millimètre (vers fin

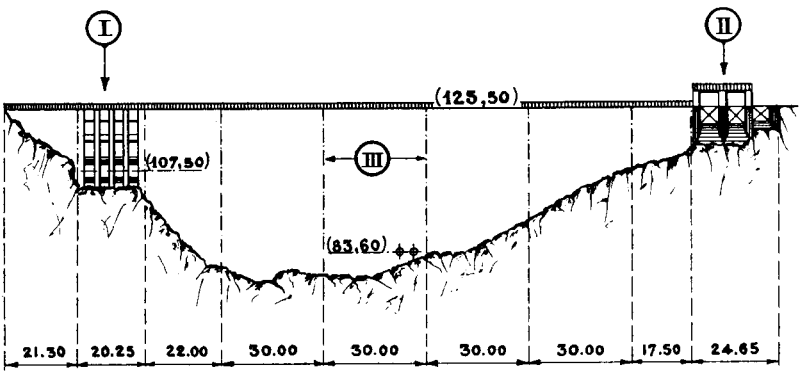


FIGURE 4.—**Barrage de Guerlédan, élévation amont.** — Guerlédan Dam, upstream elevation. — Talsperre Guerlédan, wasserseitige Ansicht. — Presa de Guerlédan, elevación desde aguas arriba.
I. **Prise d'eau.** — Intake. — Wasserfassung. — Toma de agua.
II. **Evacuateur de crues.** — Spillway. — Überfall-Wehr. — Vertedero de crecida.
III. **Joints de contraction.** — Contraction joints. — Dehnungsfugen. — Junta de dilatacion.

février) avec fermeture totale de juillet à octobre. Pour les joints extrêmes, l'amplitude est de l'ordre de 3 millimètres, la fermeture n'étant pas complète en fin de saison.

Les joints du barrage de Guerlédan sont plats, sans redans. Grâce en outre au tracé rectiligne de la crête, ils permettent donc aux blocs adjacents de prendre sans réaction mutuelle des déformations différentes. Ceci présente un inconvénient pour assurer un bon fonctionnement du dispositif d'étanchéité qui équipe la trace du joint sur le parement amont. On a en effet enregistré à Guerlédan une différence de 10 mm dans le sens amont aval dans la position de deux blocs voisins.

Les joints descendent depuis le couronnement du barrage jusqu'au radier de la galerie inférieure de visite. Il semble bien qu'il eut été préférable de les descendre jusqu'au rocher de fondation. En effet, après la mise en eau on a remarqué à la base de 2 joints de fortes venues d'eau provenant de fissures du massif de fondation (au-dessous du niveau du radier de la galerie de visite). On est d'ailleurs

parvenu à étancher ces fuites d'une manière satisfaisante par injection de ciment dans les fissures. Toutefois, le prolongement jusqu'au rocher du joint de contraction et de son dispositif d'étanchéité aurait vraisemblablement évité ces incidents. Nous verrons ci-après

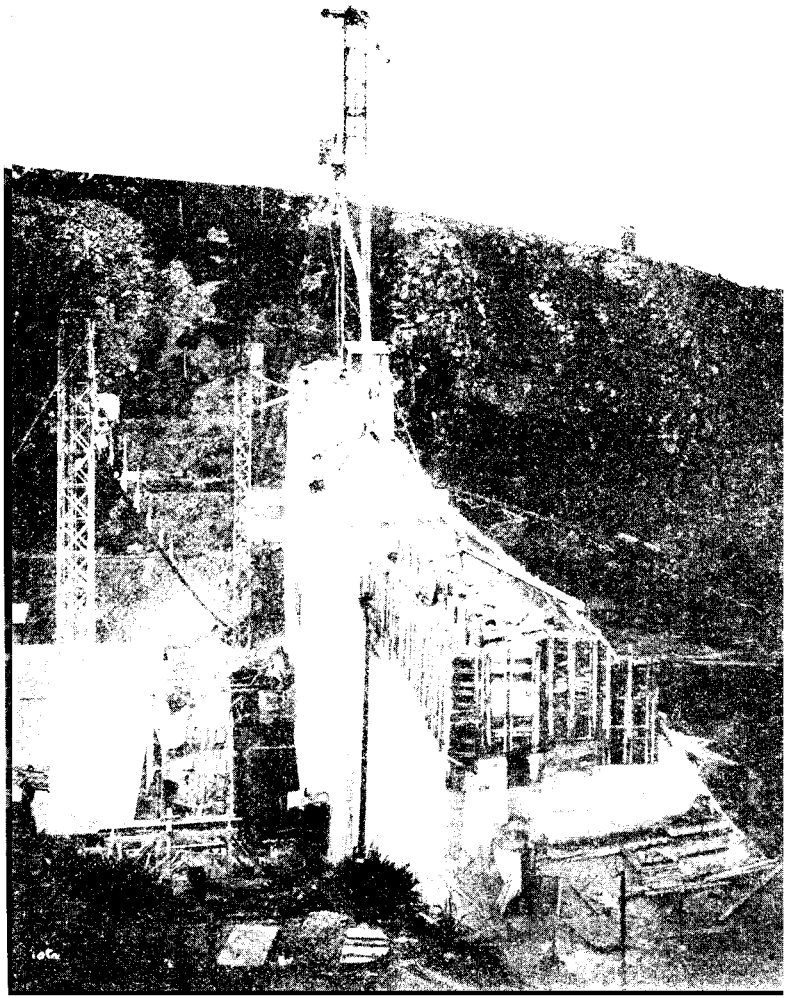


FIGURE 5.—**Barrage de Guerlédan, vue prise pendant la construction montrant les joints pleins du barrage.** — View during construction showing the flush joints of the dam. — Ansicht während des Baues: glatte Fugen. — Vista durante la construcción de la obra; juntas de poco espesor.

d'autres exemples de fuites apparaissant à la base de joints qui n'atteignaient pas le rocher. Ce résultat est d'ailleurs conforme aux théories de l'élasticité. L'extrémité d'un joint dans la masse de béton constitue un point singulier dont la présence peut être suffisante

pour faire croître les tensions internes bien au-delà des limites admissibles et ceci, même si au point en question et en l'absence de joints, les tensions eussent conservé une valeur admissible. La solution est donc de descendre tous les joints jusqu'au rocher en adoptant entre eux un écartement convenable.

Le système d'étanchéité adopté à Guerlédan est le suivant (figure 6):

Le parement amont du barrage est découpé de façon à laisser dans l'axe du joint un évidement pentagonal de 1 m x 1 m 10. L'enduit du parement, ainsi que la peinture asphaltique qui recouvre cet enduit sont retournés à l'intérieur de l'évidement mais présentent une coupure au droit du joint. Le fond de la cavité est garni d'un cordon bitumineux de 6 mm d'épaisseur, de façon à créer une membrane plastique et imperméable. On coule ensuite dans le puits polygonal créé par la cavité une baguette en béton armé. La peinture asphal-

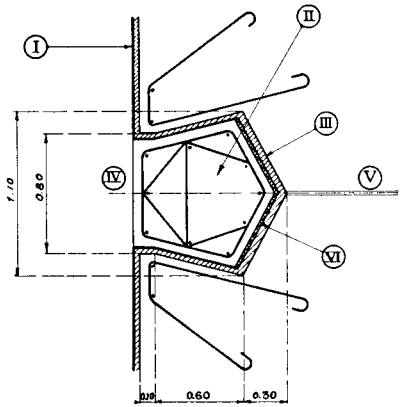


FIGURE 6.—**Barrage de Guerlédan, Dispositif d'étanchéité.** — Watertightness system. — Dichtungsvorrichtung. — Dispositivo de impermeabilización.

I. **Peinture bitumineuse.** — Bituminous painting. — Bitumenanstrich. — Pintura bituminosa.

II. **Baguette en béton armé.** — Reinforced concrete bead. — Dichtungsstab aus Eisenbeton. — Barra de hormigón armado.

III. **Enduit de ciment.** — Coating of cement. — Zementputz. — Capa de cemento.

IV. **Parement amont.** — Upstream face. — Wasserseitige Verkleidung. — Paramento de aguas arribas.

V. **Joint de contraction.** — Contraction joint. — Dehnungsfuge. — Junta de dilatación.

VI. **Produit bitumineux, épaisseur 6 mm.** — Bituminous product, thickness 6 mm. — Bitumendichtung, 6 mm dick. — Producto bituminoso, 6 mm de espesor.

tique évite l'adhérence de la baguette sur les blocs du barrage. L'idée de ce dispositif était d'éviter le cheminement vers l'aval des infiltrations pouvant naître par suite de l'ouverture des joints, grâce à l'effet de la pression hydraulique appliquant fortement sur son siège cette baguette en forme de coin.

Le principal écueil au bon fonctionnement de ce dispositif est le déplacement relatif appréciable des blocs adjacents que nous venons de signaler précédemment. De ce fait, on observe en effet sur deux des joints des venues d'eau sensibles qui doivent être colmatées à l'aide de scories. En outre, pour assurer dans les meilleures conditions l'effet de coin, il serait indispensable d'assurer un soin tout particulier à la construction des baguettes et au dressage des parois. On verra plus loin une solution qui rend le système d'étanchéité indépendant de ces sujétions de contact entre les bétons de la baguette et des blocs.

Enfin, pour empêcher le cheminement dans les joints de venues d'eau franchissant le dispositif étanche, un puits de drainage situé

immédiatement en aval et à cheval sur le joint est destiné à collecter ces fuites.

Le barrage de Guerlédan a été exécuté sans joints de retrait perpendiculaires aux joints de contraction. Il n'a fait l'object d'aucune remarque quant aux fissurations de retrait dans cette seconde direction. Le système de joints de contraction adopté se prête d'ailleurs mal aux observations des faces latérales de tous les blocs. Il convient de remarquer, à propos des phénomènes de retrait, que ce barrage a été construit en béton de ciment de laitier à faibles dosages, c'est-à-dire dans des conditions qui dégagent relativement peu de chaleur au moment de la prise. En outre, les vitesses de bétonnage ont été assez modérées puisque le volume maximum mis en place

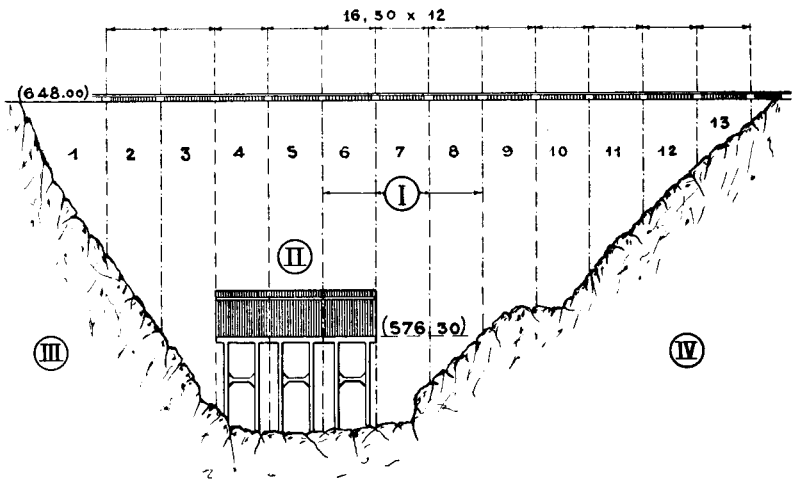


FIGURE 7.—**Barrage de Sarrans, élévation amont.** — Sarrans Dam, upstream elevation. — Talsperre Sarrans, wasserseitige Ansicht. — Presa de Sarrans, elevación desde aguas arriba.
I. **Joints de contraction.** — Contraction joints. — Dehnungsfugen. — Juntas de dilatación.
II. **Prise d'eau.** — Intake. — Wasserfassung. — Toma de agua.
III. **Rive gauche.** — Left bank. — Linkes Ufer. — Orilla izquierda.
IV. **Rive droite.** — Right bank. — Rechtes Ufer. — Orilla derecha.

pendant un mois a été 5.000 m³. D'ailleurs quelques expériences faites sur la température interne de la masse au moyen de sondes thermo-électriques ont montré que la différence de température avec l'extérieur atteignait au maximum 20 degrés centigrades.

BARRAGE DE SARRANS

Le barrage de Sarrans est un barrage-poids d'environ 100 m de hauteur et qui présente en plan une courbure de 475 mètres de rayon (figure 7). Les fruits des parements sont respectivement: amont 0,03; aval 0,77, soit au total 0,80.

Ce barrage a été construit dans sa partie inférieure, sur environ 30 m de hauteur à partir du point le plus bas des fondations, en béton de ciment Portland antificiel (dosages variant de 290 à 180 kgs de ciment

au m³ de béton) et dans sa partie supérieure sur environ 70 m de hauteur, en béton de ciment de laitier (dosages variant de 240 à 150 kgs de ciment au m³ de béton). Le dosage du parement amont n'a jamais été inférieur à 195 kgs de ciment.

Le béton a été mis en œuvre au moyen d'une installation générale de goulottes, tours de relevage et flèches à contrepoids. Le dosage en eau était de 180 litres par m³ de béton.

Le barrage a été divisé en blocs par des joints creux, avec faces à redans, espacés d'environ 16 m 50 entre axes (figure 8). Les considérations qui ont conduit à adopter cet écartement sont les suivantes:

Le barrage de Sarrans est traversé par 3 conduites forcées en tôle d'acier de 3 m de diamètre et alimentant chacune un groupe turbine alternateur situé dans un bâtiment d'usine implanté immédiatement au pied aval du barrage. Les épaisseurs des tôles des conduites ont été calculées d'après les règles admises pour les conduites à l'air libre. L'entr'axe des groupes fixait l'implantation des conduites. En plaçant chacune de celles-ci dans l'axe d'un bloc, on était conduit à adopter une cote de 16 m 50 pour l'écartement des axes des joints

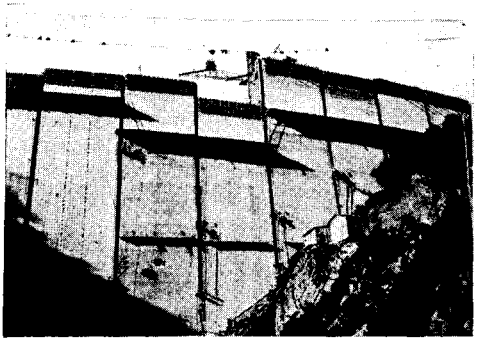


FIGURE 8.—**Barrage de Sarrans, vue du parement amont.** — Upstream face. — Ansicht der wasserseitigen Verkleidung. — Vista del paramento aguas arriba.

de contraction. Cette valeur coincidant parfaitement avec les normes admises a été définitivement adoptée.

On a parfois proposé, dans le cas de conduites forcées traversant le barrage, comme à Sarrans, de situer les joints de contraction à cheval sur les conduites, avec l'idée que la présence de ces conduites dans la masse du béton était susceptible de provoquer une fissuration du parement amont et qu'on pouvait avoir de très grosses difficultés pour assurer l'étanchéité autour de la conduite. Il est à remarquer qu'à Sarrans, avec la disposition inverse, conduites forcées dans l'axe des blocks, on n'a abouti à aucune fissuration et les fuites, recueillies dans un anneau de drainage qui fait le tour de chaque conduite derrière le parement amont sont pour chacune d'elles de l'order de 0,2 litre/minute, c'est-à-dire tout-à-fait insignifiantes.

Le bloc d'extrémité rive gauche se présente avec une longueur différente des autres. Il mesure, en crête, environ 24 m 50. Le rocher présente en effet à cet endroit une pente très forte et si l'on avait conservé la disposition des autres joints, on aurait été conduit à exécuter contre la rive un bloc ayant 7 m de longueur en crête, dans de mauvaises conditions de stabilité. On a donc laissé au bloc de

rive une longuer totale de 24 m 50. Or une fissure est apparue à environ 18 mètres de l'axe du joint voisin prouvant ainsi la trop grande longueur du bloc exécuté. Étant données les conditions topographiques particulières, nous croyons toujours qu'il eut été mauvais de couper le bloc par un joint creux supplémentaire. La bonne solution aurait consisté dans l'exécution d'un joint plein muni à l'amont

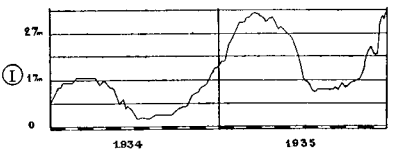


FIGURE 9.—**Barrage de Sarrans, variations d'ouverture de la fissure du bloc 1.** — Width variations of the crack on block 1. — Variationen der Öffnung des Risses im Betonblock No. 1. — Variaciones de la abertura de la grieta del bloque No. 1.
I. **Échelle des longueurs.** — Scale of lengths. — Längenmasstab. — Escala de longitudes.

du dispositif d'étanchéité. La graphique figure 9 montre la variation d'écartement de deux repères scellés de chaque côté de la fissure.

Au cours de l'hiver 1934–35, cette fissure étant, en observation a laissé passer un débit maximum de 140 litres/min., l'extrémité inférieure de la fissure étant à 10 mètres audessous du plan d'eau. Son colmatage s'obtient en laissant tomber dans la retenue du

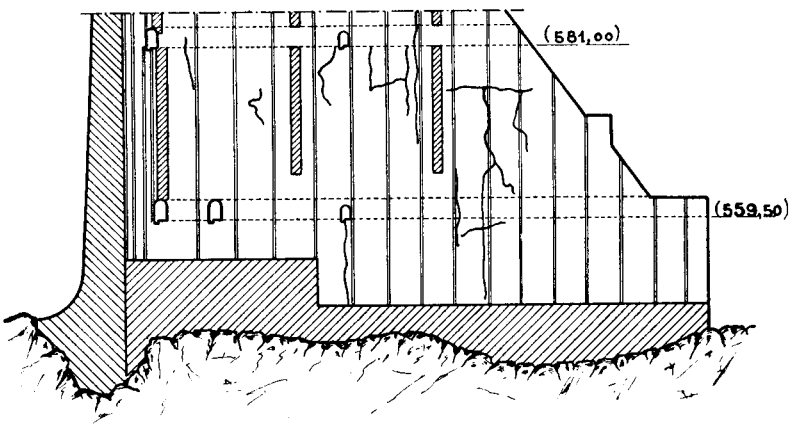


FIGURE 10.—**Barrage de Sarrans, fissuration de retrait à la partie inferieure du bloc 3.**—Shrinkage cracks on lower part of block 3.—Schwindungsrisse an der unteren Seite des Betonblocks No. 3. — Grietas de contracción en la parte inferior del bloque No. 3.

mâchefer pulvérisé; on réduit ainsi le débit à quelques suintements non mesurables.

Les joints sont du type creux avec faces à redans, sans ferraillage des angles.

On reproche parfois aux faces à redans de présenter deux inconvénients:

1°, le risque de cisaillement de ces redans,

2°, l'apparition de fissures dans les angles rentrants qu'ils déterminent sur les faces des blocs.

À Sarrans aucune constatation spéciale n'a été faite sur le cisaillement des redans. Par contre, on a effectivement relevé des fissures apparentes sur les faces des blocs. Mais, comme en fait foi la figure 10 reproduite à titre d'exemple, ces fissures ne suivent pas systématiquement les redans et, même en l'absence de ceux-ci, le retrait aurait certainement produit une fissuration analogue.

Comme on le verra plus loin, la cimentation de ces fissures est d'une opération très facile et qui ne comporte pas d'aléas.

Par contre les redans, en empêchant des mouvements relatifs importants, dans le sens amont-aval, de deux blocs adjacents, permettent d'assurer plus efficacement l'étanchéité à la partie amont du joint.

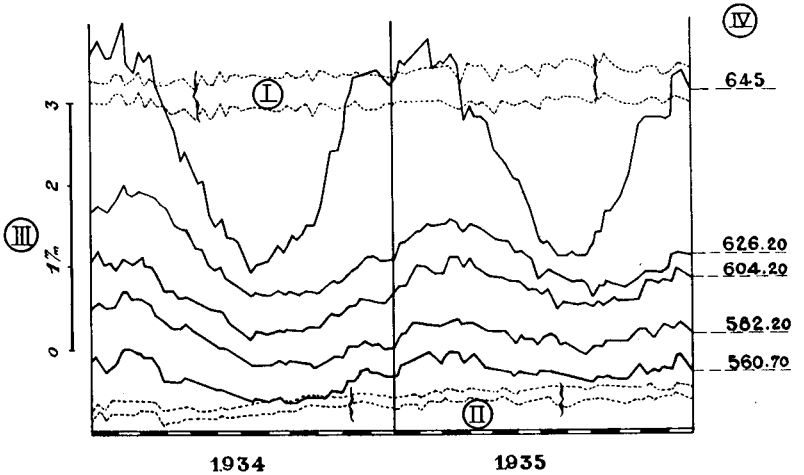


FIGURE 11.—**Barrage de Sarrans, variations d'ouverture du joint 6–7 à différents niveaux.**—Width variations of joint 6–7 at several levels. — Variationen der Öffnung der Fuge 6–7 in verschiedenen Höhen. — Variaciones de la abertura de la junta 6–7 en diferentes niveles.

I. **Bases auxiliaires à la cote (645.00).** — Auxiliary bases at level (645.00).— Hilfsbasen an der Bausohle (645.00). — Base auxiliar al nivel (645.00).

II. **Bases auxiliaires à (560.70).** — Auxiliary bases at level (560.70). — Hilfsbasen an der Bausohle (560.70). — Base auxiliar al nivel (560.70).

III. **Échelle des longueurs.** — Scale of lengths. — Längenmasstab. — Escala de longitudes.

IV. **Niveaux.**—Levels. — Bausohlen. — Niveles.

Le type de "joint creux" a été choisi de préférence au "joint plein" pour les avantages suivants, déjà reconnus sur des exemples antérieurs et notamment au barrage de la Spitallamm dont les dispositions de joints ont largement inspiré ceux de Sarrans.

1°, Élimination de la chaleur de prise. Celle-ci se fait également bien pour tous les blocs alors qu'une moitié des blocs est défavorisée dans le cas de l'exécution de joints pleins.

2°, Examen possible des face latérales de tous les blocs. On peut vérifier les traces de fissuration perpendiculaires à ces faces, suivre leur évolution et, si besoin est, les traiter en conséquence au moment opportun.

3°, Ouverture minima des joints.

En bourrant les joints pendant l'hiver et après que le béton des blocs a effectué son retrait, les seuls phénomènes qui tendront à ouvrir un joint seront ceux dûs au retrait et à la contraction du béton de bourrage de ce joint. Il en résultera une moindre fatigue pour le système étanche.

Les graphiques figure 11 et figure 12 montrent les variations d'ouverture des joints de Sarrans. Des résultats ont été obtenus en mesurant la longuer d'une base constituée par deux repères distants de 1 m. 50 environ situés de part et d'autre du joint. Pour pouvoir tenir compte des déformations élastiques de cette base, indépendamment de la présence du joint, on mesure également les variations de longueur des deux bases auxiliaries, situées chacune entièrement de part et d'autre du joint. Dans le cas de Sarrans, on voit sur l'exemple du joint 6–7 que l'amplitude des variations des bases latérales auxiliaires est négligeable vis-à-vis des variations d'ouverture des joints, surtout dans les parties hautes.

4°, Facilités de bétonnage.

Par l'ancien procédé consistant à montrer les blocs décalés en deux séries, on ne disposait comme aire de bétonnage que de la moitié de la surface horizontale du barrage. En outre, à la reprise du bétonnage sur les blocs laissés en attente, les manoeuvres des appareils de mise en place étaient gênées entre les faces latérales des blocs voisins. Tous ces inconvénients disparaissent avec les joints creux et l'on gagne ainsi énormément de temps dans les déplacements de personnel et de matériel (coffrages par exemple).

Toutefois, à Sarrans, une disposition particulière a été adoptée dans la partie amont du joint. Au voisinage du parement amont, le joint creux a été remplacé par un joint plein sans redans (figure 13). Les bétons de deux blocs adjacents ont été coulés l'un contre l'autre avec une simple interposition de peinture bitumineuse, après décoffrage du joint plein, sur la face du bloc exécuté en premier. La continuation du joint creux sur toute la largeur du barrage aurait eu les invonvénients suivants:

1°, Chaque joint aurait nécessité deux dispositifs d'étanchéité sur le parement amont.

2°, Les très fortes crues de la rivière ne pouvaient être évacuées par les galeries de dérivation, sans que le niveau de l'eau dépassât la crête du batardeau amont. L'usine étant située immédiatement au pide du barrage, une crue survenant pendant la construction et passant à travers des joints creux continus aurait inondé les chantiers et créé un courant qui aurait pu entraîner les installations et amener des catastrophes. Avec un joint plein à l'amont, les plus fortes crues ont eu pour seule conséquence une mise en charge partielle du barrage, sans que les fuites à travers ces joints présentent de danger pour les chantiers. (Figures 14.)

La construction de joints creux nécessite par contre une opération complémentaire: leur bourrage en béton; mais celle-ci ne présente pas de difficulté.

Le système général de bétonnage des blocs (goulottes, tours et flèches) a servi au bourrage des joints. Cette opération s'est faite en

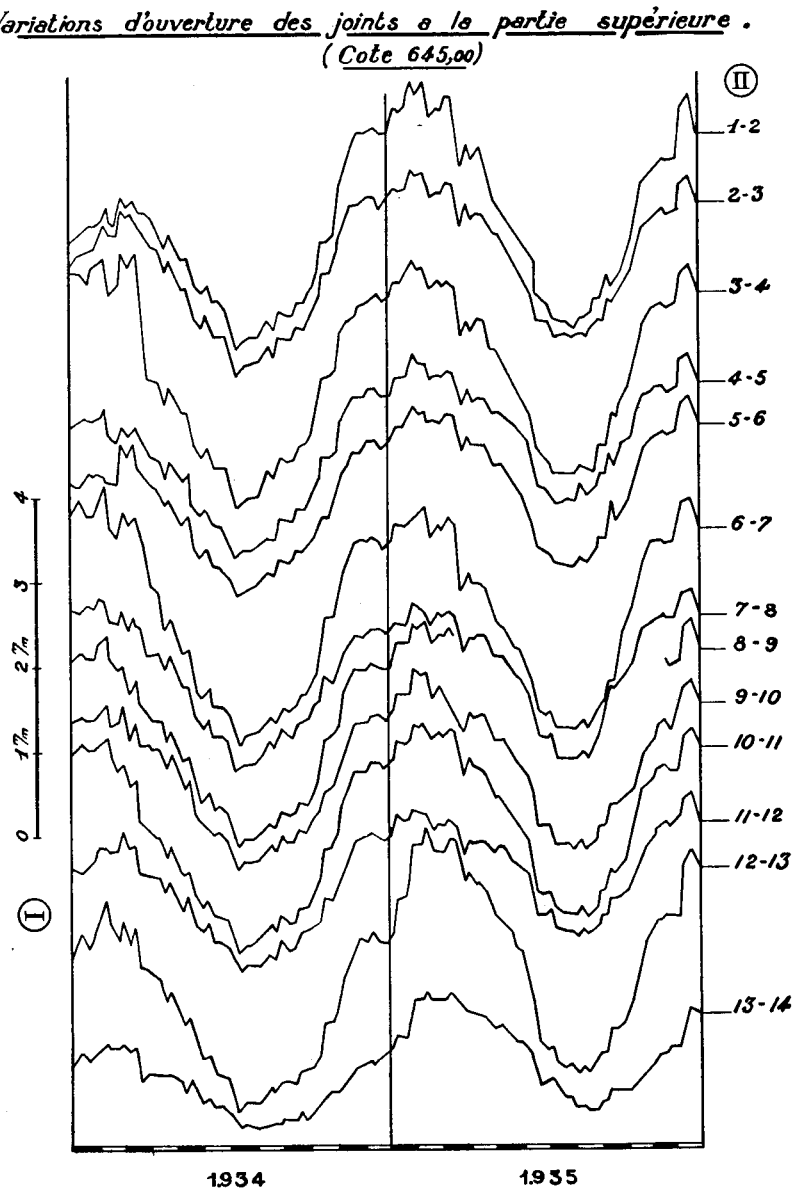


FIGURE 12.—**Barrage de Sarrans, variations d'ouverture des joints à la partie supérieure.** — Width variations at upper part of joints. — Variationen der Fugenöffnungen an der Oberseite. — Variaciones de la abertura de las juntas en la parte superior.

I. **Échelle des longueurs.** — Scale of length. — Langenmasstab. — Escala de longitudes.

II. **Joints.** — Fugen. — Juntas.

deux étapes: en premier lieu, bourrage jusqu'à mi-hauteur du barrage, en second lieu, un an après bourrage du reste. On a choisi pour ces opérations les périodes d'hiver, de manière à profiter de la contraction saisonnière maxima des blocs et améliorer l'effet de clavage que l'on doit attendre de la disposition à redans et de la courbure du barrage.

Le béton, amené au-dessus du joint tombait verticalemente d'une hauteur qui a atteint jusqu'à 55 m. Le début de la chute était guidé dans des tuyaux suspendus sur environ la moitié de la hauteur. La vitesse des matériaux arrivant ainsi au point de mise en oeuvre est

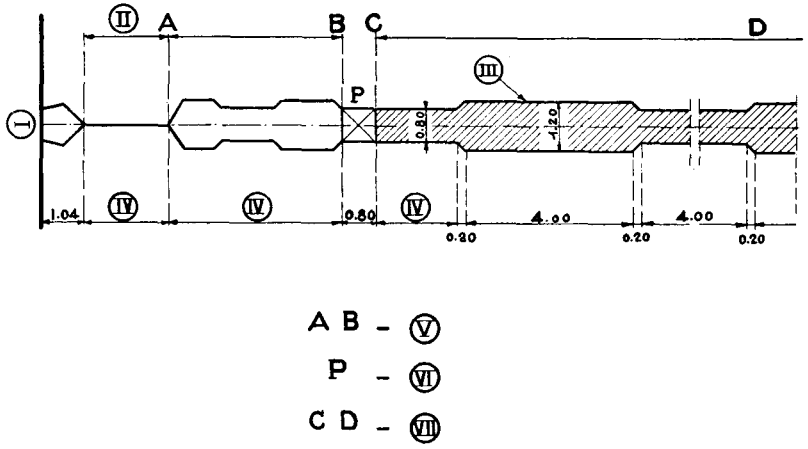


FIGURE 13.—**Barrage de Sarrans, coupe horizontale d'un joint.** — Horizontal section of a joint. — Horizontalschnitt durch eine Fuge. — Sección horizontal de una junta.

I. **Parement amont.** — Upstream face. — Wasserseitige Bekleidung. — Paramento de aguas arriba.

II. **Joint plein.** — Flush joint. — Glatte Fuge. — Junta delgada.

III. **Joint creux.** — Slot. — Hohle Fuge. — Junta hueca.

IV. **Variable.** — Veränderlich.

V. **Partie amont du joint creux pouvant être ultérieurement bourrée de béton.** — Upstream part of slot in joint, provided for a possible future filling with concrete. — Wasserseitiger Teil einer hohlen Fuge, nachher zu ausfüllen. — Parte de aguas arriba de la junta hueca que puede ser llenada de hormigón.

VI. **Puits de drainage.** — Drainage well. — Dränageschacht. — Pozo de drenaje.

VII. **Partie aval du joint creux bourrée de béton.**—Downstream part of the slot filled with concrete. — Luftseitiger Teil einer hohlen Fuge, mit Beton ausgefült. — Parte de aguas abajo de la junta hueca llenada de hormigón.

telle qu'ils s'enfoncent dans la couche de béton en coulage et on obtient un effet de damage tout à fait remarquable. Toutefois, pour un point de chute donné, cet effet s'exerce efficacement dans un rayon d'action limité. D'autre part, le déplacement continu du point de chute dans ce mode de mise en oeuvre présente de sérieuses difficultés matérielles. On a donc compartimenté les joints, dans le sens de l'épaisseur du barrage par un certain nombre de baguettes en béton, montées, en même temps que les blocs eux-mêmes; de cette manière, les dimensions des prismes à bétonner avec un seul point de chute étaient: longueur environ 15 m, largeur moyenne 1 mètre. Avec ces dimensions, la mise en place du béton a été obtenue par couches presque rigoureusement horizontales.

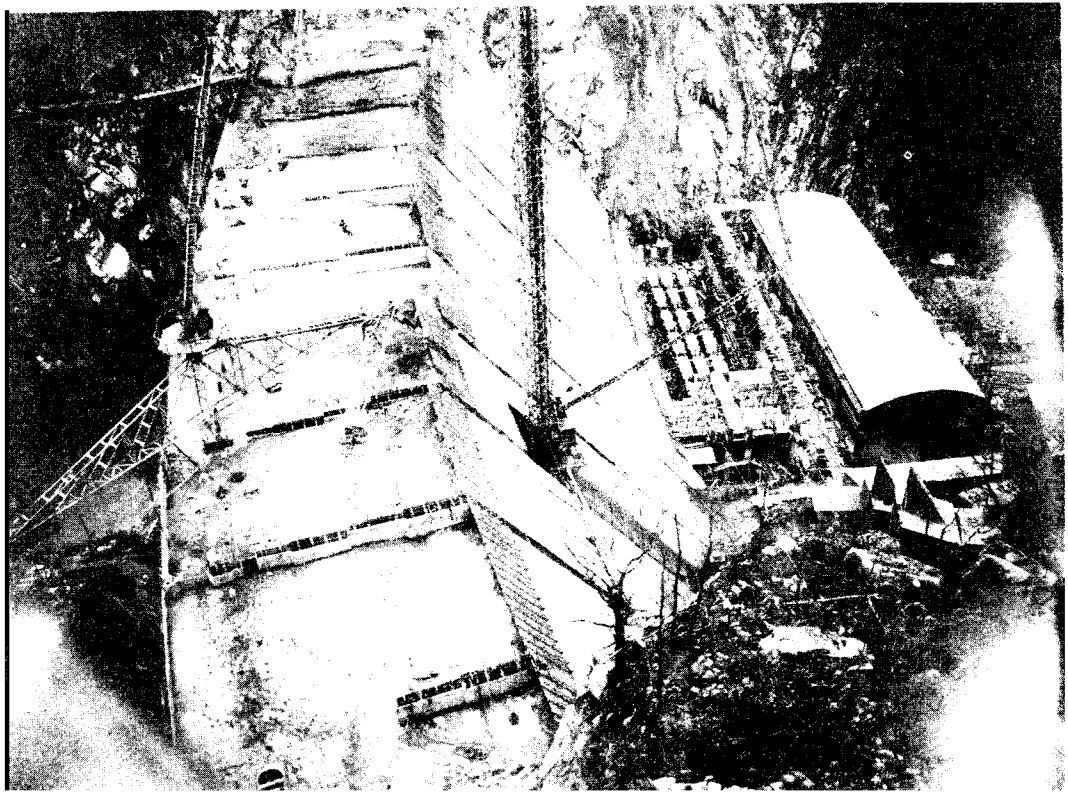


FIGURE 14.—**Barrage de Sarrans, vue montrant les joints. Usine au pied du barrage.**—View showing open joints. Power house at the foot of the dam. — Ansicht der Fugen. Maschinenhaus am Fusse der Staumauer.—Vista de las juntas. Central de fuerza motriz al pie de la presa.

Les joints du barrage n'ont été remplis que dans la partie située à l'aval de l'emplacement prévu comme puits de drainage. On peut ainsi examiner sur toute la hauteur la trace aval du joint plein. Toutes les dispositions ont été prises pour pouvoir bourrer la partie du joint creux située à l'amont du puits de drainage si, dans l'avenir, on en voyait l'utilité.

Pour éviter l'adhérence du béton des blocs avec celui des joints, les faces latérales ont été partiellement enduites d'une peinture asphaltique.

Au cours du bétonnage des joints, on a observé des sorties de laitance par certaines des fissures visibles dans les galeries et communiquant avec les joints. Ce fait prouvait que la cimentation des fissures se faisait automatiquement grâce à l'important effet de compression que subit la masse mi-fluide, miplastique du béton fraichement coulé dans les joints par suite de la grande hauteur de chute.

L'injection des fissures par le bourrage des joints s'est encore vérifiée de la façon suivante: Un an après l'achèvement de ce bourrage, on a procédé, au cours de l'hiver 1934–35 à l'injection des joints. Au cours de ce travail, on n'a plus constaté aucune sortie de laitance dans les galeries. Le bétonnage des joints avait donc bien cimenté efficacement les fissures atteignant les faces latérales des blocs.

Les observations faites à Sarrans mettent également en relief la nécessité de descendre les joints jusqu'à la fondation. Nous avons déjà indiqué que la forte inclinaison de l'appui rive gauche présentait des difficultés pour l'exécution des joints creux. Aussi la cote de départ de ces joints avait été fixée par la nécessité de disposer d'une petite assise horizontale pour éviter le glissement du bloc de rive sur sa fondation. Divers joints du barrage ont été ainsi exécutés avec un écart appréciable entre la cote de départ et le rocher. A la mise en eau on a constaté des fuites sortant par des fissures prolongeant ces joints, fuites qui ont dépassé 30 litres/minute par joint. Pour colmater ces venues d'eau, on a injecté du ciment dans les fissures. C'est ainsi qu'en particulier pour deux des joints incriminés, on a dû injecter respectivement 24 tonnes et 12,5 tonnes de ciment. Cette opération a parfaitement réussi, sauf pour le joint 1–2, à l'extrémité rive gauche du barrage, à la base duquel on constate encore pendant l'hiver des sorties d'eau atteignant près de 20 litres/minute. La solution eut été de séparer les blocs à leur partie basse par un joint plein, au-dessous de la cote de départ du joint creux, et de prolonger également le dispositif d'étanchéité dans l'axe du joint plein.

Il reste maintenant à examiner le dispositif d'étanchéité des joints du barrage de Sarrans.

Des observations du barrage de Guerlédan, on pouvait déduire qu'il valait mieux rechercher l'étanchéité par application dans le dièdre aval du logement de la baguette d'un produit bitumineux plastique que par l'appui du béton de la baguette.

Le choix du produit bitumineux était dicté par les conditions suivantes:

Avant tout, il devait être rigoureusement neutre vis-à-vis du béton et insoluble. Ensuite, pour assurer l'étanchéité, il était nécessaire qu'il adhérât bien au béton pour éviter une circulation d'eau à la surface de contact bitume-béton. En outre, le produit devait rester

convenablement plastique (ni cassant, ni trop mou) pour toutes les conditions de températures et de pression hydrostatique auxquelles il pourrait être soumis. Enfin, il devait offrir une résistance suffisante pour ne pas être chassé par la pression de l'eau dans l'ouverture des joints.

Les recherches n'ont porté que sur les produits de distillation du pétrole comme répondant le mieux, dans leur ensemble, aux conditions précédentes. Après essais, deux bitumes ont été retenus dont les caractéristiques physiques sont les suivantes:

	Bitume E	Bitume R
Densité à 25° C	1, 05	1, 05.
Pt de fusion (Ring and Ball)	51 à 58° C	78 à 88° C.
Pénétration à 25° C	40 à 50	14 à 24.
Ductilité à 25° C	supérieur 100 cm	3 à 6 cm.

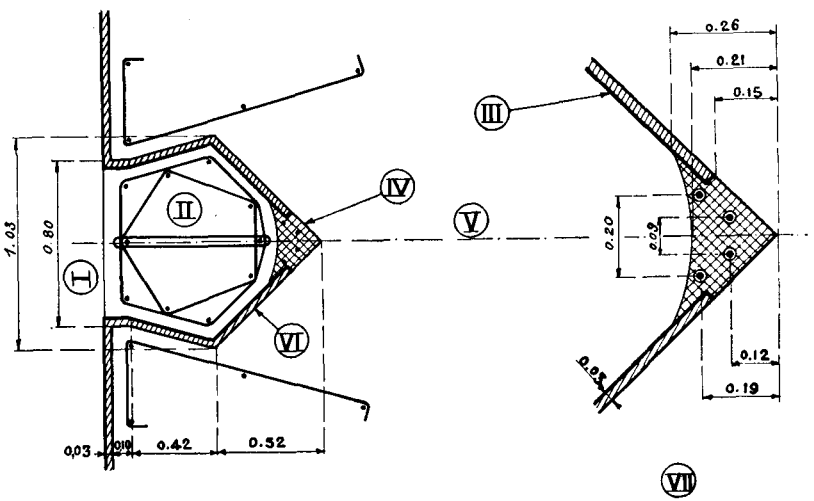


FIGURE 15.—**Barrage de Sarrans, dispositif d'étanchéité.** Watertightness system. — Dichtungsvorrichtung. — Dispositivo de impermeabilización.

I. **Parement amont.** — Upstream face. — Wasserseitige Verkleidung. — Paramento de aguas arriba.

II. **Baguette en béton armé.** — Reinforced concrete bead. — Dichtungsstab aus Eisenbeton. — Barra de hormigón armado.

III. **Peinture bitumineuse.** — Bituminous painting. — Bitumenanstrich. — Pintura bituminosa.

IV. **Prisme d'asphalte avec circuits électriques de réchauffage.** — Asphalt prism with reheating circuits. — Asphaltprisma mit elektrischem Heizstromkreis. — Prisma de asfalto con circuito de recalentar.

V. **Axe de joint.** — Center line of joint. — Fugenachse. — Eje de la junta.

VI. **Enduit de ciment.** — Coating of cement. — Zementputz. — Capa de cemento.

VII. **Détail du prisme d'asphalte et position des fils.** — Details of the asphalt prism and location of conductors. — Einzelheiten des Asphaltprismas und des Stromleiters. — Detalle del prisma de asfalto y posición de los alambres.

Le bitume E a été utilisé depuis le fond jusqu'à 18 m de la crête, et le bitume R sur les 18 m supérieurs.

L'adhérence de ces bitumes est excellente aussi bien sur béton que sur enduit, à condition que la surface d'application soit bien sèche, dépourvue de toute matière pulvérulente et, dans le cas d'un enduit, à condition qu'il ne présente pas une surface glacée.

On a tenté de trouver un produit dont on enduirait préalablement le béton et qui faciliterait l'adhérence du bitume en autorisant moins de précaution dans le nettoyage et le séchage des surfaces. C'est dans ce but que sur les 18 mètres supérieurs on a appliqué sur le béton une peinture bitumineuse. Mais les résultats de toutes ces expériences ne mettent pas en évidence d'une manière indiscutable, une amélioration sensible de l'adhérence.

A la suite de ces divers essais, les dispositions du système d'étanchéité ont été adoptées telles qu'elles sont représentées sur la figure 15.

L'enduit du parement amont n'a été que partiellement retourné dans le logement de la baguette, de façon que le bitume soit directement au contact du béton des blocs. On évite ainsi des risques de cheminement de l'eau jusqu'au joint à la surface de liaison enduit-béton, en cas de décollement de l'enduit.

Le bitume, chauffé vers 120 à 150° C. était coulé par tranches de 2 mètres de hauteur au maximum à l'intérieur d'un coffrage métallique. Pour éviter son affaissement sous l'influence de son poids propre, on ne décoffrait le bitume que plus de 24 heures après son coulage et au moment de bétonner la baguette en béton armé.

Celle-ci a donc pour rôle primordial de maintenir le bitume en place et elle doit être simplement considérée comme une protection mécanique et thermique du joint bitumineux.

Le système d'étanchéité ainsi conçu est complété par un dispositif de réchauffage qui répond à l'idée suivante: si on dispose à l'intérieur du prisme de bitume d'un circuit de chauffage permettant de porter ce produit à une température suffisante pour qu'il devienne fluide, on conçoit aisément que par ce moyen on pourrait étancher les fuites qui se révéleraient dans les joints après la mise en eau. On s'est arrêté au mode de chauffage par circuit électrique en raison de sa simplicité d'installation: une grande boucle en forme d'U, constituée par un fil métallique dont les deux extrémités émergent à la partie supérieure du prisme et entre lesquelles on crée une différence de potentiel convenable. Ce chauffage doit évidemment être conduit avec prudence pour ne pas cokéfier le bitume au contact des fils, mais des essais préalables ont montré qu'on pouvait très bien éviter ce danger et à la suite de ceux-ci, on a adopté une installation constituée par 4 fils de fer galvanisés de 5 mm de diamètre, groupés 2 par 2 pour former un circuit et on a admis qu'on appliquerait une différence de tension calculée à raison de 1 volt par mètre de conducteur.

On a ainsi commencé l'exécution du système d'étanchéité à l'amont des joints, mais des observations ultérieures nous ont conduits à apporter des modifications.

En particulier lorsqu'on chauffe le bitume de 25 à 150° C. on constate un gonflement qui atteint environ 5 à 10% du volume initial. Il s'ensuit en même temps une diminution de la densité qui devient

inférieure à celle de l'eau. En cas de réchauffage du bitume à un niveau inférieur à la surface de la retenue, on risque donc de produire son émulsion, son refoulement dans la fente du joint et la destruction de l'étanchéité.

On a donc renoncé à réchauffer le bitume dans les parties qui se trouvent toujours immergées. On a arrêté les premiers circuits à 18 mètres au-dessous de la crête et au-dessus de ce niveau, on est reparti jusqu'au couronnement avec de nouveaux circuits.

Auparavant, pour la partie inférieure, on a utilisé les possibilités qu'offrait le non achèvement des baguettes pour faire un réchauffage très soigné sur tout l'ensemble de cette partie, et à la fin de cette opération on a laissé passer pendant 48 heures environ un courant

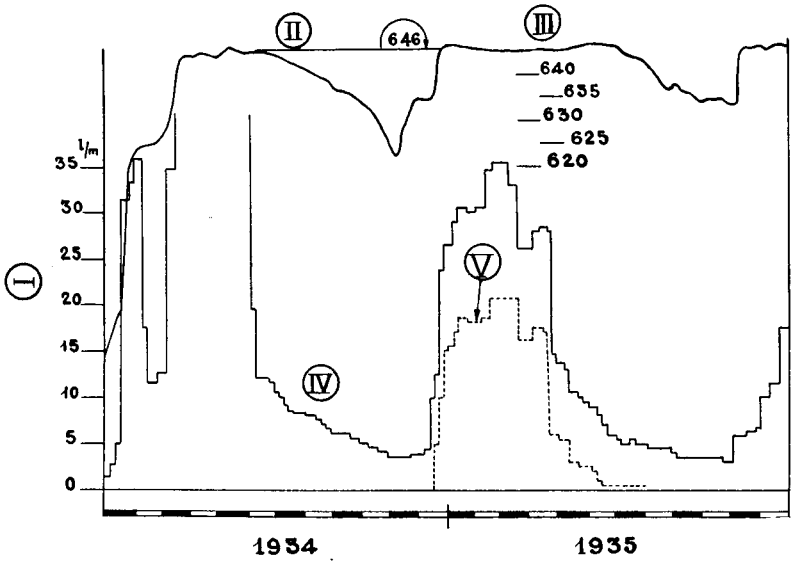


FIGURE 16.—**Barrage de Sarrans, fuites des joints.** — Leakages through joints. — Fugendurchsickerung. — Filtraciones a través de las juntas.
I. **Débit en litres/min.** — Discharge in litres/min. — Wassermenge l/min. — Caudal l/min.
II. **Retenue normale.** — Normal water level. — Normale Stauspiegel. — Embalse normal.
III. **Niveaux de la retenue.** — Water levels. — Stauspiegelhöhe. — Nivel de embalse.
IV. **Total des fuites de tous les joints.** — Total leakages from all the joints. — Gesamtbetrag der Fugensickerungen. — Total de escapes de todas la juntas.
V. **Joint 1-2.** — Fuge 1-2. — Junta 1-2.

progressivement décroissant de manière à conserver autour des fils une gaîne liquide et concentrer le retrait à la surface supérieure de prisme.

Quant aux 18 mètres supérieurs qui émergent normalement tous les ans, ses circuits de chauffage pourront être utilisés si l'on observait des fuites dans cette partie.

La retenue de Sarrans a été remplie pour la première fois à son niveau normal en mars 1934. L'expérience de ces joints est donc relativement récente. Toutefois, jusqu'ici, le dispositif étanche a rempli son rôle avec une efficacité absolument satisfaisante. La figure 16 montre bien la faible valeur des fuites qui franchissent ce dispositif. Ce graphique représente la totalité des fuites des joints, c'est-à-dire provenant d'une part des fissures prolongeant les joints à leur partie inférieure, d'autre part des imperfections du système d'étanchéité. L'importance des fuites, au début de la mise en eau, provient des fissures de la fondation ainsi qu'on l'a précédemment exposé. Après leur traitement par injection de ciment, qui s'est poursuivi jusqu'au début de juin 1934 et qui a réduit ces venues d'eau à des suintements inappréciables, le débit inscrit sur ce graphique représente donc bien effectivement les infiltrations non arrêtées par le prisme de bitume. On voit que ce débit est tombé à 10 litres par minute pour l'ensemble des 13 joints du barrage qui mesurent au total 830 mètres de longueur.

Cependant au début de 1935, le joint 1–2 a accusé une fuite qui a atteint 20 litres/minute. De janvier à avril, on s'est borné à observer cette fuite pour voir ses variations, qui sont restées faibles. Vers la fin d'avril, on l'a réduite de 17 à 6 litres/minute en jetant simplement du mâchefer pulvérisé dans la retenue. Comme on l'a déjà dit, ce débit provenait à très peu près, exclusivement d'une fissure prolongeant le joint creux entre sa cote de départ et le rocher de fondation.

On vient de voir tous les détails de conception et d'exécution des joints de contraction du barrage de Sarrans.

Qu'a-t-on prévu dans cet ouvrage pour combattre la fissuration de retrait parallèle au parement?

Le barrage de Sarrans a été exécuté en partie au béton de Portland artificiel et en partie au béton de laitier, avec les dosages qui ont été précédemment cités. Mais en particulier le bas du barrage, c'est-à-dire précisément l'endroit le plus épais a été fait au béton de Portland en raison des taux de travail et des coefficients de sécurité exigés. Le ciment Portland employé était la qualité courante 40/50, à laquelle on n'avait imposé aucune condition quant à la chaleur dégagée par la prise. Enfin, la vitesse de bétonnage a été assez importante puisqu'on montait couramment les blocs de 2 m dans une seule journée.

Malgré cela, le barrage a été construit sans joint de retrait. Il paraît, en effet, bien difficile de fixer à l'avance dans le project d'un barrage de ce genre la position à donner aux joints de retrait pour éviter toutes les fissures longitudinales, à moins de multiplier énormément le nombre de ces joints. On court donc cependant les plus grandes risques de voir apparaître des fissures et le problème de leur cimentation se reposera malgré tout. En outre, l'expérience a montré que les fissures naturelles ne se présentent pas d'une manière continue depuis la fondation jusqu'au couronnement ou jusqu'au parement aval du barrage. Elles ne créent donc pas une discontinuité de la masse aussi absolue qu'un joint de retrait.

Enfin, la cimentation des fissures est susceptible de donner de meilleures garanties d'adhérence des deux parties que la cimentation

d'un joint. C'est qu'en effet, il n'est pas certain que les conditions d'exécution des joints de retrait soient toujours entièrement propices pour assurer parfaitement la soudure des deux surfaces adjacentes. Tel serait par exemple le cas pour des joints de retrait constitués par de simples joints pleins et pour lesquels on n'aurait pas pris de mesures particulières pour le traitement de leurs surfaces.

Pour ces divers motifs, on a donc laissé la fissuration se produire naturellement dans les blocs du barrage de Sarrans et on s'est seulement préoccupé d'assurer l'injection de ces fissures.

On a déjà indiqué pratiquement cette injection s'était trouvée automatiquement et correctement réalisée au moment du bourrage des joints. On avait également prévu de parfaire la cimentation des fissures par injection d'un coulis de ciment.

Contrairement au but recherché dans les barrages-voûtes, cette injection n'est pas destinée, dans le cas actuel, à solidariser les blocs, puisque le joint de contraction doit pouvoir continuer à jouer. La peinture asphaltique dont on enduit les parois est précisément là pour empêcher cette adhérence. Mais, outre l'injection des fissures, ce travail peut améliorer le clavage des blocs. Les systèmes d'étanchéité des joints sont toujours en effet des points délicats, du fait des difficultés qui se présenteraient si leur réfection devenait nécessaire. Dans ces conditions, on a intérêt à réduire le plus possible les mouvements relatifs des blocs adjacents afin de limiter le travail des dispositifs étanches.

L'injection des joints s'est faite de la façon suivante, analogue aux procédés employés au barrage de Marèges:

Au cours du bourrage, des canaux verticaux avaient été ménagés dans le béton de remplissage, au contact des surfaces latérales des blocs en disposant des tubes de caoutchouc, gonflés à l'eau sous pression. Ces tubes étaient remontés à mesure de l'avancement du bourrage des joints après avoir supprimé la pression de l'eau.

De la laitance de ciment a été injectée par ces conduits à des dosages variant de 1/5 à 1/10 pendant l'hiver 1935.

On a injecté en premier lieu tous les joints au-dessous du niveau 625 au moyen d'une cuve placée à ce niveau et mise successivement en communication avec les divers conduits verticaux, à l'exception toutefois du joint 5–6 que ne fut pas injecté en même temps que les autres.

La même opération fut ensuite reprise depuis la crête du barrage et on a injecté en dernier lieu le joint 5–6 directement depuis le couronnement.

Au cours de ces injections, on n'a observé aucune sortie de laitance par des fissures, ce qui permet de conclure, comme on l'a déjà indiqué, que le simple bourrage des joints avait automatiquement réalisé cette injection dans de bonnes conditions.

Conclusions

Le problème des joints trouve toujours des solutions qui dépendent évidemment d'une manière étroite des conditions particulières de chaque ouvrage.

De notre expérience propre, nous pensons pouvoir retenir les recommandations suivantes:

1°, Dans le cas de barrages-voûtes proprement dits, adopter les joints creux à redans avec un espacement voisin de 15 mètres, limiter ces joints à la période de construction et les bourrer avant application de l'enduit sur le parement amont; parachever le bourrage par une injection. Ces dispositions seront généralment suffisantes pour assurer au barrage des conditions correctes de travail et une bonne étanchéité. Ce n'est que dans des cas spéciaux, comme précisément celui du barrage de la Bromme qui est soumis à des variations quotidiennes et importantes de la charge hydrostatique, qu'on pourra utilement compléter par un système d'étanchéité sur le parement amont, certains joints particuliers comme ceux des naissances ou de la clef.

Enfin, les joints creux des barrages-voûtes pourront être, de préférence, continus sur toute l'épaisseur de l'ouvrage afin d'éviter qu'en cas de submersion des batardeaux l'ouvrage ne soit mis en charge, ce qui pourrait avoir de sérieux inconvénients tant qu'il n'est pas en mesure de résister comme arc à la poussée des eaux.

2°, Dans le cas de barrages-poids, donner à la crête un tracé curviligne pour favoriser la fermeture des joints sous l'action de la charge hydrostatique. Prévoir ceux-ci du type creux et à redans, leur écartement ne dépassant pas sensiblement 15 mètres et descendant jusqu'au sol. Si le type de joints creux s'opposait à la réalisation de l'une quelconque de ces deux conditions, on lui substituerait un joint plein dans la région intéressée; dans ce type d'ouvrages, il peut être très avantageux de terminer le joint creux vers l'amont par une partie pleine, en particulier pour n'avoir à réaliser qu'un seul dispositif d'étanchéité par joint. Dans le bourrage des joints, chercher un procédé qui mette le béton en œuvre avec un damage ou une compression aussi énergique que possible. Réaliser l'étanchéité du joint par un corps plastique adjérant bien au béton, ce système pouvant être utilement complété par des dispositions permettant le réchauffage et l'entretien du produit.

Enfin, grâce aux joints creux et à l'énergie avec laquelle se fera leur bourrage, ne prévoir aucun joint de retrait, la cimentation des fissures étant assurée avec toute garantie par ce procédé.

Les joints d'un grand barrage sont souvent considérés comme un des points délicats de l'ouvrage et, à ce titre, il peut être sage de les observer périodiquement afin de pouvoir déceler éventuellement les défauts qui y surviendraient. Deux séries de mesures peuvent être utilement faites dans ce but: le jaugeage des débits de fuites et les lmeasures des variations d'écartement des joints.

Cependant, d'après notre propre expérience, nous croyons pouvoir affirmer que si les précautions que nous avons décrites sont observées, es joints d'un barrage ne présenteront aucun risque et les défauts qui pourraient y survenir seraient minimes et très facilement réparables.

RESUME

Un grand barrage ne peut être construit sans joints en raison des tensions dues principalement aux influences thermiques. Ces tensions peuvent n'être excessives que pendant la période de construction et alors l'ouvrage ne comportera que des joints de retrait. C'est le cas des barrages-voûtes. Au contraire, les efforts critiques peuvent

se reproduire avec les variations saisonnières et le barrage sera muni de joints de contraction. Tel est le cas des barrages-poids.

Des observations intéressantes ont été faites sur les trois barrages suivants:

1°, *Barrage de la Bromme.*

Barrage en voûte mince. Blocs séparés pra des joints du type creux et à redans, espacés de 18 m. Pas de dispositifs d'étanchéité ni de drainage. Les joints ont été bourrés en béton après être restés ouverts de 2 à 5 mois puis injectés avec de la laitance de ciment.

2°, *Barrage de Guerlédan.*

Barrage-poids à crête rectiligne construit par blocs alternés, limités par des joints pleins sans redans, espacés de 30 m environ.

Sur le parement amont, dispositif d'étanchéité constitué par une baguette en béton armé en forme de coin s'appuyant sur les blocs avec interposition d'une mince membrane bitumineuse. A l'aval puits de drainage des eaux d'infiltration dans le joint.

3°, *Barrage de Sarrans.*

Barrage-poids à crête curviligne. Blocs séparés par des joints du type creux et à redans espacés d'environ 16 m 50. Sur le parement amont, étanchéité assurée par un prisme de bitume coulé à chaud et protégé par une baguette en béton armé. Circuit de réchauffage à l'intérieur du bitume pour réparation en cas de fuite éventuelle. A l'aval puits de drainage réservé au moment du bourrage des joints en béton.

Les *Conclusions* des observations faites sur ces trois ouvrages sont les suivantes:

Pour les Barrages-voûtes.—Donner aux joints un écartement voisin de 15 mètres. Le système des joints creux est celui qui donne les meilleures garanties pour la liaison de blocs et il offre en outre des avantages, tel que celui d'éviter la mise en charge de l'ouvrage avant son achèvement.

Pour les Barrages-poids.—Prévoir un tracé curviligne de la crête, ne pas dépasser sensiblement 15 mètres pour l'écartement des joints qui devront descendre jusqu'au sol. La préférence va encore dans ce cas aux joints creux à redans qui, entre autres avantages, permettent pendant l'opération de bourrage une cimentation de toutes les fissures et évitent ainsi de prévoir à l'avance des joints de retrait.

Il résulte donc de l'expérience actuelle que le projet des joints d'un barrage ne nécessite qu'un petit nombre de précautions élémentaires maintenant bien connues. A condition de les observer, les joints ne constitueront plus un des points délicats de ces ouvrages.

SUMMARY

Large dams must always be provided with joints to prevent cracks due to stresses resulting chiefly from changes of temperature. These stresses may be excessive only during the period of construction and in this case the dam need be provided with only shrinkage joints. This applies to arch dams. On the contrary, seasonal changes of temperature may produce excessive stresses and dams must be provided with contraction joints. This is true in the case of gravity dams.

Interesting remarks have been made on the following three dams.

1°, *Bromme Dam.*

Thin arch dam. Blocks separated by slots with keys. Space of joints: 18 meters. Neither watertightness nor draining systems are used. Slots were kept open from 2 to 5 months and subsequently filled with concrete and grouted with cement.

2°, *Guerlédan Dam.*

Straight gravity dam. Erected by means of alternate blocks with straight flush joints, spaced about 30 meters. On the upstream face, the watertightness system includes a reinforced concrete wedge-bead, bearing against the blocks with the interposition of a bituminous film. Downstream of the beads there are wells to drain water leaking through the joints.

3°, *Sarrans Dam.*

Curved gravity dam. Blocks separated by slots with keys. Spacing between joint 16 meters 50. On the upstream face, watertightness is obtained by a bituminous hot-cast prism, protected by a reinforced concrete bead. Inside the bitumen, a reheating circuit permits the stoppage of eventual leaks. Downstream of the bituminous prism, a draining well was provided during the filling of the slots with concrete.

The following conclusions result from observation of these three dams:

Arch Dams.—A spacing of about 15 meters should be left between the joints; a system of slots with keys is best to ensure the bonding of the blocks, and, moreover it avoids the filling of the reservoir before completion of the dam.

Gravity Dams.—They should be of the curved type. The joints should be spaced not much more than 15 meters apart, and they should reach to the foundation. The system of radial slots with keys is preferred, considering its advantages; for instance, the filling of the slots insures the grouting of all the cracks and shrinkage joints become unnecessary.

The conclusion of the present experience is that only a few elementary and now well-defined precautions are required when designing joints of a large dam. If these precautions are taken, the joints will never be one of the weak points of the dams.

ZUSAMMENFASSUNG

Keine grosse Stauermauer lässt sich ohne Fugen bauen, da Temperatureinflüsse Spannungen hervorrufen. Überschreiten diese Spannungen die üblichen Masse während der Bauperiode, so werden nur Schwindfugen für die Staumauer vorgesehen, was für die Gewölbestaumauer zutrifft. Wiederholen sich aber die kritischen Spannungen mit den jährlichen Temperaturänderungen, wird die Staumauer mit Dehnungsfugen versehen. Das ist der Fall bie den Gewichtstauermauern. Einige interessante Beobachtungen wurden an den drei folgenden Staumauern gemacht.

1°, *Bromme-Talsperre.*

Dünnwandige Bogenmauer. Leere, verzahnte, im Abständen von 18 m angeordnete Fugen trennen die Betonblöcke. Weder Dichtungs- noch Entwässerungsvorrichtungen. Die Fugen wurden nach 2 bis 5 Monaten mit Beton ausgegossen und dann mit Zementbreieinpressungen gedichtet.

2°, *Talsperre Guerlédan.*

Gewichtmauer mit geradeliniger Krone aus gegenseitig versetzten Blöcken erbaut. Volle Fugen ohne Verzahnung im Abständen von etwa 30 m. Auf der Wasserseite eine Dichtungsvorrichtung aus einem keilförmigen Stabe aus Eisenbeton mit dünner Bitumeneinlage bestehend. Auf der Luftseite — Drainageschacht für Fugensickerungswasser.

3°, *Talsperre Sarrans.*

Gewichtsmauer mit gekrümmter Krone. Leere verzahnte Fugen im Abständen von ungefähr 16,50 m. Auf der Wasserseite ist die Dichtung mittelst einer heissgegossenen und mit einem Eisenbetonstabe geschütztem Bitumenprisma gewährleistet. Ein Heiztromkreis ist im Bitumenprisma zur Behebung von Sickerungen eingebaut. Auf der Luftseite ist ein Drainageschacht vorgesehen, welcher während des Ausgiessens der Fugen das Sickerwasser ableitet.

Aus den Beobachtungen der drei obengenannten Bauten können nachstehende Folgerungen gezogen werden:

Gewölbestaumauern.—Die Fugen sollen im Abständen von etwa 15 m angeordnet werden. Die Methode der leeren Fugen garantiert am bestens die Verbindung zwischen den Betonblöcken und hat zudem noch den Vorteil, dass sie die Belastung der Staumauern vor ihrer Vollendung erspart.

Gewichtsstaumauern.—Für die Krone ist eine gekrümmte Form anzunehmen. Die Fugen, deren Abstände 15 m kaum überschreiten, sollen bis zur Grundsohle herunterreichen. Auch in diesem Falle werden vorzugsweise leere Fugen mit Verzahnungen angewandt. Diese haben, unter anderem, den Vorteil, die Zementierung von Rissen wahrend der Füllung von Fugen mit Beton zu gestatten, und beheben dadurch die Notwendigkeit von Schwindfugen. Es folgt demnach aus den bisherigen Erfahrungen, dass die Projektierung der Staumauerfugen nur die Vorsehung von wenigen principiellen und jetzt schon bekannten Massregeln erfordert und dass die Fugen keinen schwierigen Teil beim Bau einer Staumauer mehr bilden.

RESUMEN

Las grandes presas no se pueden construir sin juntas a causa de las tensiones debidas principalmente a las influencias térmicas. Estas tensiones pueden no ser excesivas más que durante el período de construcción y entonces la obra será provista solamente de juntas de retracción. Tal sucede con las presas bóveda. Por el contrario los esfuerzos críticos pueden reproducirse con las variaciones estacionales y las presas deben estar provistas de juntas de contracción. Es lo que pasa con las presas de gravedad.

Se han hecho algunas observaciones interesantes en las tres presas siguientes:

1. *Presa de la Bromme.*

Presa bóveda de poco espesor. Bloques separados por juntas de tipo hueco con redientes, separadas 18 m sin dispositivos para la impermeabilización ni el drenaje. Las juntas fueron rellenadas con hormigón después de permanecer abiertas de 2 a 5 meses, y después inyectadas con lechada de cemento.

2. *Presa de Guerlédan.*

Presa de gravedad con coronación rectilínea construída con bloques alternados, limitados por las juntas sencillas sin redientes, separadas unos 30 m. En el paramento de aguas arriba, dispositivo para la impermeabilización constituído por una barra de hormigón armado en forma de cuña que se apoya en los bloques con interposiciones de una membrana bituminosa. Aguas abajo pozos para el drenaje de las aguas que se infiltran por las juntas.

3. *Presa de Sarrans.*

Presa de gravedad con coronación curvilínea. Bloques separados por juntas de tipo hueco con redientes, espaciados unos 16,50 m. En el paramento de aguas arriba, impermeabilidad asegurada por un prisma de betún colado en estado de fusión y protegido por una barra de hormigón armado. Circuito de recalentamiento en el interior del betún para reparaciones en caso de escapes eventuales. Aguas abajo pozos de drenaje reservados al llenar las juntas con hormigón.

Las conclusiones de las observaciones hechas en estas tres presas son las siguientes:

Para las Presas Bóveda.—Dar a las juntas una anchura de unos 15 metros. El sistema de juntas huecas es el que proporciona mayores garantías para el enlace de los bloques y además tiene otras ventajas, como las de evitar que se llene el depósito antes de terminar la presa.

Para las Presas de Gravedad.—Que sean del tipo curvado, que las juntas no estén separadas mucho más de 15 metros y que lleguen al suelo. También son preferibles en este caso las juntas huecas con redientes que, entre otras ventajas, permiten, durante la operación del relleno, una cimentación de todas las grietas y además no son necesarias las juntas de retracción.

La experiencia demuestra, por lo tanto, que el proyecto de las juntas de una presa no necesita más que unas cuantas precauciones elementales, bien conocidas actualmente, siempre que se sigan estas observaciones las juntas no constituyen más uno de los puntos delicados de estas obras.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

CLAVAGE DES BARRAGES VOUTES*

A. COYNE
Ingénieur en Chef des Ponts & Chaussées
France

Il arrive presque toujours que le clavage des barrages voûtes se fasse en plusieurs temps.

En effet, l'ouvrage doit être en état de faire face à tout moment et notamment pendant la construction à la menace d'une crue exceptionnelle, ce qui peut exiger un clavage provisoire. Sous l'effet du refroidissement ultérieur du béton, dont la chaleur de prise met longtemps à se dissiper, les joints se rouvrent et il faut reprendre leur serrage au moyen d'injections de ciment.

Il peut arriver aussi que l'entreprise ne puisse attendre, pour terminer le gros œuvre, le moment de l'année favorable au clavage, et qu'on soit même obligé de finir à contretemps, c'est-à-dire á la fin de l'été.

Il faudra donc attendre la fin de l'hiver suivant pour injecter les joints.

Enfin, quelques fuites peuvent se manifester au moment de la mise en eau, à travers les joints de barrage. Il est bon de se réserver quelques moyens d'injection supplémentaires, pour y faire face au bon moment.

Pour résoudre ces différents problèmes, voici comment on s'y est pris au barrage de Marèges, situé sur la Dordogne (figs. 1 et 2).

L'ouvrage a été construit par blocs ou voussoirs de 12 m environ de longueur, séparés par des joints de contraction de 1 m d'épaisseur.

**Keying scheme for arch dams.*
Methode der Schliessung von Gewölbedämmen.
Construcción de las claves de las presas bóvedas.

Le barrage de Marèges sur la Dordogne. — Marèges Dam on the oDrdogne River. — Marèges-Talsperre am Dordogne-Fluss. — Presa de Marēges en el Dordogne.

FIGURE 1.—**Vue aval.** — Downstream view. — Luftseitige Ansicht. — Vista de aguas abajo.

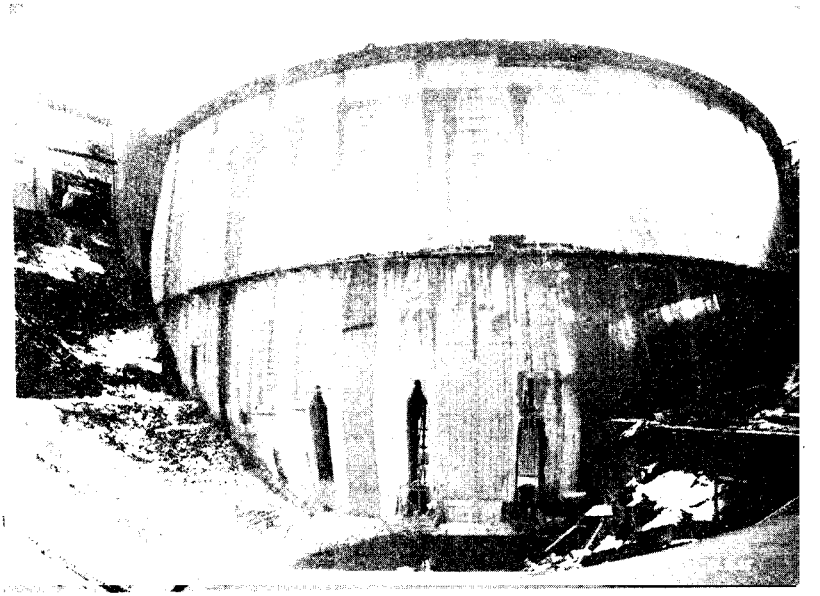


FIGURE 2.—**Vue amont.**—Upstream view. — Wasserseitige Ansicht. — Vista de aguas arriba.

La voûte a ainsi été divisée en 15 voussoirs et la culée poids située sur la rive droite en 3 blocs indépendants.

Forme des Joints

Les joints sont simples, c'est-à-dire que le béton du plot a été coulé directement contre la paroi radiale du plot adjacent, sur une dizaine de mètres de hauteur à partir de la fondation, puis doubles (1 m d'épaisseur) sur le restant de leur hauteur, afin de faciliter le refroidissement du béton et de simplifier les problèmes d'entreprise.

Les figures 3 à 9 montrent clairement les dispositions réalisées. Les joints doubles présentent des clés verticales ou mortaises destinées à solidariser le béton du joint et celui du claveau (figure 10).

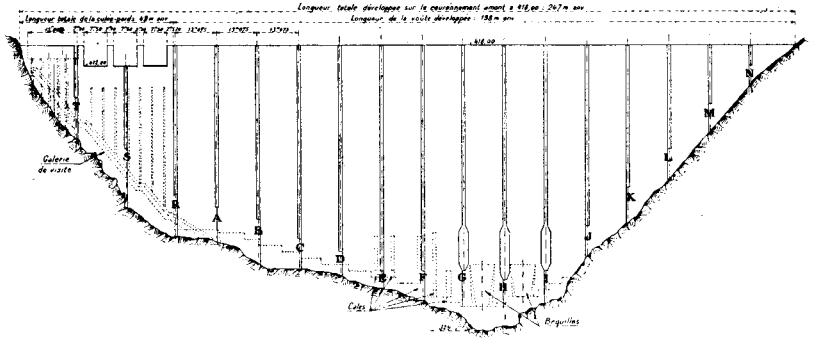


Figure 3.—**Développement du parement aval du barrage.** — Developed elevation of the upstream face of the dam. — Darstellung der wasserseitigen Verkleidung einer Talsperre. — Desarrollo del paramento de aguas abajo de la presa.

Trois d'entre eux, désignés par les lettres G, H, et I, ont été élargis dans leur partie inférieure de manière à laisser aux grosses crues un débouché suffisant pendant la construction.

Les joints doubles ont été ensuite remplis de béton coulé. Afin d'assurer leur étanchéité en tout temps, on les a munis à l'amont, à 20 cm environ du parement amont, de lames de cuivre. L'injection des joints d'autre part a été prévue et réalisée selon les dispositifs qui seront décrits en détail plus loin.

LAMES D'ETANCHEITE

Les lames d'étanchéité utilisées ont été de deux types, voir figure 11, le premier est exclusivement réservé aux voûtes.

En principe, les éléments de 2 mètres de longueur devaient être rivés et brasés afin d'assurer la continuité de la lame. Cette opération s'est révélée si malaisée avec les lames du premier genre qu'elle n'a été pratiquement jamais exécutée.

DISPOSITIF D'INJECTIONS (FIG. 13)

Les injections ont été faites au moyen de 2 réseaux de trous, les uns verticaux, les autres horizontaux.

(*a*) *Trous Verticaux.*

Sur les faces radiales de chaque voussoir, on ménage des rainures de section triangulaire (fig. 12) dans lesquelles on vient loger, pendant le coulage du béton voisin, un tuyau de caoutchouc en gomme para pur de 50 mm de diamètre extérieur et de 20 mm de diamètre intérieur.

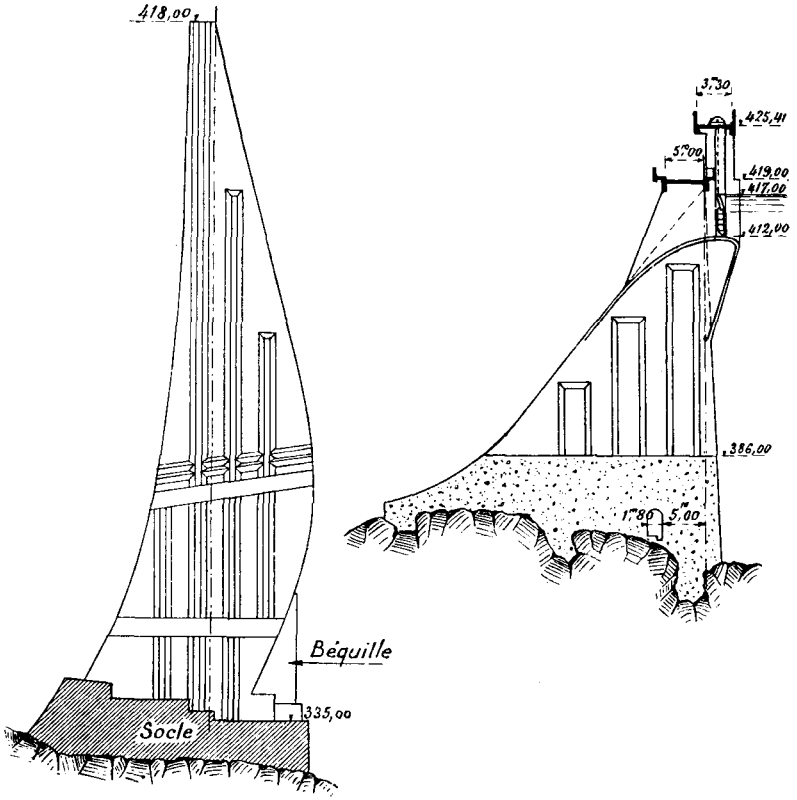


FIGURE 4.—**Élévation de la face, rive droite, du joint H.** — Elevation of the face of joint H, right bank. — Ansicht der Oberfläche der Fuge H an der rechten, Uferseite. — Elevación de la cara de la junta H, ribera derecha.

FIGURE 5.—**Élévation de la face, rive droite, du joint S.** — Elevation of the face of joint S, right bank. — Ansicht der Oberfläche der Fuge S an der rechten Uferseite. — Elevación de la cara de la junta S, ribera derecha.

De tuyau devait être préalablement gonflé à l'air à raison de 1 kg de pression au moment du bétonnage, puis dégonflé et retiré après la prise du béton. Pratiquement, le gonflage n'a presque jamais été réalisé et les tuyaux ont pu être retirés tout aussi aisément. C'est seulement lorsqu'ils n'ont pu être maintenus rectilignes pendant le bétonnage qu'il devient difficile, sinon impossible, de les extraire. En fait, cet incident s'est produit très rarement (8 m,00 sur 4.610 m00) grâce à l'introduction dans le tube de caoutchouc d'une barre en fer rond destinée à le maintenir droit.

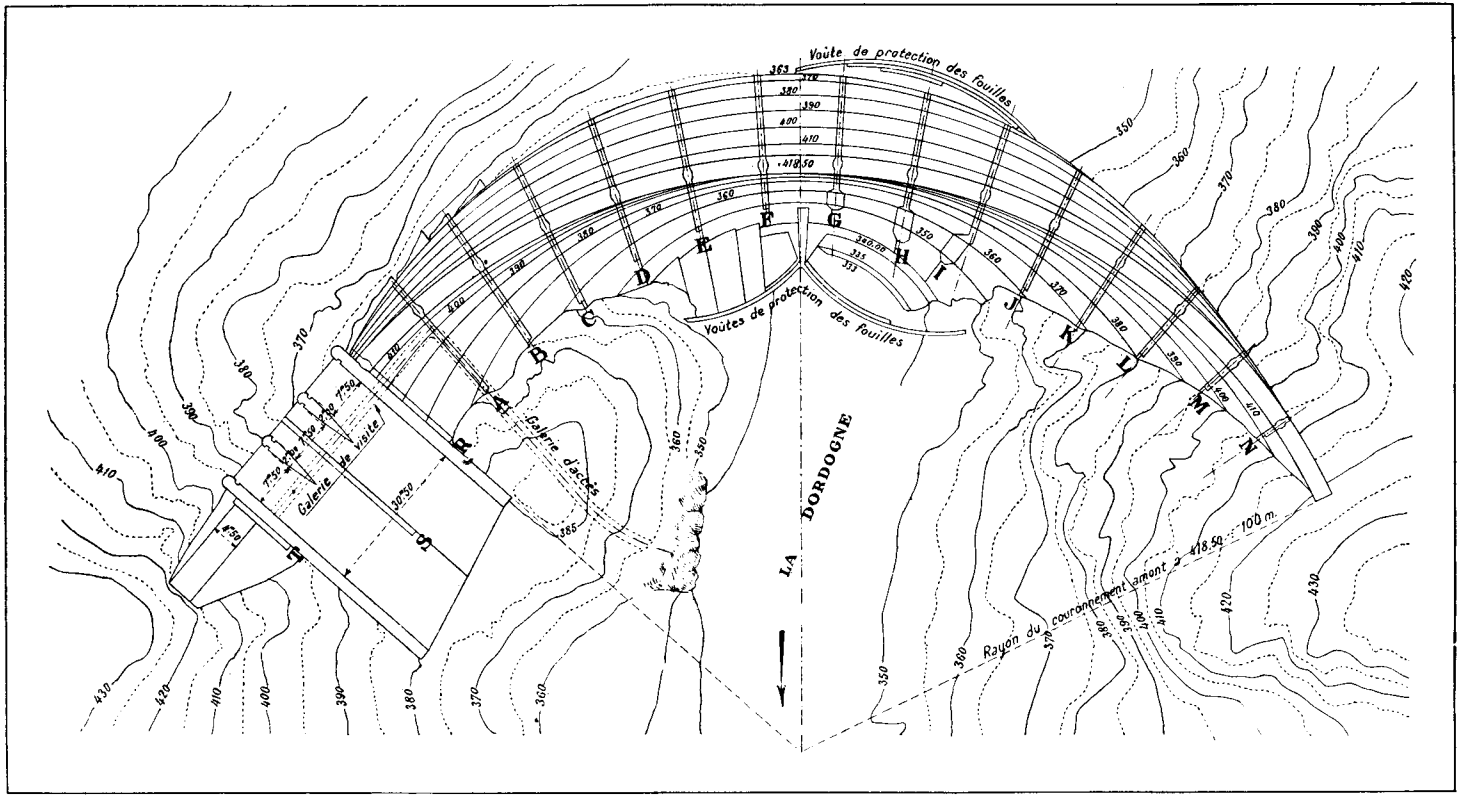


FIGURE 6.—**Vue en plan du barrage.** — Plan of the dam. — Gesamtes Talsperren-Gelände. — Plan de la presa.

On a ménagé de cette façon, dans le plan de chaque joint, un trou vertical tous les 4 mètres.

Les trous extrêmes ont été arrêtés dès que leur distance aux parements devenait inférieure à 1 mètre. Ces trous étaient prolongés horizontalement par des tubes métalliques de 1''¼ (33 mm x 42 mm) venant déboucher sur le parement aval. La première injection des joints a été pratiquée au moyen des trous verticaux.

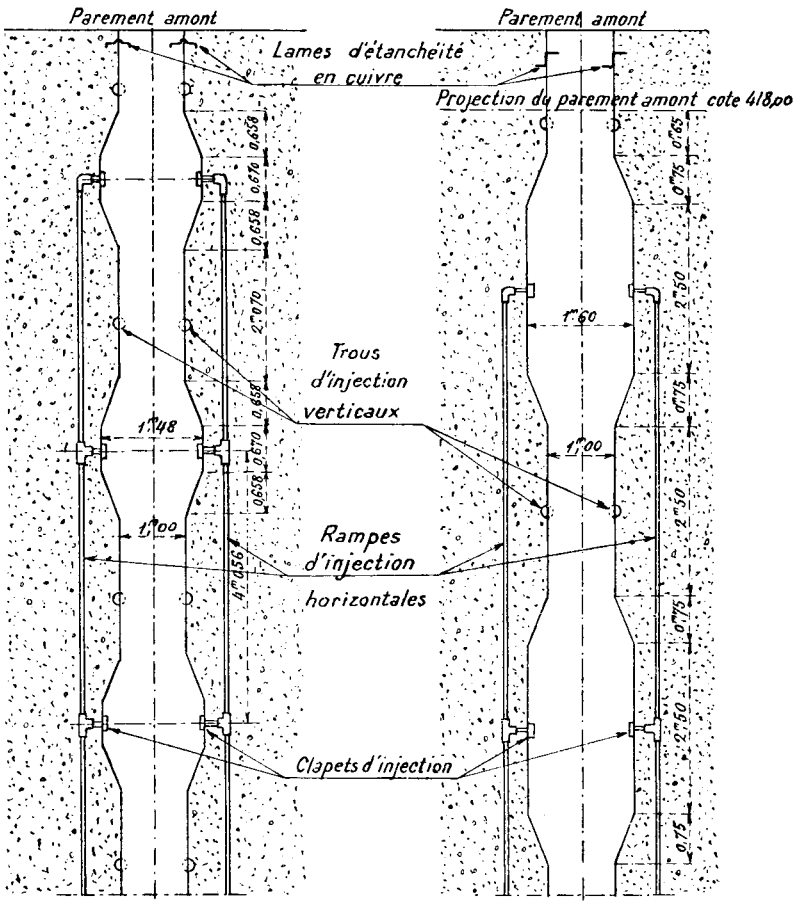


FIGURE 7.—**Coupe d'un joint de la voûte.** — Cross-section of a joint in the arch. — Durchschnitt durch eine Fuge am Gewölbe. — Corte de una junta de la boveda.

FIGURE 8.—**Coupe d'un joint de la culée poids.** — Cross-section of a joint in the gravity abutment. — Durchschnitt durch eine Fuge im Schwergewichts-Widerlager. — Corte de una junta del contrafuerte de gravedad.

(*b*) *Trous Horizontaux.*

On a noyé, dans l'intérieur de chaque voussoir et le long de ses faces radiales, des tubes en fer de 1'' 1/4 (33/42), formant rampes d'injection horizontales et débouchant directement ou par de courts

branchements dans le plan du joint. Ces rampes sont disposées, en hauteur, à 4 m les unes des autres.

Elles débouchent au droit de chaque élargissement des joints, alternant ainsi avec les trous verticaux.

Le problème est le suivant: Il faut empêcher, lors de la première injection pratiquée dans le joint par les trous verticaux, que le ciment se répande dans les rampes horizontales qui doivent rester disponibles pour une opération ultérieure.

FIGURE 9.—**Vue latérale du barrage pendant les travaux.** — **Side view** of a dam during construction. — Seitenansicht des Dammes während des Baues. — Vista lateral de la presa durante la construcción.

Après quelques essais, on l'a résolu de façon très simple et très économique comme suit:

Chaque branchement horizontal se termine, dans le plan du joint, par un clapet formé par une simple rondelle de caoutchouc de 8 mm d'épaisseur et de 50 mm de diamètre serrée directement sur l'extrémité du tube d'injection (fig. 14). On a ainsi un clapet irréversible dont l'essai en laboratoire, sous 12 kgs de pression, a été pleinement satisfaisant.

On a également employé une bague de caoutchouc de 8 mm d'épaisseur entourant le tube métallique que l'on perfore à cet endroit de 4 trous de 10 mm (fig. 15). Dans ce cas, on dispose le tube de manière que ces clapets viennent déboucher au contact du plan du joint à injecter.

Ces clapets, de l'un ou l'autre type, sont d'un prix de revient insignifiant et d'un fonctionnement très sûr. Ils permettent en outre de reprendre plus tard les injections si le besoin s'en fait sentir, à condition de laver avec soin les tubes aussitôt après l'injection. Ce lavage est d'ailleurs facilité et rendu plus efficace en donnant aux tubes une légère pente (5 à 10%) vers l'aval. Il importe en outre

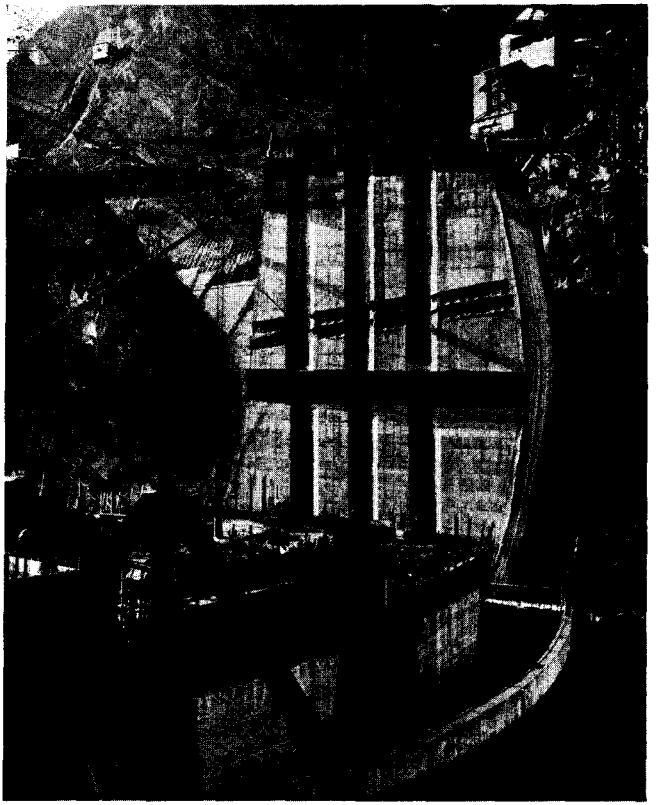


FIGURE 10. — **Comme pour figure 9, vu de plus près.** — A close-up, same as figure 9. — Nah- und Seitenansicht derselben Darstellung wie in Abb. 9. — Lo mismo que la figura 9, visto de más cerca.

de prendre la précaution d'entourer les clapets d'une petite quantité de sable fin pour éviter qu'ils soient collés par le ciment des injections voisines, et pour ménager un exutoire convenable à la sortie du ciment débouchant du clapet. Il est prudent, également, de disposer un nid de cailloux autour du sable de manière que le sable chassé par l'injection vienne remplir les vides entre cailloux sans colmater la fissure.

Au moyen d'un obturateur de tube fixé à l'extrémité du tuyau d'injection, on peut d'ailleurs injecter clapet par clapet, en commençant par le plus éloigné.

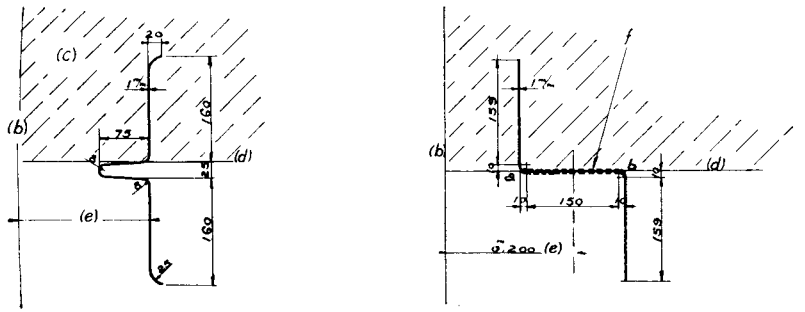


FIGURE 11.—**Lames d'étanchéite (feuilles de cuivre de 1 mm-largeur développée 500 mm).** — Waterproof copper sheeting (1 mm thick, developed width 500 mm). — Wasserdichte Kupferbleche (1 mm Stärke, 500 mm Breite). — Láminas de impermeabilidad (planchas de cobre de 1 mm, anchura desarrollada: 500 mm).

(b) **Parement amont.** — Upstream facing. — Wasserseitige Verkleidung. — Paramento de aguas arriba.

(c) **Béton 1ère phase.** — Concrete. — Beton in der Anfangsphase. — Hormigón 1ª fase.

(d) **Joint.** — Fuge. — Junta.

(e) **0m, 200 environ.** — Ung. 0.200 m.

(f) **Couche de paraffine sur les deux faces.** — Paraffine coating on both faces. — Paraffin-Verkleidung auf beiden Seiten. — Capa de parafina en las dos caras.

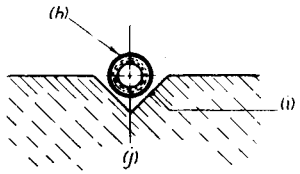


FIGURE 12.—**Schema d'exécution des trous verticaux.**—Scheme for making the vertical holes. — Darstellung der Methode der Herstellung der vertikalen Löcher. — Esquema de ejecución de los agujeros verticales.

(*h*) **Tuyau caoutchouc de 20/50.** — Rubber hose. — Gummischlauch. — Tubo de goma.

(*i*) **Rainure triangulaire.** — Triangular slot. — Dreieckiger Schlitz. — Ranura triangular.

(*j*) **Béton du claveau.** — Concrete of the key. — Beton des Schlusssteins. — Hormigón de la clave.

INJECTIONS

La longueur totale des trous d'injections verticaux est de 4.600 mètres, celle des tubes des rampes horizontales de 3.800 mètres.

Le nombre de clapets s'élève à 920.

L'injection exécutée avant mise en eau du barrage au moyen des trous verticaux, intéressant environ 20.000 mètres carrés de joints, a

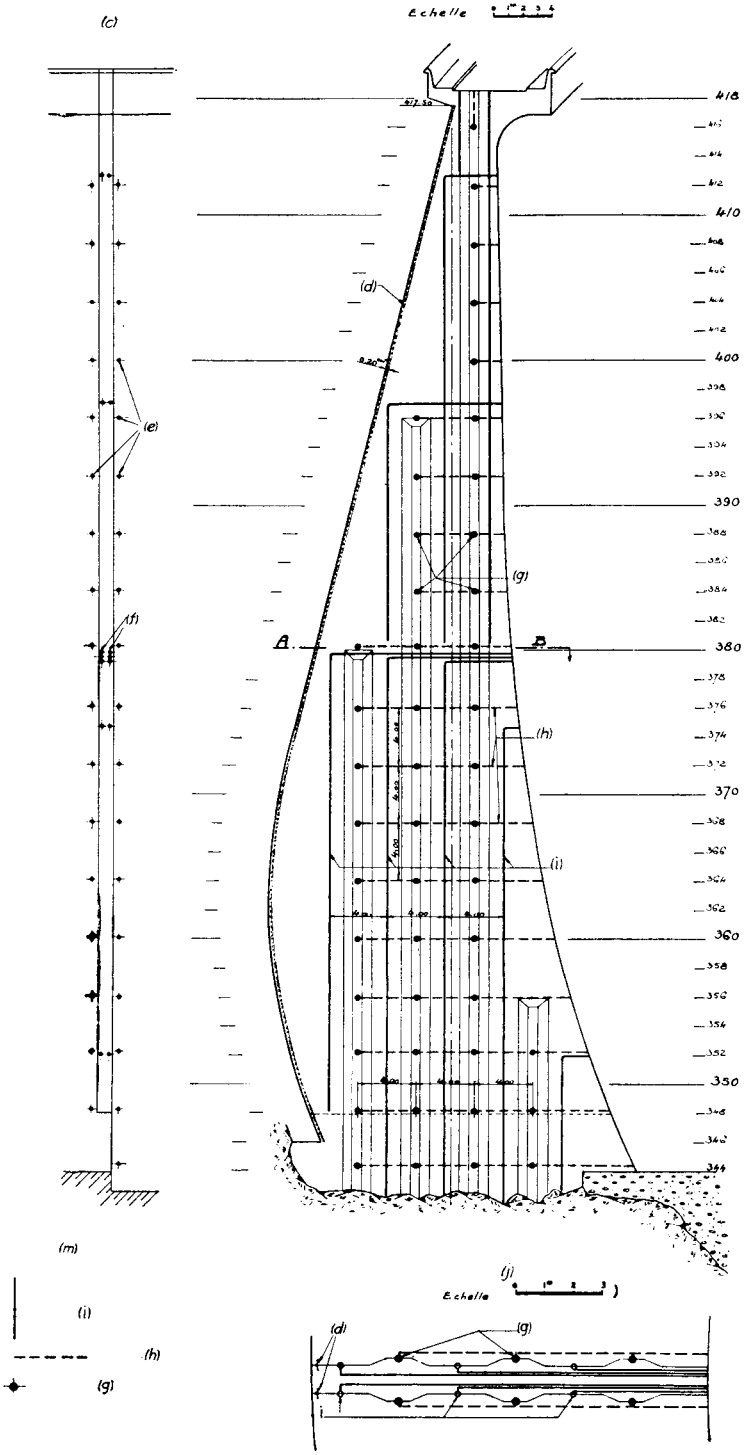

(c)
Echelle
418
410
400
390
380
370
360
350
(d)
(e)
(f)
(g)
(h)
(i)
A
B
(m)
(j)
Echelle

FIGURE 13.—**Dispositif d'injections (montrant la disposition des trous).** — Injection scheme, showing location of injection holes. — Einspritz-Schema (Darstellung der Lage der Einspritz-Löcher). — Dispositivo de las inyecciones (mostrando la disposición de los agujeros).

(c) **Joint double E (Vu de l'aval).** — Double joint E (downstream side). — Doppelfuge (Luftseite). — Junta doble E (vista de aguas abajo).

(d) **Lame d'étanchéité (feuille de cuivre de 1 mm).** — Waterproof sheeting (copper sheet, 1 mm thick). — Wasserdichte Verschalung (Kupferblech: 1 mm dick). — Chapa impermeable (hoja de cobre de 1 mm).

(e) **Sorties des rampes horizontales.**— Outlets of horizontal holes. — Auslass-Öffnungen von horizontalen Löchern mit leichter Neigung. — Salidas de las rampas horizontales.

(f) **Alimentations des trous verticaux (tubes 33 mm x 42 mm).** — Feed for vertical holes. — Vertikale Zufuhrlöcher. — Alimentación de los agujeros verticales.

(g) **Clapets d'injection.** — Injection check valves. — Einspritz-Kontrollventile. — Válvulas de inyección.

(h) **Rampes horizontales.** — Horizontal holes, slightly inclined. — Vertikale Löcher mit leichter Neigung. — Rampas horizontales.

(i) **Trous verticaux.** — Vertical holes. — Vertikale Löcher. — Agujeros verticales.

(j) **Coupe A–B.** — Cross section A–B. — Querschnitt A–B. — Corte A–B.

(m) **Légende.** — Legend. — Zeichenerklärung. — Leyenda.

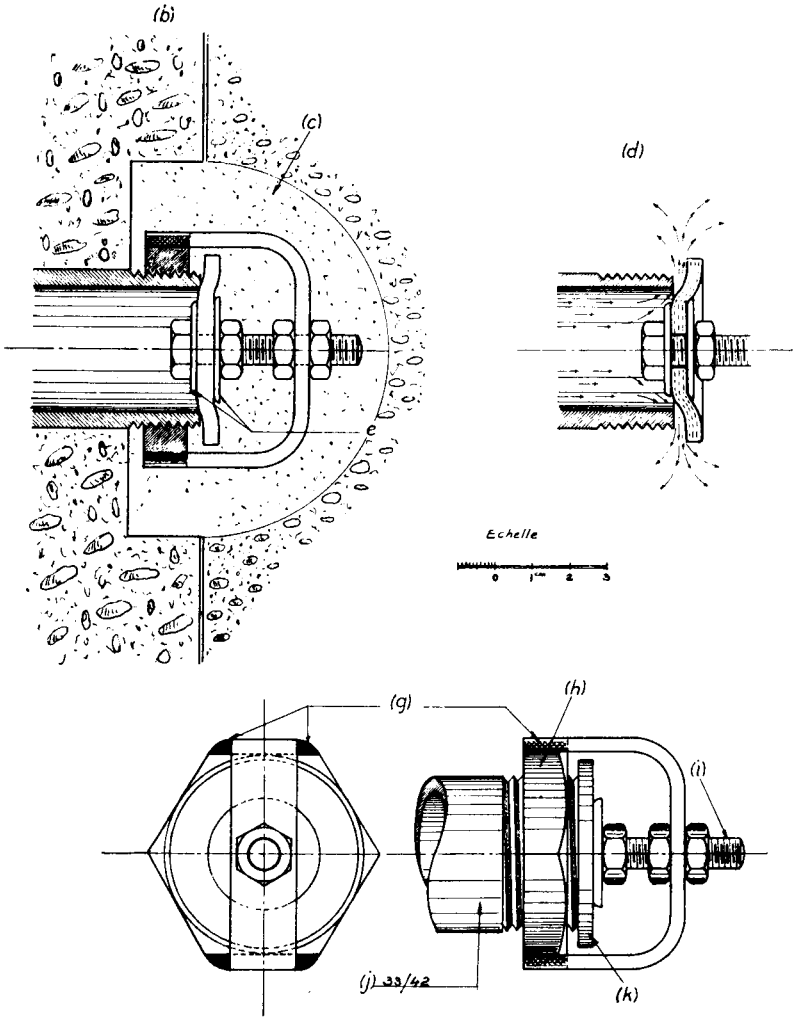


FIGURE 14.—**Clapet d'injection No. 1.** — Injection check valve No. 1. — Einspritzungsventil No. 1. — Válvula de inyección No. 1.

(*b*) **Coupe de l'appareil en position.** — Cross section of apparatus in place. — Querschnitt durch den Apparat nach Anbringung. — Corte de los aparatos en posición.

(*c*) **Sable fin.** — Fine sand. — Feinsand. — Arena fina.

(*d*) **Fonctionnement pendant l'injection.** — Operation during injection. — Betriebsweise während des Einspritzens. — Funcionamiento durante la inyección.

(*e*) **Rondelles métalliques.** — Metal washers. — Metallscheibe. — Arandelas metálicas.

(*g*) **Points de soudure.** — Soldered points. — Lötpunkte. — Puntos de soldadura.

(*h*) **Écrou plat.** — Flat nut. — Flache Mutter. — Tuerca plana.

(*i*) **Boulon ϕ = 8 mm, longueur 50 mm.** — Bolt ϕ = 8 mm, length 50 mm. — Bolzen ϕ = 8 mm, Länge 50 mm. — Tornillo ϕ = 8 mm, longitud 50 mm.

(*j*) **Tube.** — Röhre. — Tubo.

(*k*) **Rondelle caoutchouc.** — Rubber washer. — Gummischeibe. — Arandela de caucho.

absorbé au total 52 tonnes de ciment. Les fuites d u barrage n'ont pas atteint 3 litres à la minute.

Neuf mois après la mise en eau on a entrepris, comme il était prévu, l'injection des rampes horizontales.

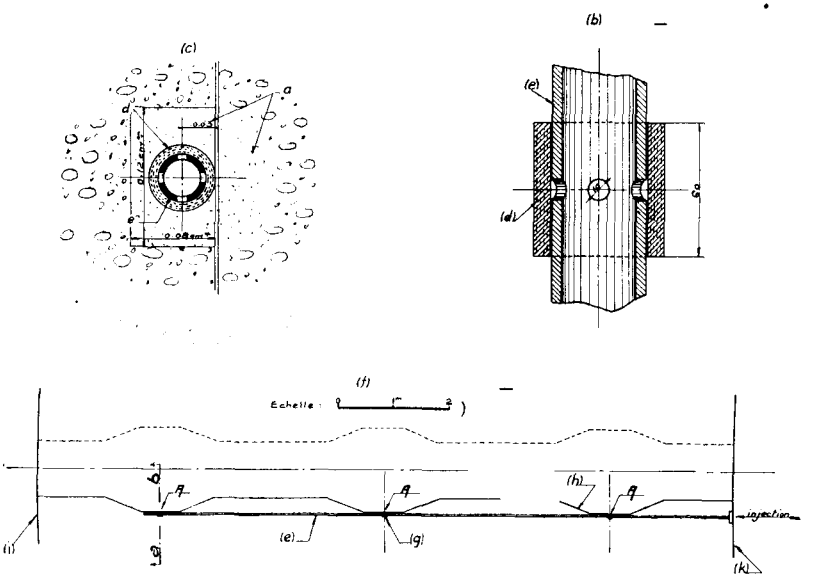


FIGURE 15.—**Clapet d'injection No. 2.** — Injection check valve No. 2. — Einspritzungsventil No. 2. — Válvula de inyección No. 2.

(*b*) **Détail A.** — Einzelheit A. — Detalle A.

(*c*) **Coupe a-b.** — Cross section a-b. — Querschnitt a-b. — Corte a-b.

(*d*) **Bague en caoutchouc de 35 x 53 x 60.** — Rubber ring. — Gummiring. — Anillo de caucho.

(*e*) **Tube 33 x 42.** — Röhre. — Tubo.

(*f*) **Rampe d'injection d'un joint.** — Injection holes of a joint. — Einspritzungslöcher einer Fuge. — Rampa de inyección de una junta.

(*g*) **Clapet d'injection.** — Injection check valve. — Einspritz-Kontrollventil. — Válvulas de inyección.

(*h*) **Face d'un joint.** — Face of a joint. — Oberflache einer Fuge. — Cara de una junta.

(*i*) **Parement amont.** — Upstream facing. — Wasserseitige Verkleidung. — Paramento de aguas arriba.

(*k*) **Parement aval.** — Downstream facing. — Luftseitige Verkleidung. — Paramento de aguas abajo.

A l'heure actuelle ce travail est à peine commencé. Cependant on peut d'ores et déjà affirmer que les clapets fonctionnent parfaitement malgré les injections verticales antérieures.

On a injecté en moyenne 150 kgs de ciment par rampe. On injecte seulement une rampe sur deux, réservant pour l'avenir, si le

besoin s'en faisait sentir, les rampes intermédiaires. On peut s'attendre à ce que les fuites du barrage tombent au-dessous de 1 litre minute, chiffre certainement exceptionnel.

RESUME

Après clavage, sous l'effet du refroidissement ultérieur du béton, dont la chaleur de prise met longtemps à se dissiper, les joints des barrages voûtes se rouvrent, il faut donc reprendre leur serrage au moyen d'injections de ciment.

Voici comment a été réalisé l'étanchement des joints de contraction du barrage voûte de Marèges, sur la Dordogne, (France). L'ouvrage a été divisé en 18 blocs de 12 mètres environ de longueur, séparés par des joints de contraction de 1 mètre d'épaisseur (fig. 3 à 9). Ces joints ont été ensuite remplis de béton coulé. Pour assurer leur étanchéité, on les a munis à l'amont de lames de cuivre pliées (fig. 11), et on a réalisé le système d'injections décrit ci-après (fig. 12).

Ce système présente deux réseaux de trous, les uns verticaux, les autres horizontaux. Les *trous verticaux* (1 tous les 4 mètres, au total 4.600 mètres) ont été aménagés au droit des joints au moyen d'un tube de caoutchouc de 50 mm de diamètre qui était maintenu rectiligne pendant le coulage du béton du joint, et enlevé après prise. Les trous étaient arrêtés dès que leur distance à l'un des parements devenait inférieure à 1 m, et prolongés horizontalement par des tubes métalliques venant déboucher sur le parement aval.

L'injection des trous verticaux exécutée avant la mise en eau a absorbé 52 tonnes de ciment.

Les *trous horizontaux* ont été réalisés au moyen de tubes métalliques 33/42, disposés tous les 4 mètres (longueur totale 3.800 mètres) débouchant sur le parement aval du barrage. L'injection de ces rampes horizontales devant être faite après celle des trous verticaux, il importait d'empêcher le ciment de la première injection de venir remplir les rampes horizontales qui doivent rester disponibles pour une opération ultérieure. Ce résultat a été obtenu au moyen de clapets irréversibles entourés d'une petite quantité de sable fin, et dont les figures 14 et 15 montrent clairement le fonctionnement. Ces clapets permettent en outre de reprendre plus tard et indéfiniment l'injection, si on prend la précaution de laver les tubes après l'injection, ce lavage étant d'ailleurs facilité en donnant au tube une légère pente (5 à 10%) vers l'aval.

L'injection d'une partie des rampes horizontales vient d'être entreprise 9 mois après la mise en eau alors que les fuites du barrage atteignent environ 3 litres à la minute.

Les clapets fonctionnent parfaitement malgré les injections antérieures, et on peut s'attendre à ce que les fuites du barrage tombent au-dessous de 1 litre/minute, chiffre certainement exceptionnel.

SUMMARY

This paper describes how the waterproofing of contraction joints of the Marèges arch dam, located on the Dordogne, was accomplished. The dam was divided into 18 blocks, each approximately 12 meters in length, separated by contraction joints 1 meter wide. (See figs. 3

to 9.) Later on, these joints were filled with concrete. In order to insure their watertightness, they were provided, toward the upstream side, with copper sheeting of two shapes (see fig. 11), and the grouting scheme described below (see fig. 12) has been followed.

This scheme consists of two networks of holes, vertical and horizontal. The vertical holes (a total length of 4,600 meters) were placed on 4 meter centers and were made perpendicular to the joints by means of rubber hose, 50 millimeters in diameter, which was kept rigid during the pouring of the concrete of the joint, and pulled out after the hardening of the concrete. The length of the holes was limited so that they should not extend nearer than 1 meter to one of the faces, but they were extended horizontally by means of metallic tubes opening on the downstream face.

The grouting of the vertical holes, before the filling up of the reservoir, took 52 tons of cement.

The horizontal holes were made by means of 1¼-inch metallic tubes spaced every 4 meters (a total length of 3,800 meters) opening on the downstream face of the dam. The grouting in these horizontal holes had to be made after the grouting in the vertical holes; it was of importance to prevent the cement of the first injection from leaking into the horizontal holes, which should remain available for later operations. Such a result was obtained by means of a form of check valves surrounded by a small amount of fine sand, the working of which is clearly shown in figures 14 and 15. These valves present as an added advantage the possibility of making later additional injections, provided caution has been exercised to flush the tubes after the last previous grouting. This washing was facilitated by placing the tubes with a slight pitch (5 to 10 percent) toward the downstream.

The grouting of some of the horizontal holes was made 9 months after the filling up of the reservoir, at a time when the leakage of the dam had reached about 3 liters per minute.

The valves worked perfectly in spite of the preceding injections, and one may expect that the leakage of the dam will be lowered to 1 liter per minute, which is a very low figure.

ZUSAMMENFASSUNG

Nachdem das Gewölbe eines Dammes geschlossen worden ist, öffnen sich die Fugen des Gewölbes von neuem unter dem Einfluss des erst nachträglich erfolgenden Erkaltens des Betons, dessen Abbindungswärme lange Zeit braucht, um zu verschwinden.

Die Schwindfugen wurden bei der Gewölbe-Talsperre bei Marèges, an der Dordogne (Frankreich) auf folgende Weise dicht gemacht. Der Bau wurde in 18 Blöcke eingeteilt, deren jeder ungefähr 12 m lang war. Zwischen je zwei Blöcken befand sich eine 1 m breite Schwindfuge (Fig. 3 bis 9). Hierauf wurden diese Fugen mit gegossenem Beton ausgefüllt. Um ein dichtes Schliessen der Fugen zu gewährleisten, wurden in die Fugen Kupferlammellen eingefügt deren Querschnitt eine besondere Form hat (siehe Fig. 11), und das im Folgenden beschriebene Einspritzverfahren angewandt (Fig. 12).

Zwei Netze von Löchern, von denen die einen senkrecht, die anderen horizontal verlaufen, wurden hergestellt. Die *senkrechten Löcher* (1 Loch alle 4 m, im Ganzen eine Gesamtlänge von 4,600 m) wurden

in der Fuge ausgeführt, und zwar mittels eines 55 mm weiten Kautschuckrohrs, das während des Ausgiessens der Fuge mit Beton straff gespannt gehalten und nach dem Abbinden herausgenommen wurde. Sobald der kürzeste Abstand zwichen Loch und einer der beiden Aussenwände (Wasser- bezw. Luftseite) unter 1 m ging, wurden die Löcher nicht weiter geführt, sondern in horizontaler Richtung durch Metallrohre verlängert, die an der luftseitigen Aussenfläche ausmünden.

52 Tonnen Zement wurden zum Einspritzen in die senkrechten Löcher verbraucht. Dieses Einspritzen wurde unternommen, bevor gestaut wurde.

Die horizontalen Löcher wurden mittels metallischer Rohre (33/42 φ) ausgeführt, die alle 4 m angebracht sind (Gesamtlänge 3800 m) und luftseitig ausmünden. Da die Einspritzungen in diese horizontalen Rohre erst ausgeführt werden sollten, nachdem die Einspritzung in die senkrechten vollzogen war, musste man den Zement daran hindern, während des Einspritzens in die senkrechten Rohre, die horizontalen mit auszufüllen. Dies wurde erreicht mittels irreversibler Ventile, die in eine kleine Menge feinen Sandes eingebettet sind und deren Wirkungsweise aus den Fig. 14 und 15 klar hervorgeht. Diese Ventile gestatten ausserdem nachträglich das Einspritzen beliebig oft zu wiederholen, wenn man nach jedem Einspritzen die Rohre auswäscht, was übrigens dadurch erleichtert werden kann, dass man die Rohre mit einem gewissen Gefälle (3 bis 10%) nach der Luftseite hin verlegt.

Vor kurzem wurden die Einspritzungen in einem Teil der horizontalen Rohre ausgeführt, also nachdem seit 9 Monaten gestaut wird, wobei die Verluste der Talsperre ungefähr 3 Liter in der Minute betrugen.

Die Ventile arbeiten in durchaus befriedigender Weise, trotzdem vorher Einspritzungen ausgeführt worden waren, und man darf erwarten, dass die Verluste unter 1 Liter in der Minute zurückgehen werden, was gewiss einen ungewöhnlich kleinen Wert darstellt.

RESUMEN

Después de la construcción de las claves, bajo la influencia del enfriamiento ulterior del hormigón, en que el calor del fraguado tarda mucho tiempo en disiparse, las juntas de las presas bóvedas se vuelven a abrir, es, por lo tanto, necesario ajustarlas de nuevo por medio de inyecciones de cemento.

La impermeabilización de las juntas de contracción de la presa bóveda de Marèges, en el Dordogne (Francia), se ha realizado como sigue: La obra se ha dividido en 18 bloques de unos 12 metros de largo, separados por juntas de contracción de 1 metro de espesor (figs. 3 a 9). Estas juntas se han llenado después de hormigón. Para asegurar su impermeabilidad, en el lado de aguas arriba, se les han puesto láminas de cobre plegadas (fig. 11), y se ha seguido el sistema de inyección descrito a continuación (fig. 12).

Este sistema presenta dos redes de agujeros, unos verticales, y otros horizontales. Los agujeros verticales (1 por cada 4 metros, en un total de 4.600 metros) han sido dispuestos a la derecha de las juntas por medio de un tubo de goma de 50 mm de diámetro que se mantuvo recto mientras se vertía el hormigón de la junta, y se sacó

después de endurecerse el cemento. La longitud de los agujeros se limitó de forma que no se extendiesen más cerca de un metro a uno de los paramentos, pero se extendían horizontalmente por medio de tubos metálicos con salida al paramento de aguas abajo.

La inyección de los agujeros verticales ejecutada antes de llenarse el depósito, absorbió 52 toneladas de cemento.

Los agujeros horizontales se han hecho por medio de tubos metálicos 33/42, espaciados cada cuatro metros (longitud total 3.800 metros) con salida al paramento de aguas abajo. La inyección de los agujeros horizontales debe hacerse después que la de los agujeros verticales; era importante impedir que el cemento de la primera inyección llegara a llenar los agujeros horizontales, que debían permanecer disponibles para una operación ulterior. Este resultado se ha obtenido por medio de válvulas de retención rodeadas de una pequeña cantidad de arena fina, y cuyo funcionamiento se muestra claramente en las figs. 14 y 15. Estas válvulas también ofrecen la ventaja de que más tarde se puedan hacer inyecciones, si se toma la precaución de lavar los tubos después de la inyección, y este lavado se facilita dando al tubo una ligera inclinación (5 a 10%) hacia aguas abajo.

La inyección de una parte de los agujeros horizontales se acaba de hacer después de 9 meses de llenarse el depósito cuando las fugas de la presa alcanzaban unos 3 litros por minuto.

Las válvulas funcionan perfectamente a pesar de las inyecciones anteriores, y puede esperarse que las fugas de la presa bajen a menos de un litro por minuto, que realmente es una figura muy baja.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

ENTSTEHUNG UND ABDICHTUNG VON SCHWIND-, ZUSAMMENZIEHUNGS- UND DEHNUNGSFUGEN IN STAUMAUERN*

Baudirektor Dr. Ing. E.h. LINK
Deutschland

Nach den Erläuterungen zum Thema dieser Arbeit muss man unterscheiden zwischen *Schwindfugen*, deren Wirkung sich auf die Bauzeit und die erste Zeit nach der Inbetriebnahme der Staumauer beschränkt, und *Zusammenziehungs-* und *Dehnungsfugen*. Letztere sollen die Längenänderungen unschädlich machen, die sich in der Mauer auf Grund thermischer Einwirkungen ergeben; man kann sie mit *"Temperaturfugen"* bezeichnen. Ihre Aufgabe ist bleibend und wechselt im Schliessen und Oeffnen periodisch zwischen Sommer und Winter.

Die zur Ausschaltung schädlicher Schwind- und Temperaturspannungen angeordneten Fugen gehen als lotrechte Schnitte durch den ganzen Mauerkörper hindurch und sind rechtwinkelig zur Längsachse gerichtet, bei bogenförmigen Staumauern also radial. Ihre Bezeichnung als "Dehnungsfugen" ist zu eng; wir werden die schwind- und Temperaturfugen zusammenfassend *"Hauptfugen"* nennen. Sie unterteilen die Mauer in Abschnitte oder Blöcke, die *"Hauptblöcke"*. Bei Betonmauern sind weitere Fugen erforderlich zur Unterteilung der Hauptblöcke in kleinere Mauerkörper ("Teilblöcke") wie sie dem Arbeitsgang beim Betonieren entsprechen (*"Arbeitsfugen"*). Die

**Design and waterproofing of shrinkage, contraction and expansion joints in large dams.*
Constitution et étanchement des joints de retrait, de contraction et dilatation des grands barrages.
Constitución e impermeabilidad de las juntas de retracción, contracción y dilatación de las grandes presas.

senkrechten Arbeitsfugen sind für das Bauwerk die Schwindfugen zweiter Ordnung.

Die Notwendigkeit der Anordnung durchgehender Hauptfugen hat sich in Deutschland erst ergeben, als man vom Bau von Staumauern aus Bruchsteinen zu dem aus Beton überging. Von wenigen und unbedeutenden Ausnahmen abgesehen, haben unsere bogenförmigen Bruchsteinmauern trotz des Fehlens von Schwind- und Temperaturfugen keine Risse. Dabei hat es keinen Unterschied gemacht, ob mit Kalktrassmörtel [1] gearbeitet wurde, wie im westlichen Deutschland, oder mit Zementmörtel, gegebenenfalls mit mässigem Trasszusatz, wie in Sachsen oder Schlesien. Noch vor kurzem hat man in Sachsen eine grössere Trinkwassertalsperre als bogenförmige Bruchsteinmauer ohne solche Fugen mit vollem Erfolg errichtet. Indessen ist auch in Deutschland bei Gewichtstaumauern heute die Betonbauweise die Regel geworden. Einer der Gründe war das Fehlen der für solche Bauten erforderlichen grossen Zahl geübter Bruchsteinmaurer, ein zweiter die Möglichkeit der Einführungszeit- und kostensparender maschineller Einrichtungen. Mit der Einführung der Betonmauern ergab sich die Notwendigkeit, das Schwindproblem mehr wie bisher zu beachten.

Das Schwinden des Betons hat nach vorherrschender Auffassung drei Ursachen. Zementmörtel und Zementbeton erfahren beim Abbinden eine starke Wärmezunahme, deren Grösse von der Art des Mörtels abhängt. Solange die Abkühlung des Mauerinnern bis auf die Temperatur der Aussenflächen und der Luft vor sich geht, was jahrelang dauert, muss eine Zusammenziehung des Mauerkörpers die Folge sein. Ausser dieser *Abkühlung* haben die *kolloid-chemischen Vorgänge beim Abbinden* des Mörtels sowie die fortschreitende Verminderung des Wassergehaltes, die *Austrocknung*, ein Schwinden des Betons zur Folge.

Dieser Bericht hat sich vorwiegend mit dem Einfluss der Schwindung, der Ausdehnung und der Zusammenziehung des Betons auf den Entwurf und die Bauausführung der Staumauern zu beschäftigen. Wir werden dabei zunächst die Gewichtstaumauern aus Beton und aus gradlinigem Bruchsteinmauerwerk betrachten. Für Gewölbestaumauern und solche in aufgelöster Bauweise liegen in Deutschland für unser Thema keine Beispiele vor. In zweiter Linie sollen die inneren Betondichtungswände der hohen Erdstaudämme berücksichtigt werden. Im einzelnen zerfällt der Bericht in folgende Abschnitte:

I. Die Schwind- und Temperaturfugen (Hauptfugen)

1) Der Abstand der Hauptfugen.
2) Die Formgebung der Seitenflächen der Hauptblöcke.
3) Die Behandlung der Seitenflächen vor der Betonierung des Nachbarblocks.
4) Die Dichtung:
a) Äussere Dichtung auf der Wasserseite.
b) Innere Dichtung mittels Betonprismen.
c) Innere Dichtung mittels Kupferblechen.

[1] *Trass ist ein vulkanischer Zuschlagtoff zu Kalk- oder Zementmörtel, ähnlich der italienischen Puzzolanerde.*

d) Innere Dichtung durch Ausfüllen der Fuge.

5) Vorrichtungen zur Ueberwachung der Dichtungsmassnahmen (Kontrollschächte).

6) Die Entwässerung der Hauptfugen.

7) Die Behandlung der Hauptfugen an den Aussenflächen der Mauer, insbesondere bei Bruchsteinverkleidung.

8) Die Schwindfugen in den Betondichtungswänden der hohen Erdstaudämme.

II. Die Schwindfugen Zweiter Ordnung (Arbeitsfugen)

Anschliessend sollen kurze Angaben und Abbildungen über die Ausbildung der Fugen bei fertigen und geplanten Talsperren in Deutschland folgen, nach dem Zeitpunkt der Entstehung geordnet. Dabei werden auch zwei ausländische Beispiele erwähnt werden, bei denen deutsche Ingenieure als Entwurfverfasser oder Gutachter mitgewirkt haben. Den Schluss bildet eine Zusammenfassung.

I. Die Schwind- und Temperaturfugen (Hauptfugen)

1) der abstand der hauptfugen

Der Abstand der Hauptfugen wurde bei den ersten Ausführungen verhältnismässig weit gewählt, zum Beispiel 25 oder 30 m. Es hat sich jedoch gezeigt, dass dieser Abstand zu gross ist. In den erwähnten Fällen sind Risse nicht ausgeblieben. Sie betrafen weniger die höchsten Blöcke in der Talsohle; von diesen blieb der grössere Teil rissefrei. Dagegen sind mehrere Blöcke an den Hängen einmal und vereinzelt auch zweimal gerissen. Dabei haben sich Knickpunkte im Fundament in der Längsachse der Mauer als Gefahrenpunkte für die Bildung von Rissen erwiesen. Diese beginnen auf der Fundamentsohle und reichen bis etwa zur halben Höhe des Blocks. Ihr Verlauf ist im oberen Teil lotrecht, am Fundament stehen sie einigermassen senkrecht zum Hang. Die übrigens kaum sichtbaren Risse sind später gedichtet und damit unschädlich gemacht worden.

Die Ursache, dass die am Hang liegenden Mauerblöcke mehr der Gefahr der Rissbildung ausgesetzt sind wie die in der Talsohle, dürfte in der ungleichmässigen Massenverteilung der Hangblöcke zu suchen sein. Bei langen Mauerabschnitten entfällt auf eine Längeneinheit des Hauptblocks an dem einen Ende ein Mehrfaches an Masse gegenüber dem anderen Ende. Dies führt zu ungleichmässigen Setzungen sowie zu erheblichen Unterschieden in der Abbindewärme, wodurch das Entstehen von inneren Spannungen begünstigt wird.

Aus dieser Erfahrung ist die Lehre zu ziehen, dass man den Fugenabstand an den Hängen kleiner wählen sollte als in der Talmitte, an einem steilen Hang kleiner wie an einem flachen. Knickpunkte im Fundament bilden zweckmässig auch Punkte der Fugenteilung. Bisher ergeben die Beobachtungen, dass bei Abständen der Hauptfugen von rd. 20 m noch keine Risse auftreten. Aus Gründen der Vorsicht sind in der letzten Zeit im allgemeinen kleinere Abstände gewählt worden, etwa zwischen 16 und 12 m.

Die Verkürzung eines Betonblocks durch Schwinden scheint nach den wenigen bisher bekannt gewordenen Schwindzahlen bei 0,0003 bis 0,0004 zu liegen. Ein 30 m langer Block sucht sich danach um etwa 10 mm zu verkürzen, wird aber im unteren Teil durch die Verbindung mit der vielfach zackigen und abgestuften Felssohle daran gehindert. Die Schwindfuge ist demnach keilförmig und oben weiter geöffnet wie unten. Mit der starren Einspannung des Fundamentbetons hängt es auch zusammen, dass die oben erwähnten Schwindrisse vom Felsfundament ihren Ausgang nehmen.

2) DIE FORMGEBUNG DER SEITENFLÄCHEN DER HAUPTBLÖCKE

Die Seitenflächen der durch die Hauptfugen gebildeten Mauerabschnitte können glatt sein oder rechteckige oder trapezförmige Vor- und Rücksprünge aufweisen. Mit der Anordnung solcher Verzahnungen verfolgt man den Zweck, die Blöcke trotz der durchgehenden Fugen *scherfest* miteinander zu verbinden. Bei Anwendung von Verzahnungen zieht Verfasser einen *trapezförmigen* Grundriss der Falze der Rechteckform vor. Bei letzterer besteht die Möglichkeit, dass der einbindende Mauervorsprung sich infolge kleiner Unregelmässigkeiten in der Herstellung im Nachbarblock *festklemmt*. Dadurch können so starke Zugspannungen entstehen, dass der einbindende Mauerteil abreisst. Ein trapezförmiger Mauervorsprung dagegen lässt sich leicht aus dem Nachbarblock herausziehen.

Zugunsten der glatten Fugen macht man geltend, dass in statischer Beziehung für eine scherfeste Verbindung der Blöcke kein Grund vorhanden sei. Diese Auffassung trifft für gleich hohe Blöcke zu. Dagegen können am Hang die Belastungen und Durchbiegungen nebeneinander liegender Blockenden verschieden sein, und eine scherfeste Verbindung derselben ist bei gradlinigen Mauern nützlich, zumal der Mehraufwand an Schalungsarbeit wenig ins Gewicht fällt. Auch bei bogenförmigen Staumauern können sich die keilförmigen Hauptblöcke erst dann gewölbeartig gegeneinander stützen, wenn sich infolge der Durchbiegung durch den Wasserdruck die Hauptfugen geschlossen haben.

Renaud[2] hat darauf aufmerksam gemacht, dass scharfkantig einspringende Winkel leicht zu Schwindrissen führen, die vom Scheitel des Winkels ausgehend sich mehr oder weniger tief in den Beton fortsetzen; er spricht sich deshalb für Hauptfugen ohne Verzahnung aus. Verfasser ist anderer Ansicht, empfiehlt aber auch aus diesem Grunde die Wahl von Falzen mit stumpfen Winkeln (135°) anstelle der rechteckigen.

3) DIE BEHANDLANG DER SEITENFLÄCHEN VOR DER BETONIERUNG DES NACHBARBLOCKS

Die Behandlung der Seitenflächen der Hauptblöcke soll ein Anhaften des einen Blocks an dem anderen verhindern. Das einfachste Mittel ist das Bestreichen der Seitenwand des fertigen Blocks mit Lehmbrühe. Meistens hat man Anstriche mit bitumenhaltigen Stoffen vorgezogen, und in einem Fall ist die Seitenfläche auch luft-

[2] *A. Renaud: Note sur la forme des joints de contraction dans les barrages à gravité. Annacles des Ponts et Chaussées 1933. I.*

seitig von der noch zu besprechenden inneren Dichtung mit einer zähen bituminösen Masse dick gespachtelt worden. Diese Flächenbehandlung wird bei unverkleideten Mauern nicht ganz bis zur Aussenfläche durchgeführt, da hier sonst durch Ausquellen von Bitumen ein unschöner schwarzer Streifen entstehen könnte.

4) DIE DICHTUNG

(*a*) *Äussere Dichtung auf der Wasserseite*

Die äussere wasserseitige Dichtung der Hauptfugen besteht in der Regel aus einem stabartigen Betonprisma von vieleckigem oder trapezförmigem Querschnitt. Im ersten Fall bildet das Prisma nach der Mauer zu einen rechten oder stumpfen Winkel, dessen Scheitel in der Fuge liegt; das Trapez hat seine kürzere Seite in der Aussenfläche. Der Betonstab hat öfters Eiseneinlagen erhalten. Falls die Hauptblöcke durch Verzahnung scherfest miteinander verbunden sind, kann man auf Eiseneinlagen verzichten, da sie die Arbeit erschweren und für die Wasserdichtigkeit des Betons von Nachteil sind.

Die Fuge wird innen vor dem Einbringen des Betonprismas gewöhnlich mit einer dichtenden Haut, z. B. Asfaltfilz, überklebt. Für diese Dichtungshaut empfiehlt sich nach erfolgreichen Erprobungen des Verfassers ein Blechstreifen aus Kupferbronce von 0,1 bis 0,2 mm Stärke. Solche fast papierdünnen gekörnten Bleche sind dehnbar und biegsam und können jeder Form angepasst werden. Die Kupferhaut wird als Rolle geliefert und auf die zu dichtende Fläche mit einer heissen bituminösen Masse von unten nach oben aufgeklebt. Die Stösse können gefalzt oder gelötet werden, jedoch ist eine Überlappung von 10 cm Breite in den meisten Fällen ausreichend. Zur Kostenersparnis kann auch Aluminiumblech infrage kommen, obwohl es chemischen Angriffen des Betons oder des Wassers wahrscheinlich nicht ganz so gut widersteht wie Kupfer.

(*b*) *Innere Dichtung mittels Betonprismen*]

Der unter *a*) beschriebene Dichtungsstab bietet für sich allein noch keine ausreichende Sicherheit gegen Wassereintritt in die Hauptfuge; er wird erfahrungsgemäss vom Sickerwasser zu leicht umflossen. Deshalb wird im Innern der Mauer ein weiterer Dichtungsschutz vorgesehen, meistens ein federndes Kupferblech, vergleiche unter *c*), seltener ein zweites quer vor der Fuge liegendes Dichtungsprisma. Zu diesem Zweck wird im Mauerwerk beiderseits der Fuge ein Schacht ausgespart, bisher rechteckig oder quadratisch, jedoch kann wegen der Gefahr des Klemmens auch eine beiderseits keilartige Form in Betracht kommen. Der Schacht wird später bei kühler Witterung mit Beton ausgestampft. Zuweilen hat man ihn noch länger offen gehalten, um ihn erst nach Eintritt von Sickerungen mit Beton auszufüllen.

Die einfache und billige Dichtung mit doppelten Betonprismen hat sich bewährt. Durch die üblich gewordene Verkleinerung des Fugenabstandes wird die Sicherheit gegen Wasserdurchtritt noch verbessert, da das Mass des möglichen Öffnens der Fuge sich verringert.

(c) *Innere Dichtung mittels Kupferblechen*

Das am häufigsten angewandte Dichtungsmittel sind federnde Kupferbleche, die beiderseits der Hauptfuge in die Blöcke einbetoniert werden. Sie haben meist 2, seltener 1 oder 3 mm Stärke und sehr verschiedene Breite, 0,30 bis 2,0 m. Bei neueren Ausführungen findet man Breiten von 0,80 bis 1,00 m. Die wagerechten Stösse werden gelötet oder geschweisst, der untere Rand wird einbetoniert. An den seitlichen Rändern sind die Bleche nach einer oder abwechselnd nach beiden Seiten rund oder eckig umgebogen, um ein Herausziehen aus dem Mauerwerk zu verhindern. Die in der Mitte liegende Feder hat verschiedenartige Aufbiegung. In einem Falle ist zur Erzielung einer möglichst grossen Elastizität die Form der Doppelfeder gewählt worden.

Bei Anwendung ⌐⌊-förmiger Bleche bedarf es keiner Aussparung in Mauerwerk. Es fällt auf, dass diese nach Art und Einbau einfachsten Kupferfedern nur selten angewandt worden sind. Meistens wird für die Feder in den beiden Hauptblöcken, oder auch nur in einem von ihnen, eine senkrechte, runde oder rechteckige Öffnung ausgespart, in der sich die Feder bewegen kann. Dieser *„Federschacht"* bleibt entweder offen, oder er wird mit einer bituminösen Masse ausgegossen, von der man annimmt, dass sie dauernd genügend nachgiebig bleibt, um die Federung des Bleches zu ermöglichen. Vereinzelt wird nach amerikanischen Vorbildern ein gelochtes Dampfrohr in die mit Bitumen auszufüllende Aussparung eingelegt. Durch den Dampf soll das Bitumen nach Fertigstellung der Mauer noch einmal soweit erweicht werden, dass es den Federschacht und den nach der Wasserseite anschliessenden Teil der Hauptfuge dicht und elastisch verschliesst.

(d) *Innere Dichtung durch Ausfüllen der Fuge*

Vielfach wird der wasserseitige Teil der Hauptfugen mit elastischen Dichtungsstoffen ausgefüllt. Ein altbekanntes Mittel ist das Einlegen eines Teerstricks, zuweilen in keilförmiger Aussparung und mit Bitumenumhüllung. Öfters wurde der eine Block von der Wasserseite bis zur inneren Dichtung mit Asfaltpappe oder Asfaltfilz überklebt; man muss indessen annehmen, dass solche Faserstoffe trotz der Tränkung im Laufe der Jahre verwittern. Man findet deshalb auch eine Ausfüllung der Fuge nur mit Bitumen, wobei dieses auf den voreilenden Block durch mehrfachen Anstrich oder durch Spachteln aufgebracht wird. Auch das Auspressen der Fuge mit Zement mit Hülfe vorher eingelegter geschlitzter Eisenrohre ist hier zu erwähnen, das bei einem neueren Bauvorhaben erwogen wird, zum Teil allerdings aus statischen Überlegungen (Gewölbewirkung).

5) VORRICHTUNGEN ZUR ÜBERWACHUNG DER DICHTUNGSMASSNAHMEN (KONTROLLSCHÄCHTE)

Bei vielen Betonstaumauern hat man zur Beobachtung der erzielten Dichtigkeit und zur Messung und Ableitung etwa eingedrungenen Sickerwassers besteigbare Kontrollschächte angeordnet, die von dem die Mauer unten durchziehenden Besichtigungsgang zugänglich sind. Sie münden entweder in einen zweiten, höher liegenden Besichtigungsgang oder enden in der Mauerkrone, wo sie durch Gitter oder Deckel verschlossen werden.

Verfasser hat die Beobachtung gemacht, dass diese Schächte mehrfach selbst die Ursache des Eintritts von Sickerwasser geworden sind. Wenn sie verhältnismässig nahe der Wasserseite liegen, wirken sie wie grosse Dränleitungen. Das Wasser tritt vom Staubecken her durch den zuweilen nicht völlig wasserdichten Beton in den Mauerblock ein, nimmt seinen Weg um den äusseren Dichtungsstab oder um das Kupferblech herum und tritt im Kontrollschacht zutage. Es bleibt dann zu überlegen, ob man ihn nicht besser unter Verzicht auf die Benutzung als Kontrollschacht durch Ausstampfen mit Beton verschliesst. Damit wird er zu einem inneren Dichtungsprisma, wie unter *b*) beschrieben. Wenn man sich diese Möglichkeit offen halten will, legt man den Kontrollschacht besser quer vor die Fuge als einseitig in einen der beiden Blöcke.

6) DIE ENTWÄSSERUNG DER HAUPTFUGEN

Wird das in die Hauptfuge eingedrungene Wasser durch den Kontrollschacht abgeleitet, so wird durch die Nässe das an sich schon mühsame Befahren der Schächte noch unbequemer. Diese Ueberlegung führt dazu, besondere Sickerleitungen zur Entwässerung der Hauptfugen vorzusehen. Verfasser hält Kontrollschächte für entbehrlich, wenn man folgende Anordnung trifft: Luftseitig von der inneren Dichtung werden in die Hauptfuge *hintereinander* zwei Sickerleitungen eingebaut, von denen die innere aus zwei eckigen Schalen von etwa 40 cm Weite besteht, die durch die Fuge durchschnitten werden. Beide Rohre münden, voneinander unabhängig, im unteren Besichtigungsgang. Etwa auftretendes Sickerwasser wird im inneren Sickerrohr abfliessen, und man kann dieses nötigenfalls später durch Vergiessen mit Zement zu einem Dichtungsprisma umgestalten. Danach übernimmt das andere Rohr die Ableitung des dann noch verbliebenen Restes von Sickerwasser.

7) DIE BEHANDLUNG DER BEWEGUNGSFUGEN AN DEN AUSENFLÄCHEN DER MAUER, INSBESONDERE BEI BRUCHSTEINVERKLEIDUNG

Die Hauptfugen gehen bis zur Luftseite der Mauer durch und werden dort sichtbar. Ist die Seitenfläche der Hauptblöcke mit Verzahnungen versehen, so treten auch diese an der Luftseite zutage. Zur Vermeidung solcher zackigen Linien kann man die Vorsprünge im Innern der Mauer enden lassen und die Seitenflächen in der Nähe der Luftseite glatt ausbilden.

Verfasser hält es für nützlich, die Luft- und die Wasserseite der Betonstaumauern nach Fertigstellung des betonierten Teiles mit Bruchsteinmauerwerk zu verkleiden. Man erhält dadurch einen wirksamen Schutz des Bauwerks gegen Verwitterung und Zerstörung durch aggressive Wässer. Es entsteht dann die Frage, ob die Hauptfugen auch durch die Verblendmauer durchgehen sollen. Erfahrungsgemäss bedarf eine nachträglich vorgesetzte Bruchsteinmauer keiner solchen Fugen. Bei Temperaturönderungen sind die Hauptfugen aussen höchstens durch feine, den Lager- und Stossfugen folgende Zickzacklinien angedeutet. Betonmauern mit einem Bruchsteinmantel ohne Schwindfugen ergeben von aussen das gleiche Bild wie ganz aus Bruchsteinen hergestellte Staumauern, und das ist für ihre

Wirkung in der Landschaft zu begrüssen. Eine wasserseitige Mantelmauer verbessert nicht nur die Dichtigkeit der Staumauer selbst, sondern ganz wesentlich auch die der Hauptfugen.

8) DIE SCHWINDFUGEN IN DEN BETONDICHTUNGSWÄNDEN DER HOHEN ERDSTAUDÄMME

Bei den Dichtungswänden der hohen Erdstaudämme handelt es sich um verhältnismässig dünne und schlanke Betonkörper, zum Beispiel 4 m an der Sohle (ohne Besichtigungsgang), 1,25 m nahe der Dammkrone. Bei Anwendung von Eisenbeton sind die Abmessungen noch viel geringer. Die Wärmeentwicklung beim Abbinden bleibt daher in engeren Grenzen wie bei den Gewichtstaumauern. Die Dichtungswände werden schon bald nach der Betonierung vom Dammkörper umhüllt und damit der Einwirkung der Aussentemperatur entzogen. Wir haben es daher bei ihnen nur mit Schwindfugen, nicht mit Temperaturfugen zu tun.

Für die Vorrichtungen zur Dichtung der Fuge hat man bei den dünnen Betonkernen verhältnismässig wenig Platz, sodass man im oberen Teil der Wand zu ihrer Unterbringung noch pfeilerartige Verstärkungen anordnen muss. Eine Verzahnung der Blöcke ist aus diesem Grunde kaum anwendbar. Werden Kontrollschächte vorgesehen, so liegen diese nahe der wasserseitigen Aussenwand und sind der Gefahr des Eindringens von Sickerwasser besonders ausgesetzt. Verfasser hält es deshalb für richtiger, bei den Dichtungswänden der Erdstaudämme auf Kontrollschächte zu verzichten.

Im übrigen sind die Konstruktionselemente zur Dichtung und Entwässerung der Hauptfugen die gleichen wie bei den Gewichtstaumauern. Ausser dem wasserseitigen Dichtungsstab findet man innere Dichtungsprismen und auch federnde Kupferbleche. Nach den bisherigen Erfahrungen dürften bei den jetzt üblich gewordenen kürzeren Abständen der Hauptfugen zwei Betonprismen als Dichtung ausreichen, besonders wenn im Innern des wasserseitigen Dichtungstabes eine Lage Kupferhaut über die Fuge geklebt wird.

Im Bereich des Besichtigungsganges ist auch auf der luftseitigen Fläche der Betonwand eine Abdichtung der Hauptfuge zu empfehlen, da sonst Tage- oder Sickerwasser durch die Fuge in den Besichtigungsgang eindringen kann.

II. Die Schwindfugen zweiter Ordnung (Arbeitsfugen)

Die Hauptblöcke müssen dem Betonierplan entsprechend in kleinere Blöcke unterteilt werden, deren senkrechte Fugen gleichzeitig als Schwindfugen zweiter Ordnung dienen. Die Seitenflächen der Teilblöcke sind nur vereinzelt als Trennflächen behandelt und mit nicht haftenden Anstrichen versehen worden. Meistens wurden sie aufgerauht, mit Stahlbürsten gereinigt und zuweilen zwecks besserer Verbindung mit dem Nachbarblock mit Zementmilch eingeschlemmt. Verzahnungen sind bei den senkrechten Arbeitsfugen nur selten angewandt worden.

Die Ansichten über die zweckmässige Grösse der Teilblöcke haben Wandlungen erfahren. Bei der ältesten Betonstaumauer bildete man Blöcke von 12 bis 16 m Länge und etwa 3 m Höhe. Später

finden wir das Bestreben, durch Vermeidung aller senkrechten und möglichste Verminderung der wagerechten Arbeitsfugen grosse einheitliche Betonkörper (Monolithe) zu bilden; die so entstandenen Teilblöcke haben bis zu 1,400 cbm Rauminhalt. Als man dann erkannte, dass man den Abstand der Hauptfugen zur Vermeidung von Schwindrissen vermindern müsse, wirkte diese Erfahrung auch auf die Ausbildung der Arbeitsfugen zurück. Entsprechend dem verminderten Abstand der Hauptfugen konnten die Teilfugen in der Längenrichtung auch weiter durch den ganzen Hauptblock durchgehen, dagegen waren in der Querrichtung im unteren Teil der Mauer je nach der Breite mehrere senkrechte Arbeitsfugen einzuegen. Abbildung 9 zeigt ein neueres Beispiel der Unterteilung eines Hauptblocks in Teilblöcke (Zillierbachtalsperre).

Allgemein gilt die Regel, dass die Fugen nach Möglichkeit zu unterbrechen sind. Spätere Auspressungen der senkrechten Arbeitsfugen mit Zementmilch sind nicht üblich und erfahrungsgemäss auch entbehrlich. Bei neueren Betondichtungswänden von Dämmen sind in die Fugen mehrfach schmale Eisenbleche als Dichtung eingelegt worden.

Beschreibung ausgeführter oder geplanter Schwind- und Temperaturfugen und ihrer Dichtung

A. Gewichtstaumauern

Schwarzenbachtalsperre im Schwarzwald

Bauzeit 1923 bis 1926. Bogenförmige Mauer aus Gussbeton mit 20% Blockeinlagen, Höhe 67 m. Luftseite mit Granitsteinen verkleidet. Abstand der Hauptfugen in der Mauermitte 36 m, sonst 25 bis 27 m. Seitenflächen verzahnt. Dichtung nach Abb. 1 durch Mantelmauer aus Gussbeton, Kupferblech und Teerstrick. Fuge mit Asfaltpappe überklebt. Granitverkleidung abweichend von der wasserseitigen Mantelmauer ohne Hauptfugen. Zwei Kontrollschächte.

Beurteilung durch die Verwaltung: Sehr gute Dichtigkeit, Sickerwassermenge bei vollem Staubecken 1,4 l/sec., keine Nachteile. Im Winter öffnen sich die Hauptfugen oben um 4 mm, nach unten verläuft dieser Spalt auf Null. Die Lage der Hauptfugen ist dann in der Bruchsteinverkleidung als feiner den Steinen folgender Riss erkennbar.

Anmerkung des Verfassers: Die aus dem älteren deutschen Staumauerbau übernommene wasserseitige Mantelmauer hat sich als Dichtungsschutz sowohl der Mauer als auch der Hauptfuge bestens bewährt.

Talsperre im Zschopautal bei Kriebstein (Sachsen)

Bauzeit 1926 bis 1929. Gradlinige Gussbetonmauer von 26 m Höhe. Abstand der Hauptfugen 20 bis 25 m. Seitenflächen verzahnt. Dichtung nach Abbildung 2 durch breites Kupferblech, Asfaltverguss des Federschachtes, Ausfüllung mit Bitumenpappe und zwei Teerstricke. Kontrollschacht nur in 2 von 11 Fugen. Dammbalkenfalze geben die Möglichkeit, einen Teil des Schachtes mit Beton auszustampfen und die Fuge nochmals zu verchliessen.

Gewichtstaumauern

Abb. 1

Schwarzenbachtalsperre

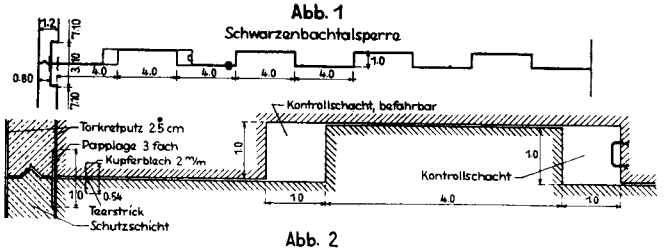


Abb. 2

Talsperre bei Kriebstein (Sachsen)

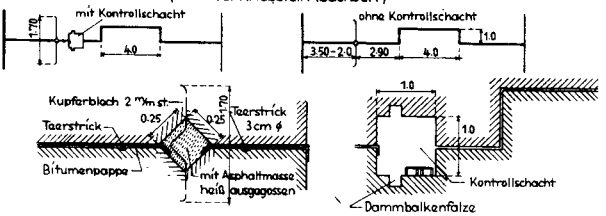
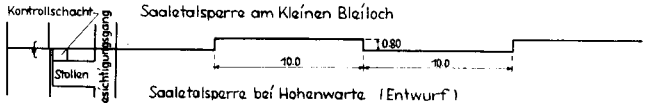


Abb. 3

Saaletalsperre am Kleinen Bleiloch



Saaletalsperre bei Hohenwarte (Entwurf)

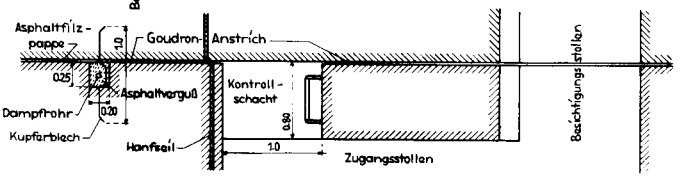


Abb. 4

Hochspeicherbecken bei Hardecke

Abb. 5

Aggertalsperre im Rheinland

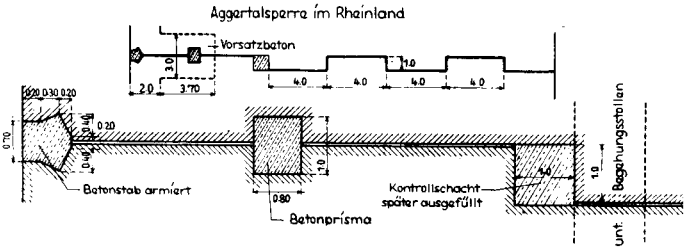


FIGURE I

Beurteilung durch die Verwaltung: Nach den bisherigen Erfahrungen liegt kein Anlass zur Änderung der gewählten Bauweise vor.

Talsperre bei Lehnmühle (Sachsen)

Bauzeit 1926 bis 1928. Gradlinige Bruchsteinmauer von 50 m Höhe. Abstand der Hauptfugen 32 bis 45 m. Trennflächen trapezförmig verzahnt, verputzt, mit Bitumen gestrichen und mit Bitumenpappe beklebt. Auf der Wasserseite Schutzmantel aus Bruchsteinmauerwerk von 1,0 m Stärke, durch 40 cm tiefe und 2 cm breite trapezförmige Falze mit der Mauer verbunden. Die Hauptfugen des Schutzmantels sind gegen die der Mauer um 4 m versetzt. Dichtung der Hauptfuge der Mauer durch 2 m breites und 2 mm starkes Kupferblech, Einzelheiten mit denen der Talsperre bei Kriebstein übereinstimmend.

Beurteilung durch die Verwaltung: Gleiches Urteil wie für die Talsperre bei Kriebstein.

Saaletalsperre am Kleinen Bleiloch in Thüringen

Bauzeit 1926 bis 1932. 65 m hohe bogenförmige Staumauer aus plastischem Beton. Abstand der Hauptfugen 25 m. Seitenflächen verzahnt. Dichtung nach Abbildung 3 durch Ausfüllen der Fuge mit Asfaltfilz und Kupferblech in vergossenem Federschacht. Kontrollschacht und Federschacht nur in einem Block.

Beurteilung durch die Verwaltung: Der Abstand der Hauptfugen ist zu gross, sonst hat sich die Bauweise bewährt.

Hochspeicherbecken bei Herdecke (Ruhrgebiet)

Bauzeit 1928 bis 1929. Staumauer aus Gussbeton von 29 m Höhe. Abstand der Hauptfugen bis 30 m. Seitenflächen mit Verzahnungen, die nicht bis zur Luftseite durchgehen. Dichtung nach Abbildung 4 durch trapezförmigen Eisenbetonstab, Überkleben und Ausfüllen der Fuge mit Asfaltpappe und Kupferblech in offenem Federschacht. Kontrollschacht mit abgestumpften Ecken. Spätere Ausfüllung dieses Schachtes mit Beton von vornherein vorgesehen.

Beurteilung durch die Verwaltung: Die Dichtung hat sich bewährt; nach mehrjähriger Betriebszeit ist die Hälfte der Schächte noch offen.

Aggertalsperre im Rheinland

Bauzeit 1928 bis 1930. Bogenförmige Staumauer aus Gussbeton von 45 m Höhe mit luftseitiger Bruchsteinverkleidung. Abstand der Hauptfugen 30 m. Seitenflächen verzahnt. Dichtung nach Abbildung 5 durch Eisenbetonstab und inneres Dichtungsprisma

---

FIGURE 1.—**Ausbildung der Schwind- und Temperaturfugen bei dei Schwarzenbachtalsperre, der Talsperre bei Kriebstein, den beiden Saaletalsperren, dem Hochspeicherbecken bei Herdecke und der Aggertalsperre.**

Construction details of shrinkage and temperature joints of the Schwarzenbach dam, the large dam at Kriebstein, the two Saale dams, the high storage reservoir at Herdecke and the Agger dam.

Dispositif des joints de retrait, de contraction et de dilatation, pour le barrage de Schwarzenbach, le grand barrage de Kriebstein, les deux barrages de Saale, le haut réservoir de Herdecke et le barrage d'Agger.

Detalles de construcción de las juntas de retracción, contracción y dilatación de la presa de Schwarzenbach, la grande presa de Kriebstein, las dos presas de Saale, el depósito elevado de Herdecke y la presa de Agger.

Abb. 6
Schluchseetalsperre im Schwarzwald

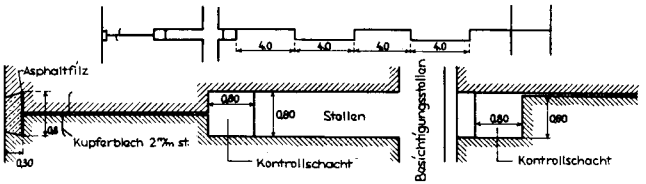


Abb. 7
Ausgleichbecken bei Heimbach

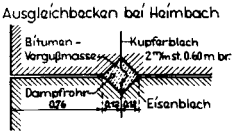


Abb. 8
Zillierbachtalsperre

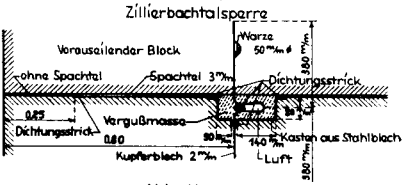


Abb. 9
Zillierbachtalsperre

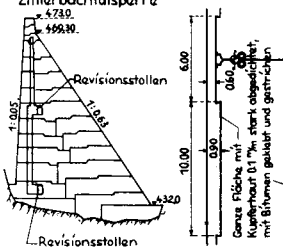


Abb. 11
Bali-Iskertalsperre in Bulgarien

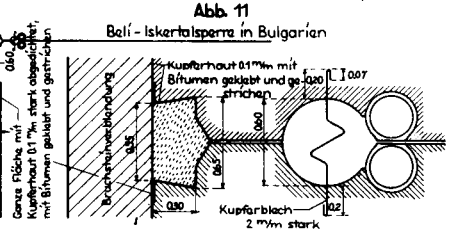
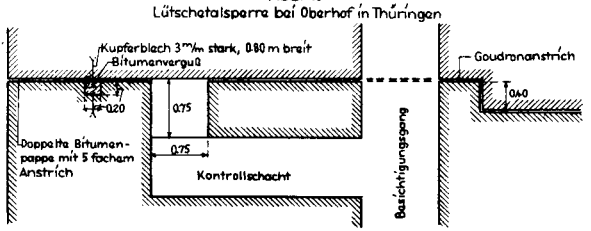


Abb. 10
Lütschetalsperre bei Oberhof in Thüringen



Betonkerne in Erdstaudämmen

Abb. 12
Sorpetalsperre im Ruhrgebiet

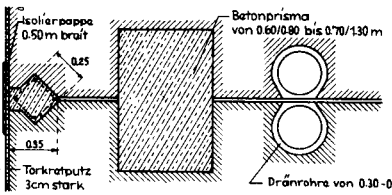


Abb. 13b
Sösetalsperre und Odertalsperre im Harz

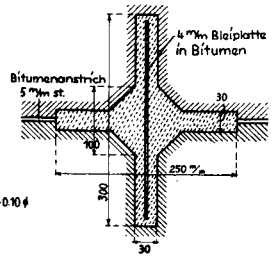


FIGURE 2

aus Beton. Kontrollschacht später ebenfalls mit Beton ausgefüllt. Bruchsteinverkleidung ohne Hauptfugen.

Beurteilung durch die Verwaltung: Der Fugenabstand ist zu gross. Die Dichtung hat sich im allgemeinen bewährt, jedoch erwies sich die Herstellung des wasserseitigen Dichtungsstabes als schwierig. Dichtung mittels Kupferblech und einer mit elastischer Asfaltmasse zu vergiessenden Aussparung wird vorgezogen.

Anmerkung des Verfassers: In der Bruchsteinverkleidung ist die Lage der Hauptfugen auch bei kühlem Wetter kaum erkennbar.

Schluchseetalsperre im Schwarzwald

Bauzeit 1929 bis 1931. Staumauer aus Gussbeton von 50 m Höhe, Mitte gebogen, Hänge gradlinig. Abstand der Hauptfugen in der Mitte 15, 50 m, an den Hängen bis 12 m abnehmend. Seitenflächen verzahnt. Dichtung nach Abbildung 6 durch trapezförmigen Eisenbetonstab, Überkleben der Fuge mit Asfaltfilz und ⌐⌊-förmiges Kupferblech. Zwei Kontrollschächte.

Beurteilung durch die Verwaltung: Einige der an der Luftseite austretenden Verzahnungen haben an ihren Ecken leichte Risse. Die Fugen, die durch Kontrollschächte zugänglich sind, zeigen mehr oder weniger starke Durchfeuchtung. Die Dichtung mit Eisenbetonstab und Kupferblech sei noch nicht völlig befriedigend. Die Verzahnung der Fugen könne unterbleiben, da sie statisch nicht genügend begründet sei.

Zwei Ausgleichbecken bei Heimbach und Obermaubach an der Rur (Eifel).

Bauzeit 1933 bis 1934. Abstand der Hauptfugen der 12 m hohen Staumauer bei Heimbach 8 bis 21 m, bei Obermaubach 18 m. Dichtung nach Abbildung 7, in einem Feld versuchsweise Aluminiumblech.

Erfahrung: Trotz des verhältnismässig grossen Fugenabstandes keine Risse.

Vorbecken der Talsperre bei Schwammenauel an der Rur (Eifel)

Bauzeit 1934 bis 1935. 14 m hohes Überfallwehr, Abstand der Hauptfugen 17 m. Dichtung wie im Betonkern der Talsperre bei Schwammenauel, Abbildung 17. Erfahrung: Wie oben.

Zillierbachtalsperre im Harz

Bauzeit 1934 bis 1935. Gradlinige Staumauer aus plastischem Beton von 45 m Höhe. Abstand der Hauptfugen 12 m, keine Verzahnung. Dichtung nach Abbildung 8 durch Dichtungsstrick, Ausfüllen

---

FIGURE 2.—**Ausbildung der Schwind- und Temperaturfugen bei der Schluchseetalsperre, dem Ausgleichbecken bei Heimbach, der Zillierbachtalsperre, der Beli-Iskertalsperre in Bulgarien, der Lütschetalsperre (Thüringen), der Sorpe- und der Sösetalsperre.**

Construction details of shrinkage and temperature joints of the Schluchsee dam, the compensation reservoir at Heimbach, the Zillierbach dam, the Beli-Isker dam in Bulgaria, the Lütsche dam (Thuringia), the Sorpe and the Süse dams.

Dispositif des joints de retrait, de contraction et de dilatation, pour le barrage de Schluchsee, de Zillierbach, de Beli-Isker en Bulgarie, de Lutsche (Thuringe), de Sorpe et de Sose.

Detalles de construcción de las juntas de retracción, contracción y dilatación de las presas siguientes: Schluchsee, Zillierbach, Beli-Isker (en Bulgaria), Lutsche (Turingia), Sorpe y Sose.

Abb. 13a
Sösetalsperre und Odertalsperre im Harz

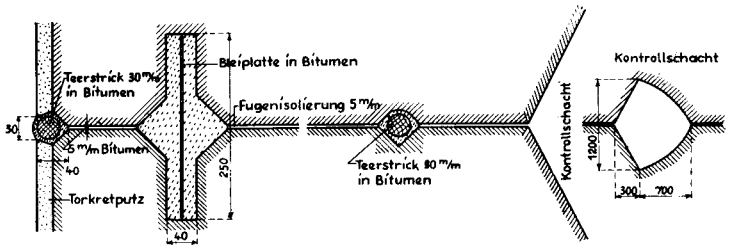


Abb. 14
Ausgleichbecken bei Burgkhammer an der Saale

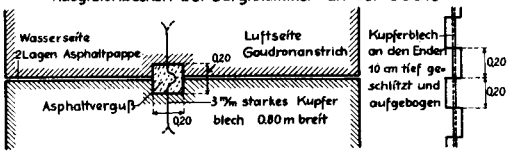


Abb. 15
Driedorfertalsperre im Westerwald

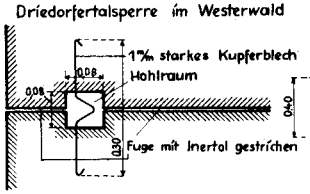


Abb. 16
Kalltalsperre in der Eifel

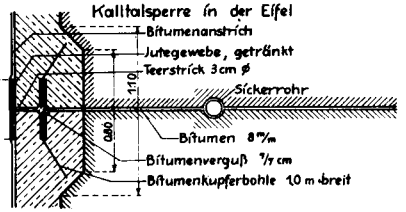


Abb. 17
Rurtalsperre bei Schwammenauel in der Eifel

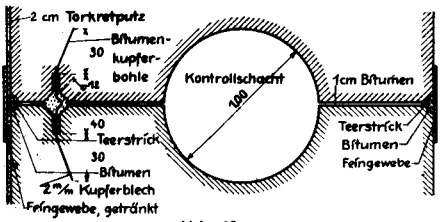


Abb. 18
Bevertalsperre im Wuppergebiet

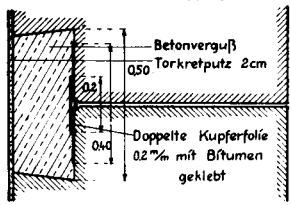


FIGURE 3.

der Fuge mit Bitumen und Kupferblech mit seitlich aufgepressten Buckeln. Feder in einem Stahlblechkasten, der mit Teerstricken gedichtet und mit Vergussmasse ausgefüllt ist, mit Ausnahme des Innenraumes der Feder.

Beurteilung durch die Bauleitung: Die Anbringung des Kupferbleches mit Hilfe des Eisenblechkastens war schwierig. Eine Umbördelung des seitlichen Randes des Kupferbleches ist besser als aufgepresste Buckel. Eine Dichtung bestehend aus einem wasserseitigen Dichtungsstab in Verbindung mit einer kleinen quadratischen, später mit Vergussmasse auszufüllenden Aussparung in der Fuge wird vorgezogen. In diesem Falle empfehle sich mit Rücksicht auf ungleiche Bewegungen benachbarter Blöcke eine trapezförmige Verzahnung.

Lütschetalsperre bei Oberhof in Thüringen

Bauzeit 1935 bis 1936. Gradlinige Mauer aus plastischem Beton von 34 m Höhe. Abstand der Hauptfugen 12 bis 13 m. Seitenwände verzahnt. Dichtung nach Abbildung 10 durch Ausfüllen der Fuge mit Bitumenpappe und durch Kupferblech in vergossenem Federschacht. Kontrollschacht und Federschacht in nur einem Block.

Saaletalsperre bei Hohenwarte (Thüringen)

Bauzeit ab 1936. Bogenförmige Staumauer aus plastischem Beton von 74 m Höhe. Fugenabstand 15 m. Ausbildung der Hauptfugen und der Dichtung vorläufig gleich der der Saaletalsperre am Bleiloch geplant; vergleiche Abb. 3. Im Federschacht ist ein 1½″-Dampfrohr vorgesehen. Weiter wird erwogen, durch Einbau in der Längsrichtung halbgeteilter 1½″-Eisenrohre in die Hauptfugen die Möglichkeit zu schaffen, diese später mit Zementbrei auszupressen. Hierdurch soll der durch Schwinden entstehende Spalt geschlossen und die Bogenwirkung der Mauer zur besseren Wirkung gebracht werden.

Zwei ausländische Talsperren, bei denen deutsche Entwurfverfasser oder Gutachter tätig waren

Tschubuktalsperre bei Ankara (Türkei)

Bauzeit 1931 bis 1934. Bogenförmige Staumauer aus plastischem Beton von 55 m Höhe. Abstand der Hauptfugen wegen der grossen Temperaturschwankungen (bis −30° im Winter, bis +60° im Sommer) 12 bis 14 m. Keine Verzahnungen. Die Dichtung der Fuge

FIGURE 3.—**Ausbildung der Schwindfugen bei den Betondichtungswänden der Odertalsperre (Harz), des Ausgleichbeckens bei Burgkhammer an der Saale, der Driedorfer Talsperre, der Kalltalsperre, der Rurtalsperre (Eifel) und der Bevertalsperre.**

Construction details of shrinkage joints of the watertight concrete aprons of the Oder dam (Harz), of the compensation reservoir dam at Burgkhammer on the Saale, of the Driedorfer dam, of the Kall dam, of the Rur dam (Eifel), and of the Bever dam.

Dispositif des joints de retrait des masques étanches en béton des barrages de l'Oder (Harz), du réservoir de Burgkhammer sur la Saale, de Driedorfer, de Kall, du Rur (Eifel) et de Bever.

Detalles de construcción de las juntas de retracción de los muros impermeables de hormigón de las presas del Oder (Harz), del depósito de Burgkhammer en el Saale, de Driedorfer, de Kall, del Rur (Eifel) y de Bever.

ist von den Talsperren bei Kriebstein und Lehnmühle übernommen, Breite des Kupferblechs 2 m.

Beli-Iskertalsperre im Rilagebirge in Bulgarien

Bauzeit ab 1936. Gradlinige Staumauer aus plastichem Beton von 50 m Höhe. Hauptfugen in 16 m Abstand, keine Verzahnung. Dichtung nach Abbildung 11. Wasserseitig Bruchsteinverkleidung ohne Hauptfugen. Betonmauer ganz mit 0,1 mm starker Kupferhaut überklebt, diese mit 2 mm Bitumen gestrichen. Annähernd trapezförmiger Betonstab. Fuge mit Kupferhaut überklebt und mit Bitumenspachtel ausgefüllt. Kupferblech mit doppelter Federung, Federschacht offen und durch zwei Sickerröhre entwässert. Kein Kontrollschacht.

Anmerkung des Verfassers: Die Massnahmen zur Dichtung der Mauer und damit auch der Hauptfugen sind besonders vorsichtig.

B. DIE BETONKERNE DER HOHEN ERDSTAUDAEMME

Sorpetalsperre im Ruhrgebiet

Bauzeit 1927 bis 1935. Höhe des Kerns 67 m. Abstand der Hauptfugen 26 bis 28 m. Dichtung nach Abbildung 12 durch bewehrtes, später durch unbewehrtes Betonprisma, Überkleben der Fuge mit Isolierpappe und rechteckiges inneres Betonprisma von 0,60–0,80 m, später 0,70–1,30 m Querschnitt. Kein Kontrollschacht. Entwässerung durch auseinanderstossende Dränrohre. Oben sind die Rohre offen und zugänglich.

Beurteilung durch die Bauleitung: Von den bisher unter 49 m Wasserdruck stehenden Hauptfugen sind 15 dicht, zwei Fugen an den Hängen zeigen etwas Sickerwasser. Der Fugenabstand ist zu gross, sonst genügt die Dichtung mit kleinen den Erfahrungen entsprechenden Verbesserungen. (Kupferhaut über der Fuge, inneres Dichtungsprisma etwas keilförmig.)

Die Sösetalsperre und die Odertalsperre im Harz

Bauzeit 1928 bis 1931 and 1929 bis 1932. Höhe der Betonkerne 57 und 60 m. Abstand der Hauptfugen 28 m in der Talsohle, 14 bis 17 m an den Hängen. Dichtung nach Abbildung 13*a* und 13*b* durch zwei Teerstricke, Ausfüllen der Fuge mit Bitumen und Bitumenbleibohle. Kontrollschacht bis zur Dammkrone durchgehend. Spätere Ausführung nach Abbildung 13*b*.

Beurteilung durch die Bauleitung: Einzelne Fugen sind nach der mit dem Einstau verbundenen Kernbewegung geringfügig undicht geworden, im ganzen ist der Erfolg zufriedenstellend.

Ausgleichbecken Burgkhammer an der Saale (Thüringen)

Bauzeit 1930 bis 1931. Teilweise massive Mauer, teilweise Erdstaudamm mit Betonkern von 17 m Höhe. Abstand der Hauptfugen im massiven Teil 10 bis 21 m, im Betonkern durchschnittlich 13 m. Dichtung in beiden Fällen nach Abbildung 14; Ausfüllung mit Asfaltpappe, Kupferblech in vergossenem Federschacht.

Beurteilung durch die Verwaltung: Die Dichtung hat sich bewährt. In den 21 m breiten Blöcken keine Risse.

Driedorfer Talsperre im Westerwald

Bauzeit 1934 bis 1935. Eisenbetonkern von 18 m Höhe. Stärke des Kerns unten 0,60, oben 0,25 m. Abstand der Hauptfugen 24 bis 28 m. Dichtung nach Abbildung 15 durch schmales Kupferblech in offenem Federschacht. Kontrollschacht.

Beurteilung durch die Bauleitung: Die Fugen sind mit wenigen Ausnahmen dicht. Die Kupferblechdichtung sei allen anderen überlegen, da die Fugen trotz starker Bewegung der einzelnen Mauerblöcke dicht bleiben.

Kalltalsperre in der Eifel

Bauzeit 1934 bis 1935. Betonkern von 38 m Höhe, Abstand der Hauptfugen 20 m. Dichtung nach Abbildung 16 durch Überkleben mit getränktem Jutegewebe, Teerstrick, Ausfüllen der Fuge mit Bitumen und Bitumen-Kupferbohle in vergossenem Federschacht. Entwässerung durch Sickerrohr.

Beurteilung durch die Bauleitung: Noch keine Erfahrungen. Die Dichtung wird als sehr zuverlässig angesehen.

Rurtalsperre bei Schwammenauel in der Eifel

Bauzeit ab 1934. Innere Dichtungswand von rd. 60 m Höhe. Unten Betonsockel mit Besichtigungsgang, darüber Betonmauer von 12 m Höhe, oben schräge Wand aus wagerecht liegenden eisernen Spundbohlen. Abstand der Hauptfugen 23 bis 25 m. Dichtung nach Abbildung 17 durch Überkleben mit getränktem Feingewebe, Teerstrick, Ausfüllen der Fuge mit Bitumen und Bitumenkupferbohle in vergossenem Federschacht. Kreisförmiger Kontrollschacht. Fuge auch auf der Luftseite gedichtet.

Beurteilung durch die Bauleitung: Noch keine Erfahrungen.

Bevertalsperre im Wuppergebiet

Bauzeit ab 1935. Dichtungswand von 46 m Höhe, unten Betonsockel mit Besichtingungsgang, darüber Wand aus gewelltem Stahlblech. Abstand der Hauptfugen beim Grundablass 11 bis 12 m, beim Betonsockel 16 m. Im Betonsockel trapezförmige Falze. Dichtung des Stollens nach Abbildung 18, wasserseitig innen, luftseitig aussen. Trapezförmiger Betonring, Fuge doppelt mit Kupferhaut überklebt. Beim Betonsockel ringförmiges, 50 cm breites, 2 mm starkes, mit Bitumen gestrichenes Eisenblech in 40 cm Abstand von der Aussenkante. Bei einselnen Abschnitten ⌐⌙ förmiges 1 mm starkes Kupferblech.

Beurteilung durch die Bauleitung: Entsprechend der Wirtschaftlichkeit erscheint die Dichtung angemessen. Als vollkommenste Dichtung werden Kupferbleche in nicht vergossenem Federschacht angesehen.

ZUSAMMENFASSUNG

Nach langjährigen Erfahrungen bedürfen bogenförmige Gewichtstaumauern aus Bruchsteinen keiner Schwind- und Temperaturfugen, dagegen müssen gradlinige Bruchstein- und alle Gewichtstaumauern aus Beton mit durchgehenden senkrechten Fugen (Hauptfugen) versehen werden. Ihr Abstand wurde ursprünglich mit 25 und 30 m und mehr zu weit gewählt. Bei Abständen von 20 m sind noch keine

Risse beobachtet worden, jedoch bleibt man gewöhnlich in den Grenzen von 16 bis 12 m. Die kleineren Zahlen kommen für die Talhänge inbetracht. Die Trennflächen der Mauerabschnitte sind glatt oder werden mit rechteckigen oder trapezförmigen Verzahnungen versehen. Verfasser zieht letztere vor, weil rechteckige Vorsprünge sich festklemmen können und die scharfen Winkel leicht der Ausgangspunkt von Schwindrissen werden. Die Trennflächen wurden zuweilen mit Lehmbrühe, öfter mit Bitumen gestrichen oder damit gespachtelt.

Für die Dichtung der Fugen sind doppelte Verschlüsse zu empfehlen, einfache haben nicht immer ausgereicht. Die hierfür verwandten Konstruktionen, an der Wasserseite Dichtungsstäbe aus Beton oder Eisenbeton, im Innern Betonprismen oder die am häufigsten verwandten federnden Kupferbleche werden besprochen und durch Beispiele und Abbildungen erläutert. Die Aussparungen für die Feder wurden bei einigen Mauern mit Bitumen vergossen, bei anderen blieben sie offen. Der wasserseitige Teil der Hauptfugen wird öfter mit Bitumen ausgefüllt, Asfaltpappe oder Asfaltfilz werden hierfür jetzt seltener verwandt. Teerstricke haben sich behauptet. Kontrollschächte zur Überwachung der Fugen können so ausgebildet werden, dass man sie nötigenfalls später mit Beton ausfüllen und dadurch die Fuge nochmals verschliessen kann. Für die Ableitung etwa eingedrungenen Wassers ist der Einbau von Sickerleitungen in der Fuge zu empfehlen. Ein hervorragendes Mittel zur Dichtung sowohl der Staumauer als auch der Hauptfungen ist eine wasserseitige Mantelmauer, am besten aus Bruchsteinen. Die wasser- und luftseitigen Bruchsteinverkleidungen der Betonmauern bedürfen keiner Hauptfugen.

Bei den Betondichtungswänden der hohen Erdstaudämme (Betonkerne) liegen die Verhältnisse einfacher, weil Temperaturwechsel ausscheidet. Daher lässt sich bei normalem Abstand der Hauptfugen (20 m oder weniger) durch ein äusseres und ein inneres Betonprisma ausreichende Wasserdichtigkeit erzielen.

Bei den Arbeitsfugen, welche die grossen Mauerabschnitte in kleinere Blöcke aufteilen, werden zweckmässig die gleichen Abstände wie bei den Hauptfugen innegehalten, zum Beispiel 12 bis 16 m. Demnach wurden in den letzten Jahren fugenlos durchgehende Schichten der durch die Hauptfugen gebildeten Mauerabschnitte nicht mehr angewandt, sondern die Mauer in der Querrichtung je nach ihrer Stärke in zwei oder mehr Blöcke unterteilt.

SUMMARY

Experience of many years has shown that arched masonry gravity dams do not need shrinkage and temperature joints; on the other hand, straight masonry and all concrete gravity dams have to be provided with vertical joints (main joints) extending through the concrete. Their original spacing at intervals of 25 to 30 m or more, was too great. With spacings of 20 m no cracks were observed; but usually limits of 12 to 16 m are maintained. The lesser spacings are applicable near the abutments. The joint surfaces of the dam sections are smooth and are provided with rectangular or trapezoid indentations. The author gives preference to the latter, because rectangular salient parts may jam and sharp corners could easily be the cause of shrinkage cracks. The joint surfaces are sometimes

painted or trowelled with thinned clay lute, or occasionally, with bitumen.

Double sealing is recommended for tightening the joints; single sealing has not always been sufficient. The methods of construction for this are discussed and explained by examples and pictures; on the upstream side, tightening logs of concrete or reinforced concrete; in the inner part, prisms of concrete or the frequently used resilient copper sheets. The recesses were filled with bitumen in some instances while in others they remained open. The upstream part of the main joints is frequently filled with bitumen; asphaltic fabric or asphaltic felt is employed less often for this purpose. Tar ropes proved sufficient. Control pits for the supervision of the joints can be so shaped that they can (if necessary) be filled with concrete, thus sealing the joint again. In order to drain possible incoming water it is recommended that percolation pipes be provided at the time of construction. An outstanding medium for tightening the dam as well as the main joints is a watertight apron, preferably of masonry. The upstream and downstream masonry facings do not need any main joints.

Much simpler are the conditions with regard to the watertight concrete walls of high earth dams (concrete cores), because no change of temperature takes place. Therefore, if the spacing between the main joints is normal (20 m or less) a sufficient degree of watertightness can be obtained by an exterior and an interior concrete prism.

In the case of construction joints, which divide the large sections of the dam into small blocks, preferably the same spacings as apply to the main joints (about 12 to 16 m) should be maintained. Due to this fact, in recent years jointless layers of sections between the main joints have no longer been built, but the section has been divided perpendicularly into two or more blocks.

RESUME

Une longue expérience a montré que les barrages-poids arqués en maçonnerie n'ont besoin d'aucun joint, mais que, par contre, les barrages rectilignes en maçonnerie et tous les barrages-poids en béton doivent être munis de joints verticaux allant d'un bout à l'autre (joints principaux). Au début, on ménageait entre ces joints un intervalle de 25 ou 30 m et même davantage: c'était trop. Avec des intervalles de 20 m on n'observe déjà plus de fissures. Cependant, habituellement, on se maintient dans des limites de 16 à 12 m. On peut descendre en dessous dans les parties voisines des flancs.

Les joints peuvent être unis, ou a redans rectangulaires ou en forme de trapèze; l'auteur préfère ce dernier système parce que les saillies à angle droit peuvent adhérer étroitement et que les angles aigus servent facilement de point de départ aux fissures de retrait. Les surfaces de séparation ont été parfois recouvertes d'une couche de glaise ou de bitume, ou jointoyées à la truelle avec ces matériaux.

Au sujet de l'étanchement des joints, il est bon d'employer la fermeture double, car les fermetures simples ont montré leur insuffisance. L'auteur discute et explique par des exemples et des figures les modes de construction employés à ce sujet: langues de béton ou de béton armé du côté amont; des prismes de béton ou des tôles en cuivre formant ressort, à l'intérieur.

Dans certains ouvrages on a coulé du bitume dans les cavités ménagées pour le cuivre, dans d'autres on les a laissées ouvertes. Le plus souvent la partie des joints du côté du réservoir est remplie de bitume; le carton et le feutre asphaltés sont plus rarement employés. Des cordes goudronnées ont donné de bons résultats.

Il est bon d'aménager les puits de vérification des joints de manière qu'en cas de besoin on puisse les remplir de béton et perfectionner ainsi la fermeture. Il n'est pas mauvais d'installer dans les joints des tubes de drainage pour évacuer l'eau qui aurait pu s'introduire. Un excellent moyen d'étanchement, aussi bien pour l'ouvrage lui-même que pour les joints principaux, est le mur de protection, de préférence en pierres, du côté amont. Les revêtements en pierres sur la face amont ou sur la face aval n'ont pas besoin de joints principaux.

Dans le noyau en béton des grands barrages en terre, les conditions d'étanchement sont plus simples, parce que la question de variation de température ne se pose pas. C'est pourquoi on obtient un étanchement suffisant au moyen de prismes de béton extérieurs et intérieurs, et en maintenant un intervalle normal entre les joints principaux (20 m ou moins).

Dans les joints de construction, qui partagent la section de l'ouvrage en blocs plus petits, il est bon de maintenir les mêmes intervalles que pour les joints principaux, par exemple 12 à 16 m. On n'a plus employé, dans ces dernières années, de couches continues sans aucun joint dans les sections d'ouvrage entre deux joints principaux; au contraire, dans le sens transversal, l'ouvrage, selon son épaisseur, est partagé en deux ou plusieurs blocs.

RESUMEN

La experiencia de muchos años ha demostrado que las presas-gravedad curvas de mampostería no necesitan juntas; en cambio las presas-gravedad rectas de mampostería o de hormigón deben estar provistas de juntas verticales (juntas principales) que vayan de un lado a otro. La separación original a intervalos de 25 a 30 m o más, era demasiado grande. Con intervalos de 20 m no se observó ninguna grieta; pero generalmente se mantienen los límites de 12 a 16 m. Las distancias menores se emplean cerca de los estribos. Las juntas pueden ser lisas, o con redientes rectangulares o en forma de trapecio; el autor prefiere este sistema porque los salientes de ángulo recto pueden unirse demasiado y los ángulos pronunciados pueden causar fácilmente grietas de retracción. Las superficies de las juntas a menudo se cubren con una capa de barro o de betún, o se allanan con estos materiales.

Para hacer impermeables las juntas es conveniente emplear cierres dobles, pues los cierres sencillos han sido siempre insuficientes. El autor discute y explica los métodos empleados por medio de ejemplos e ilustraciones: correderas de hormigón o de hormigón armado en el lado de aguas arriba; prismas de hormigón o chapas de cobre formando resorte, en el interior. En algunos casos las cavidades se rellenaron con betún, y en otros quedaron abiertas. La parte de aguas arriba de las juntas principales frecuentemente se rellena con betún; el cartón y el fieltro alfaltados se emplean muy raramente. Las sogas

embreadas han dado buenos resultados. Los taladros de verificación conviene hacerlos de forma que en caso de necesidad se puedan rellenar con hormigón, cerrando así la junta otra vez. Para evacuar el agua que pueda introducirse es conveniente instalar en las juntas tubos de desagüe. Un excelente medio para hacer impermeables tanto la presa como las juntas principales, es el muro de protección, preferiblemente de mampostería. Los revestimientos de mampostería de aguas arriba y de aguas abajo no necesitan juntas principales.

En el núcleo de hormigón de las grandes presas de tierra, las condiciones de impermeabilidad son más sencillas, porque no ocurre ningún cambio de temperatura. Por lo tanto, si la distancia entre las juntas principales es normal (20 m o menos) puede obtenerse un grado suficiente de impermeabilidad por medio de prismas de hormigón exteriores e interiores.

En las juntas de construcción, que dividen las grandes secciones de la presa en bloques pequeños, conviene mantener la misma distancia que en las juntas principales, es decir, de 12 a 16 m. En los últimos años no se han empleado capas continuas sin juntas en las secciones de la obra entre las juntas principales, pero la sección se ha dividido perpendicularmente en dos o más bloques.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

CONTRACTION JOINTS*

EDWARD SANDEMAN, M. Sc. (*M. Inst. C. E.*)
Great Britain

It is suggested that the joints in masonry dams should be referred to as "contraction joints" and not as "expansion joints", since they are designed to deal with contraction. It is unnecessary to provide for expansion, as this simply compresses the masonry.

In building the earlier dams of masonry no attempt was made to meet the changes in length which have been generally found to occur in long lengths of masonry.

Subsequently when a number of dams had failed to remain intact and had developed cracks, the division of the masonry into sections was inaugurated.

DAMS SHOWING NUMEROUS CRACKS

Instances may be cited where numerous cracks developed:

Boonton Dam (U. S.).

Here the length of the masonry portion of the dam was 2,150 feet, and the height 114 feet. It was built in 1902–4, and the number of cracks was 66, of which 33 were partial cracks on one face only. The manner of construction was similar to that of the English dams to which reference is made below, and it contained approximately 50 percent concrete and 50 percent displacers.

Assouan Dam (Egypt).

The length of this dam is 6,400 feet, and its height 65 feet, as first designed and built. The number of cracks was 82, of which 12 could be traced from top to bottom. It was built in 1898–1902. It has since been raised on two separate occasions.

**Joints de contraction.*
Schrumpfungsfugen.
Juntas de contracción.

Kendal Dam (England).

The length of this dam is 1,020 feet and the height 36 feet. A portion of the dam, in which is the overflow, is of gravity section and about 170 feet long, the remainder being of a thinner section backed up by an earth embankment. The masonry is of rubble stone embedded in lime mortar where the dam is above ground, and the base below ground level is of concrete.

There are 15 cracks in the dam, of which 7 are in a length of 236 feet measured from one end of the dam. In this instance it would appear that the cracks are entirely due to variation in atmospheric emperature.

Dams Remaining Intact Without Cracking

On the other hand it is interesting to note that the following English dams have shewn no cracks:

	Length	Height	Date
	Feet	*Feet*	
Vyrnwy	1,350	84	1882–91
Derwent	1,110	114	1902–12
Burrator	361	77	1894–98

All these dams were of the same type, as regards the method of building, having squared stone facing and large displacers in concrete in the interior, of sizes ranging to 5 tons. As a matter of interest the masonry of all three is quite watertight.

The cement used was, of course, of a coarser type than that now in common use.

It is worthy of note that the concrete was made with as little water as was consistent with producing a concrete of jellylike consistency after considerable expenditure of labour in pounding and ramming the concrete.

It may be mentioned that the Howden Dam, built at the same time as the Derwent Dam, and of similar design and length, but a little higher, developed only one central crack through the dam, and four other partial ones not passing through it.

The same cement was used in both these dams, and the only reason which could be deduced for the differing results was that the concrete was of somewhat wetter consistency in the case of the Howden Dam.

In those countries where there are considerable variations in temperature between the seasons, contraction joints are advisable in long dams constructed of masonry or of concrete, in order to make sure that the formation of irregular cracks which might take dangerous forms in the structure are prevented.

Where the dams are of concrete almost wholly, or entirely, a greater necessity exists, since there is, in addition to the seasonal contraction, the further tendency to shorten the dams due to the cooling down of the temperature of the concrete.

Disadvantages of Finely Ground Cement as Now Used

During the last 15 years there has been brought into use cement of a greater degree of fineness and with a larger amount of lime in its composition than was formerly the case.

The resulting greater strength is accompanied by a higher temperature during setting, which is an objectionable feature since it tends towards increasing the frequency of cracks.

It is a question worth careful consideration whether this disadvantage of greater heat generation does not outweigh the gain in strength obtained by the finer grinding, and by the additional quantity of lime now added in the making of the cement.

The crushing strength of concrete resulting from the change is far in excess of that required in masonry dam construction, and if the cement of less fineness were strong enough and had sufficient lasting powers, there would seem to be a definite disadvantage in the change, rather than an advantage.

Methods of Building to Avoid Cracks

From the particulars given of the English dams the author would advance the theory that it is possible to build dams free of cracks.

The element of time is doubtless of importance, since each of the three dams referred to took some years to build; the Vyrnwy Dam 7 years, the Derwent Dam 7 years, and the Burrator Dam 3½ years.

The content of the first one was 260,000 cubic yards, of the second 360,000 cubic yards, and of the third 40,000 cubic yards.

In comparison with these particulars it may be pointed out that he Boonton Dam only took 2¼ years to build, its bulk being 247,800 cubic yards. The Assouan Dam took 4 years to build, its bulk being 700,000 cubic yards.

The rate of building per annum can therefore be set out as follows:

	Cubic yards
Boonton Dam	110, 000
Assouan Dam	175, 000
Vyrnwy Dam	37, 000
Derwent Dam	50, 000
Burrator Dam	12, 000

The speed of building has, particularly in the case of some of the American dams, been accelerated to such an extent that the figures quoted appear extremely small.

As an instance, in January, February, and March, 1935, the quantity of material built into the Norris Dam, east Tennessee, was 255,009 cubic yards, which is equivalent to 1,020,000 cubic yards per annum.

Generally, it would appear that the following methods of building tend towards safeguarding the structure from cracking:

(*a*) Moderate speed in building.

(*b*) The use of as large a proportion of stone as is possible in comparison to concrete.

(*c*) The use of less finely ground cement, or of cement specially made to a specification limiting the rise in temperature during setting.

(*d*) Aeration of cement before using.

(*e*) The quantity of water mixed with the broken stone, sand, and cement, to be as little as possible, provided that a concrete of jelly-like consistency be obtained after ramming.

Length of Dam Sections

Naturally, the lengths between joints vary in accordance with the experience of the engineers designing them, but from 25 to 30 feet may be taken as the minimum length in practice. The latter figure is the one adopted in the Boulder Dam (U. S.) recently completed. In this instance the sections were placed 2 feet apart, the intention being to fill them in at a later date, in all probability in cold weather.

The joints can, in the author's opinion, be placed considerably further apart in cases where displacers form say 30 to 40 percent of the bulk of the masonry.

Design of Joints

The effect of the division of masonry dams into sections is to make each of them dependent upon the disposition of its weight to resist the forces acting upon it, unless provision is made in the design for some degree of support being derivable from neighboring sections.

Although in gravity structures the design is such that each separate portion is capable of standing without such support, it is desirable that the joint should be so formed that in case of movement any section should be supported by the adjoining ones.

The joints used for the Kensico Dam, built in connection with the Catskill scheme for the water supply of New York, were so designed, and they were made watertight by fixing a vertical copper plate across the joint built into the adjoining sides of the sections. A bend in the plate allowed for horizontal movement when contraction occurred.

Many variations of design are possible, but the type used recently in the Altnaheglish Dam (Londonderry, northern Ireland) where the face of one section is designed with a large projecting panel bevelled on all four sides, which fits into a corresponding depression in the adjoining section, is suggested as one of the simplest and most effective.

SUMMARY

Instances are given of extensive cracking of masonry dams built 20 to 30 years ago, and in contradistinction, particulars of three English dams of somewhat similar age, which have not developed cracks, although two of them are over 1,100 feet long. They were built with squared stone facing and, in the interior, of large displacers bedded in concrete. A concrete of jellylike consistency, using as little water as possible to produce that state after ramming, was used in these three dams.

It is pointed out that the advisability of using contraction joints is greater when dams are built wholly of concrete. Reference is made to the greater degree of fineness of cement latterly in use and the higher temperature which accompanies it when setting, and the

question is raised, since greater strength is not required, whether it would not be better to revert to the coarser type of cement in use 20 years ago.

It is also suggested that it may be possible to build dams free from *cracks, and suggestions are given as to the methods to be employed.*

(*a*) Moderate speed in building.

(*b*) Use of a large percentage of displacers.

(c) Use of cement with limited rise in temperature.

(*d*) Aeration of cement.

It is suggested that the length of dam sections will vary in accordance with the experience of the engineers designing them, but that 25 to 30 feet may be taken as the minimum length in practice. Where displacers form a large percentage of the bulk, longer sections may be used.

Reference is made to the type of joint used in the Kensico Dam (U. S.) where vertical copper plates were used to make the joints watertight, and also to the type used in a dam in northern Ireland, where a large projecting panel fits into a corresponding depression in the adjoining section, which is regarded as one of the simplest and most effective forms.

RESUME

On donne des exemples de barrages en maçonnerie construits depuis 20 à 30 ans où l'on a constaté des fissures importantes, tandis qu'on cite trois barrages anglais presque du même âge où aucune fissure ne s'est manifestée bien que deux de ces barrages aient plus de 325 m de longueur. Ils ont été construits avec parement en pierres de taille et avec de grosses pierres incluses dans l'intérieur du béton. Dans ces trois barrages on s'est servi d'un béton de consistance pâteuse et tassé avec le moins d'eau possible.

On fait observer que l'emploi des joints de contraction est recommandé particulièrement lorsqu'il s'agit de barrages construits entièrement en béton. On mentionne le degré supérieur de finesse que possédent les ciments qu'on emploie depuis quelque temps et la température plus élevée qui accompagne leur prise; pourtant comme une résistance supérieure n'offre guère d'avantages, on peut se demander s'il ne serait pas mieux de se servir du ciment moins fin, dont on faisait usage il y a vingt ans.

On mentionne aussi la possibilité de construire des barrages qui ne se fissurent pas, et à cette fin on donne les conseils suivants:

(*a*) Vitesse modérée de construction.

(*b*) Emploi d'un pourcentage appréciable de grosses pierres.

(*c*) Emploi d'un ciment qui produit un accroissement de température modéré.

(*d*) Aération du ciment.

On reconnait que les sections du barrage doivent être de longueurs variables, suivant les decisions des ingénieurs chargés de l'étude; on peut toutefois choisir en pratique des longueurs minima de 8 à 10 m. En présence d'une proportion plus élevée de grosses pierres on peut se servir de divisions plus longues.

On mentionne le type de joint employé au barrage de Kensico (États-Unis) où sont prévues des tôles verticales en cuivre afin d'en assurer l'étanchéité, et également le type dont on s'est servi dans un

barrage en Irlande du Nord où un panneau saillant de chaque section pénètre dans une mortaise pratiquée à cet effet dans la section voisine. On croit que c'est là un dispositif des plus simples et des plus efficaces.

ZUSAMMENFASSUNG

Beispiele von weitgehenden Rissen in Staumauern aus Bruchsteinmauerwerk, die 20 bis 30 Jahre alt sind, werden angegeben und im Gegensatz zu diesen wird Näheres über 3 englische Dämme von ungefähr demselben Alter mitgeteilt, wo sich keine Risse gebildet haben, trotzdem zwei derselben über 330 m (1.100 Fuss) lang sind. Die Aussenseite dieser Staumauern besteht aus Quadersteinen und das Innere aus Beton, in welchem grosse Felsblöcke eingebettet sind. Bei allen drei Dämmen wurde zu der Betonmischung ein Minimum von Wasser hinzugefügt, um nach dem Stampfen eine gallertartige Dickflüssigkeit der Mischung zu erzielen.

Es wird hervorgehoben, dass es bei Staumauern, die gänzlich aus Beton gebaut sind, von grösserer Wichtigkeit ist, von Schrumpfungsfugen Gebrauch zu machen. Es wird ferner darauf hingewiesen, dass man in letzter Zeit, viel feiner gemahlenen Zement benutzt, wobei beim Abbinden die Temperatur höher steigt; man fragt sich also, da grössere Festigkeit nicht verlangt wird, ob es nicht besser wäre, zu dem grobkörnigerem Zement, wie er vor 20 Jahren gebraucht wurde, zurückzukehren.

Es wird darauf hingewiesen, dass es vielleicht möglich ist rissfreie Staumauern zu bauen, und Vorschläge werden gemacht, wie dieses zu erreichen ist:

(*a*) Mässige Arbeitstempo beim Bau,

(*b*) Verwendung eines hohen Prozentsatzes von Felsblöcken,

(*c*) Verwendung eines Zement mit beschränkter Temperatursteigerung,

(*d*) Luftzuführung zu dem Zement.

Die Länge der Dammabschnitte wird wohl je nach der Erfahrung der Konstrukteure verschieden sein, aber in der Praxis sollten (25 bis 30 Fuss) 7½ bis 9 m ein Minimum sein. Die Abschnitte dürfen länger sein, wo der Prozentsatz von Felsblöcken gross ist.

Es wird auch auf die Fugenart von der im Kensico Damm (Vereinigte Staaten) Gebrauch gemacht wird, hingewiesen. In diesem Fall werden senkrechte Kupferplatten gebraucht, um die Fugen wasserdicht zu machen. Auch wird die Fugenart in einer Staumauer im Norden von Irland erwähnt, wo ein grosser rechteckiger Vorsprung in eine entsprechende Aussparung in dem angrenzenden Abschnitt hineinpasst. Diese Fugenart wird als eine der einfachsten und wirksamsten Anordnungen angesehen.

RESUMEN

Se dan ejemplos de importantes formaciones de grietas en presas de mampostería construídas hace 20 ó 30 años y en contraste se citan tres presas inglesas de edad algo semejante, que no presentan ningún agrietamiento, no obstante que dos de ellas miden más de 325 metros de largo. Estas presas se construyeron con paramento de piedras labradas y grandes piedras sin tallar asentadas en el interior del

hormigón. En estas tres presas se ha empleado un hormigón de consistencia pastosa y apisonado con la menor cantidad de agua posible.

Se hace notar la conveniencia de usar juntas de contracción especialmente en los casos en que las presas se construyen totalmente de hormigón. Se hace referencia al mayor grado de finura del cemento últimamente empleado y a la temperatura más elevada de éste durante el fraguado, y se presenta ahora la cuestión de que si no sería mejor volver al tipo de cemento más grueso que se usaba hace 20 años, puesto que no necesita mayor resistencia.

También se insinúa que es posible construir presas que no se agrieten, y se proponen los siguientes métodos para su construcción:

(*a*) Rapidez moderada en la construcción.

(*b*) Empleo de piedras grandes sin tallar en gran proporción.

(*c*) Uso de cemento con limitada elevación de temperatura.

(*d*) Aeración del cemento.

Se indica que la longitud de las secciones de las presas variará de acuerdo con la práctica de los ingenieros que las proyecten, pero que 7 a 9 metros pueden tomarse como el mínimo. Pueden usarse secciones más largas cuando las piedras sin tallar formen una gran proporción del volumen.

Se hace referencia al tipo de junta usado en la presa de Kensico (EE.UU.) en la que se adoptaron planchas verticales de cobre para hacer impermeables las juntas, y también al tipo que se usó en una presa en el norte de Irlanda, en la cual un gran panel que sobresale de cada sección encaja en una entalladura practicada en la sección contigua. Esta es considerada como una de las formas más sencillas y eficaces.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

DESIGN AND WATERPROOFING OF SHRINKAGE, CONTRACTION AND EXPANSION JOINTS IN CONCRETE DAMS*

JAMES WILLIAMSON, *M. Inst. C. E.*
Great Britain

From the inception of the use of portland cement greater tendency to shrinkage and cracking became evident in concrete constructions than in masonry or blockwork. Means of mitigating the ill effects in dams arising from shrinkage, which became more pronounced as works became more massive, were accordingly investigated and gradually elaborated, principally on the lines of providing definite joints at which the contractions might be localized. Within the last few years several factors have contributed to give added importance to the question of making suitable provision for contraction and expansion in dams constructed of concrete, the principal being:

(*a*) Great increase in the strength and rapidity of hardening of portland cement with concurrent increase in the rapidity of generation of heat during the process of setting.

(*b*) Increased speed of placing concrete, which acts to increase the internal temperature and delay the ultimate cooling and shrinkage.

(*c*) Increased dimensions of concrete masses in high dams giving rise to very slow cooling of the interior, so that shrinkage continues for a long time.

* *Constitution et étanchement de joints de retrait, de contraction et de dilatation des barrrges en béton.*
Konstruktion und Dichtung von Schwindungs-, Schrumpfungs- und Dehnungsfugen in Beton-Staumauern.
Constitución e impermeabilidad de las juntas de retracción, contracción y dilatación en las presas de hormigón.

With reference to (*a*), a gradual alteration in properties of cement is apt to pass unnoticed, but by taking average results at sufficient intervals of time the evolution of commercial cements in Britain in recent years is seen to be pronounced. Average tensile test results on mortar briquettes formed of three parts sand to one part cement from certain works of construction on which large quantities of cement were used are given in table I.

TABLE I.—*Tensile tests on 3:1 sand and cement*

MORTAR BRIQUETTES

Date	Cement	At 3 days		At 7 days		At 28 days	
		Lbs. sq. in.	Kg/cm²	Lbs. sq. in.	Kg/cm²	Lbs. sq. in.	Kg/cm²
1924	Portland cement at Barking Power Station	[a]	[a]	350	24. 5	470	33
1927	Rapid hardening cement (Ferrocrete) at Barking Power Station	426	30	533	37. 5	618	43. 3
1934	Portland cement Galloway Water Power Works	460	32	540	38	620	43. 5
1934	Rapid hardening cement (Steelcrete)	580	41	640	45	690	48. 5

[a] Not taken.

In 1927 the rapid hardening cement known as "Ferrocrete" was being used for some special purposes and gave notably higher temperatures in setting than ordinary portland cement, as well as greater shrinkage. By 1934, or earlier, the position was reached when ordinary portland cement as marketed had greater strength in mortar briquettes at 3 and 7 days than the special "Ferrocrete" of 1928. The ordinary cement now on the market serves every purpose for which the earlier special cement was put forward, and the advantages in strength and early hardening are unfortunately accompanied by greater and more rapid generation of heat and greater ultimate shrinkage.

With reference to (*b*) it does not always fall to the engineer to fix the time allowed for carrying out the work, but where it is possible a generous allowance of time is desirable in concrete-dam construction so that most of the shrinkage may take place during the period of construction. Where large masses of concrete are deposited and built up as rapidly as possible, cooling and shrinkage may go on for a period of several years.

With reference to (*c*), it is now usual to divide the length of a dam into sections by the introduction of joints normal to the face of the dam, but hitherto it has not been usual to subdivide the sections further by longitudinal joints interposed between the upstream and downstream faces. As high gravity dams may have a base width of several hundred feet, subdivision in some suitable form would appear to be called for, as cracking in such a length cannot be precluded. Whatever mitigation of the conditions may be introduced by obtaining

cements producing less heat in setting or by extending the time of construction so as to allow as much shrinkage as possible to take place before final closing, or by other means, it will still be necessary to contemplate cracking or, alternatively, to allow for movement at joints specially disposed and arranged for the purpose. In addition to the movements produced by residual shrinkage, seasonal variations of temperature, yielding under stress, and other causes, dams are subject, apart from the erratic disturbances of earthquakes, to slight earth tremors and yieldings of the earth's crust which may be imperceptible to human beings but may nevertheless be sufficient to crack strained concrete or cause movement at joints.

It is generally recognized as preferable to allow for a definite system of joints in the design at which such movements are invited to take place rather than have unsightly cracking occurring at unforeseen places, possibly after the work is completed, with increased difficulty of making the work good and stopping leakage and the probability of recurrent opening of the cracks in the cold seasons.

The following observations are directed, therefore, to a consideration of the problem of arranging joints suitable for various circumstances in dams under present conditions, which will have a reasonable chance of withstanding the test of that relentless inspector, water, who will neither be bribed nor cheated.

Gravity Dams

Gravity dams of mass concrete tend towards a standard type having the upstream face vertical, or slightly inclined, and the downstream face on a slope between 0.65 and 0.85 to 1. Until recent years the most common method of construction was to build up the dam in blocks with transverse joints from 50 to 150 feet (15 to 45 m) apart, alternate blocks being carried up in advance of the others by the use of formwork on all four faces. The joints were arranged to serve the double object of providing in the first place for the shrinkage of the concrete and thereafter taking up the movements arising from temperature changes, yielding of the concrete, etc. The intermediate blocks followed after a shorter or longer interval with concrete filled in between upstream and downstream forms and against the hardened concrete of the blocks already built up on either side. The transverse faces in the blocks first built were grooved vertically so as to be keyed into the adjacent blocks, a sheet metal water stop was usually set across the joint near the upstream face and sometimes another near the downstream face, and in some important dams vertical drains or perforated pipes were left in the joint at intervals and extended at the top out to the downstream face to enable grouting of the joint to be done with liquid cement under pressure after the blocks had shrunk and the joint opened. Figure (1) shows a typical arrangement of a portion of such a joint in horizontal section. It indicates a watertight facing on the upstream side, which may be formed of a sufficiently rich mixture of concrete and a metal stop or seal built into this facing across the joint. Copper sheet is usually used for the seal. It is obvious that the seal will be completely effective only if the facing concrete and its horizontal course joints are also watertight.

The method outlined above does not promote rapid cooling of the concrete, as dissipation of heat is practically confined to the upstream and downstream faces of the dam. In a high dam complete cooling and shrinkage in the lower part would take several years and grouting to be effective should only take place thereafter, preferably at the end of a winter season. If done too soon it may have to be done again later with large cost for drilling through the concrete to reach sufficient points in the joints. Large leakage through such a joint might be caused by a ruptured metal seal, by defective face concrete or by

FIGURE 1.

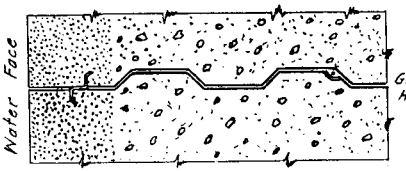
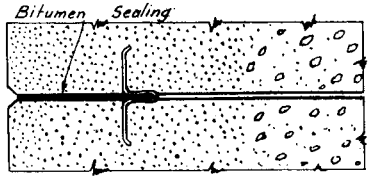


FIGURE 3.



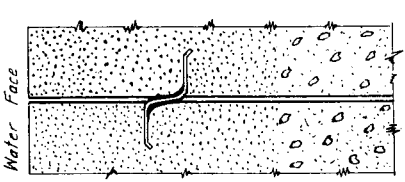


FIGURE 2.

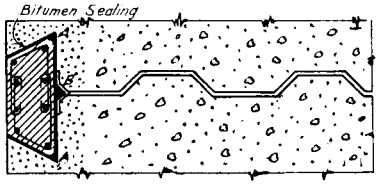


FIGURE 4.

FIGURE 1.—**Horizontal section through shrinkage joint in gravity dam with water stop near upstream face.** — Coupe horizontale d'un joint de retrait d'un barrage gravité avec dispositif d'étanchéité du parement amont. — Horizontaler Querschnitt durch eine Schwindungsfuge in einer Schwergewichtsmauer mit einem Abschlussstreifen in der Nähe der wasserseitigen Verkleidung. — Corte horizontal de una junta de retracción de una presa de gravedad con dispositivo de impermeabilidad del paramento aguas arriba.

FIGURE 2.—**Bent type of metal water stop.** — Dispositif d'étanchéité: par feuille de métal en Z. — Gekrümmte Ausführung eines metallenen Abschlussstreifens. — Dispositivo de impermeabilidad: por lámina de metal en Z.

FIGURE 3.—**Looped type of metal water stop.** — Idem . . . par feuille de métal plié. — Bogenförmige Ausführung eines metallenen Abschlusstreifens. — Idem . . . por lámina de metal doblada.

FIGURE 4.—**Dovetailed concrete water stop with bitumen sealing.** — Détail du dispositif d'étanchéité scellé au bitume. — Schwalbenschwanzförmiger Betonabschlussstreifen mit Bitumen-Verschluss. — Detalle del dispositivo de impermeabilidad cerrado con betún.

leaky horizontal joints between the layers. With water against the dam the source and route of the leakage would be difficult to trace. Grouting of the expansion joint would no doubt stop some of it, but the operation is difficult and uncertain in its results in extensive narrow joints.

Water stops of metal, where used, should be sufficiently flexible to follow the opening and closing of a joint without breaking the seal. The type shown in figure 2 with the corners rounded and filled with bitumen or asphalt is simple and effective. A looped type of strip which also meets the requirements is indicated in figure 3. The strips form a vertical parting in the concrete on each side of the joint and may give rise to cracks running out to the upstream face if the

concrete in front of them is thin. A minimum distance of 2 feet (0.6 m) from the face is suggested. Lead strips have been used in a few cases.

A purposeful method of effecting sealing at the upstream face at the latest date possible is to form a large dovetailed groove in the facing concrete disposed symmetrically on either side of the construction joint, as shown in figure 4. The faces of the groove are coated with bitumen, the corners at *A* and a small triangle at *B* are filled in with similar plastic material to act as hydraulic packings, and squeezing of the material at *B* into the joint may be prevented by a sheet of several plies of strong cloth impregnated with bitumen, which is laid against the face of the concrete and looped into the triangle. The dovetailed groove is filled with concrete or reinforced concrete in the last stages of the construction. The method is based on sound principles in that as much time as possible is allowed for shrinkage of the main mass of the dam, while residual shrinkage and movement is taken up at two joints on the face instead of one, and water pressure acting on the face of the sealing plug will keep it pressed tight against part at least of the sealing layer of bitumen.

Some attention requires to be paid to the nature of the bitumen used. It sould be of a kind to preclude its acting as a vertical semi-fluid column and squeezing out under its own weight. For moderate heights a bitumen of penetration 35 (British Standard Specification No. 618), mixed with about 15 percent of sand, has been found suitable for the purpose and has been used in the dams of the Galloway Water Power Co., Scotland. On flat surfaces two or three coats are applied with a brush to a total thickness of one-tenth to one-eighth of an inch.

It is not infrequently found that horizontal construction joints give rise to leakage, and it is a matter of experience that they sometimes cause more trouble than vertical joints. It is not so much a question of expansion and contraction as of making an effective junction between hardened concrete and a new layer of soft concrete.

The source of the difficulty is not too clear, but contributing factors may be:

(*a*) Too rapid drying of the concrete surface, which is known to affect watertightness of concrete adversely.

(*b*) Imperfect cleaning of the surface before deposition of new concrete. A skin of laitance, or dirt, remaining on the surface is harmful.

(*c*) Relative movement in setting between a new layer and an old layer which has cooled, causing disturbance at, and near, the junction of the layers.

(*d*) Deposition of new concrete on a very dry surface giving rise to abstraction of moisture from the new concrete at the joint.

The precautionary measures which suggest themselves are in respect of (*a*) soaking of the surface with water till the next layer is put on; in respect of (*b*) thorough removal of the skin and roughening and cleaning of the surface prior to placing the new layer; in respect of (*c*) avoidance of a large interval of time between successive layers and in respect of (*d*) prolonged wetting prior to deposition.

The method favored by the author for minimizing percolation at the horizontal joints between the separate lifts of concrete is indicated

in figure 5. The facing concrete is a rich mixture 1:1½:2½ which, given good construction, should be practically watertight. It is made wide enough to take a groove running parallel to the face of the dam, which is formed on top of each lift as it is completed. The upper surface of each lift is kept wet and before another layer of concrete is deposited the surface of the set concrete is completely

FIGURE 5.

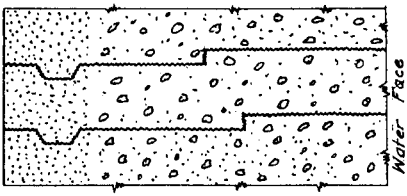
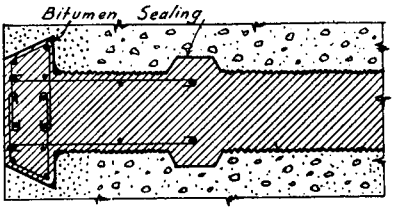


FIGURE 7.



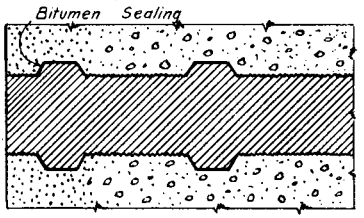


FIGURE 6.

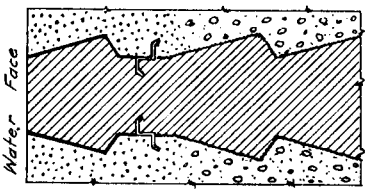


FIGURE 8.

FIGURE 5.—**Method of forming horizontal joints between layers of concrete.** — Méthode adoptée pour les joints horizontaux entre couches de béton. — Herstellungsmethode von horizontalen Fugen zwischen den einzelnen Betonschichten. — Método adoptado para las juntas horizontales entre capas de hormigón.

FIGURE 6.—**Shrinkage gaps in gravity dam with bitumen sealing in grooves.**— Remplissage des joints de retrait par du béton: scellés avec du bitume dans les encoches. — Schwindungsspalten in Schwergewichtsdämmen mit bituminösem Verschluss in den Aussparungen. — Relleno de las juntas de retracción con hormigón: cerradas con betún en las ranuras.

FIGURE 7.—**Shrinkage gap with dovetailed concrete water stop at upstream face, sealed with bitumen.**—Idem .... scellés au bitume au parement amont. — Schwindungsspalten mit schwalbenschwanzförmigem Beton-Abschlussstreifen an der wasserseitigen Verkleidung mit bituminösem Verschluss. — Idem .... cerradas con betún en el paramento aguas arriba.

FIGURE 8.—**Suggested arrangements at shrinkage gap for high gravity buttress dam.** — Dispositif proposé pour le joint de retrait des butées des grands barrages gravité. — Ausführungsvorschläge für Schwindungsspalten von hohen schwergewichts-Pfeilerdämmen. — Dispositivo propuesto para la junta de retracción de los estribos de las grandes presas de gravedad.

removed by picking, thoroughly cleaned off, and left rough. It is doubtful if the common method of spreading a layer of cement grout on the surface of set concrete prior to proceeding with the next layer of concrete is of much advantage, and it may sometimes be harmful. Cases have been found where the layer of grout has become soft. The author's conclusion is that it is preferable to start a new lift by spreading a thin layer of concrete to which extra cement has been added.

A method of procedure with certain definite points in its favor as compared with the method of alternate blocks of equal length outlined above is to build the dam in separate sections with narrow gaps between the sections. The sections or blocks are generally the full width of the dam and are built up simultaneously with shuttering on all four faces and raised in steps of 4 to 5 feet (1.2 to 1.5 m). The blocks have the maximum opportunity for cooling as they are exposed on all sides. The gaps between blocks should be as small as practicable, the width usually being decided by the means to be adopted for filling them. A minimum of 2 feet (0.6 m) is possible and has been used for a small dam where the small amount of concrete required for filling can be delivered by an inclined spout. In general widths of 5 to 8 feet (1.5 to 2.4 m) are used in large work if the concrete is to be deposited by buckets.

The advantages of the method are obvious. If the main blocks are allowed to cool sufficiently before the gaps are filled, further contraction will be confined to the narrow width of concrete in the gap and this will be divided between two joints. It is so small that provision for grouting may be omitted, but attention is still required to sealing at the upstream face. The faces of the blocks on each side of the gaps should have vertical grooves as described for the previous method, and in particular a groove should run up in the watertight face concrete for the full height. This groove should have the surfaces coated and the corners filled with bitumen of the kind already described. The gaps may then be closed by filling with concrete between upstream and downstream face shuttering. The method has been adopted for several gravity dams of moderate height in the Galloway Water Power Scheme in the southwest of Scotland. The arrangement in horizontal section at a gap is shown in figure 6. Prior to filling the gaps the concrete faces of the blocks at the gap are picked to remove the skin and left rough with the exception of surfaces of grooves to be coated, which are left smooth. Figure 12 shows a view of part of the Clatteringshaws Dam which indicates clearly the shrinkage gaps and the grooves in the blocks at the gaps.

A variant of the method, which would keep the principal sealing closer to the upstream face, is shown in figure 7. The labyrinth form of the joint through the dovetailed grooving hinders percolation, and filling of the corners with bitumen affords opportunity for tight packing under water pressure.

In the matter of spacing of expansion gaps, 80 feet was considered suitable a few years ago, but 50 feet is now more generally adopted and with modern cements 40 feet would be preferable. In early examples, also, the gaps were sometimes confined to the upper portion of the dam. Recent experience shows that where practicable they should extend to the foundation.

The objections, which may be raised to the method of frequent expansion gaps, arise more from commercial than technical considerations. It involves more form work than the method with single joints, the retention of plant for closing the gaps after the main mass is completed and an appreciable extension of the time required for completion of the whole work.

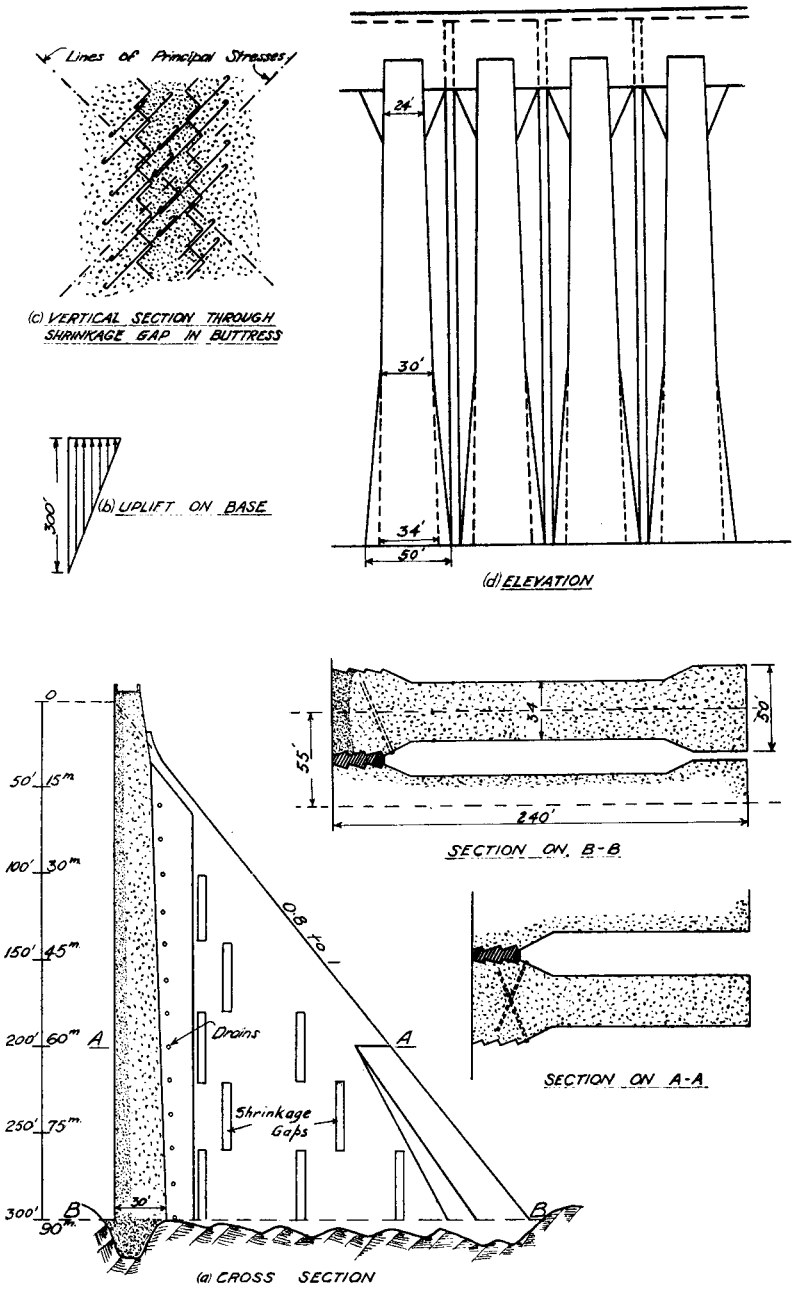

Lines of Principal Stresses
(c) VERTICAL SECTION THROUGH SHRINKAGE GAP IN BUTTRESS
300'
(b) UPLIFT ON BASE
24'
30'
34'
50'
(d) ELEVATION
0
50' 15m
100' 30m
150' 45m
200' 60m
250' 75m
300' 90m
A
B
Drains
Shrinkage Gaps
0.8 to 1
30'
(a) CROSS SECTION
55'
34'
30'
240'
SECTION ON B-B
SECTION ON A-A

FIGURE 9.

Observation of a gravity dam which had been designed for considerable uplift on the base and which was at the stage of being almost complete in a series of blocks with narrow spaces between, made it apparent that the possibility of uplift could have been reduced and savings effected without impairing the stability of the work if the upstream ends of the gaps only had been plugged, the rest of the spaces being left vacant. Completion of the architectural design called, however, for complete filling of the gaps, but the point led to further consideration of expansion and water-pressure relieving arrangements in relation to the form of gravity dams. The form suggested consisted of a gravity dam built in permanently separated sections which are jointed by filling in relatively narrow strips at the upstream face as shown typically in figure 10. The vacant spaces between sections would be serviceable in promoting rapid cooling of the separate blocks and would be utilized for escape of drainage water and for the relief of uplift pressure on the greater part of the base. The method has been investigated in detail for a dam 300 feet (90 m) high, the result arrived at being shown in figure 9.

Down to 200 feet (60 m) from the top the sections have a thickened upstream head connected by large splayed fillets to a narrower downstream stem, which forms a buttress. In elevation the sections are of triangular form with vertical upstream face and a downstream slope of 0.8 to 1, and the heads when keyed together at the gaps form a continuous upstream wall. The gaps between the heads are filled with concrete after the buttress sections have cooled sufficiently. Below 200 feet (60 m) the buttresses are thickened at the downstream side also, for the purpose of reducing stress and increasing lateral stability in the buttresses.

Points in favor of the general method of construction are the following:

(1) Relatively smaller masses and dimensions in the separate sections than in a mass gravity dam, with consequently more rapid cooling of the concrete.

(2) Opportunity for dealing in a rational manner with shrinkage in the width of the dam, which is important in the wide bases of high dams.

(3) Opportunity for effective elimination of water uplift on the bases and horizontal construction joints of the buttresses. Possi-

---

FIGURE 9.—**Multiple buttress type of dam to facilitate shrinkage and relieve uplift pressure.** — Barrage à contreforts type gravité pour faciliter le retrait et eviter les sous-pressions. — Typ einer Mehrfach-Stützpfeiler-Staumauer zur Erleichterung der Schwindung und zur Aufnahme des Auftriebdruckes. — Presa de contrafuertes del tipo gravedad para facilitar la retracción y evitar la subpresión. — (a) **Cross section.** — Coupe. — Querschnitt. — Corte. — (b) **Uplift on base.** — Sous-pression à la fondation. — Auftrieb am Untergrund. — Subpresión en la fundación. — (c) **Vertical section through shrinkage gap in base.** — Coupe verticale d'une ogive de retrait à la base. — Vertikalquerschnitt durch eine Schwinde-Spalte im Untergrund.—Corte vertical en la base de una ojiva de retracción. — (d) **Elevation.** — Ansicht.

bility of uplift may generally be confined to the upstream wall or part of it.

(4) Decrease in volume of concrete required partly owing to diminution of the allowance required for uplift pressure and partly to a better use being rendered possible of the strength of good concrete in the buttresses.

(5) More favorable conditions for maintenance and repair.

Points to be weighed against the advantages are the following:

(1) Increase in the quantity of formwork per unit of concrete.

(2) Possibility of richer, and therefore more costly, concrete being required for part of the buttresses in high dams, owing to increased stresses.

(3) Greater width of base, which in some cases may give rise to increased cost of foundations.

(4) Possibility of increase in the time required for construction.

The cross section of the dam shows a cut-off trench of usual type and location excavated into the rock foundation and filled with concrete, and with the rock beneath the trench sealed by drilling and grouting with liquid cement under pressure. The part of the base of the wall which lies behind the cut-off trench may be relieved of water pressure by pipes or drill holes led to the spaces between the buttresses. The heads of the buttress sections may also be drained into these spaces at the base and at a series of intermediate levels, to get rid of percolating water and prevent uplift at construction joints. By these means possibility of uplift becomes strictly limited and may be excluded from the stems of the buttresses. Should any leakage water get through the vertical construction joints in the upstream wall it will also be collected into the spaces between buttresses to escape downstream.

For the particular case investigated the sections are spaced at 55 feet (16.5 m) centers, the buttresses are tapered in the vertical direction and are connected to the heads by fillets with flat splays to avoid rapid variation of the section. Below 200 feet (60 m) from the top the buttresses are thickened in the downstream part to 50 feet (15 m) wide at the base, the centroid of the base area being then practically at the middle of the width. Gaps of 5 feet (1.5 m) between sections extend from base to top and a suitable keyed form is indicated for the plug of concrete which ultimately fills the gap. For moderate heights of dam coating of the grooves and filling in of the corners with a bituminous mixture of the type already described should form a satisfactory water seal. Metal water stops could conveniently be introduced at the back of the key nearest the water face as indicated in figure 8 and would be appropriate in the lower parts of high dams.

The width of base arrived at for this case is 80 percent of the height so that the separate sections have a length of 240 feet (72 m) from upstream to downstream face. Cracking would appear to be inevitable in such a length unless temporary joints are introduced. Indication is given of provision for this requirement by further subdividing each section into a number of blocks separated by temporary gaps which would be filled in at later stages. In this connection consideration has to be given to the nature and direction of the stresses in a buttress and accordingly the 5 feet (1.5 m) wide gaps

are disposed vertically for convenience of construction but are arranged with horizontal toothing, having faces set at right angles to the directions of the principal stresses. Reinforcement is indicated projecting from the blocks on each side in the line of the minimum principal stress (in some cases tension) and overlapping in the expansion space so that no resistance to movement is set up before the gap is plugged. The filling of the gaps would be done after sufficient time had been allowed for shrinkage of the separate blocks, and preferably towards the end of the cold season.

If masonry or pre-cast concrete blockwork were adopted for the buttresses the difficulties arising from shrinkage would largely disappear.

The saving in concrete in a gravity buttress type dam as visualized above will be considerable as compared with a mass gravity dam

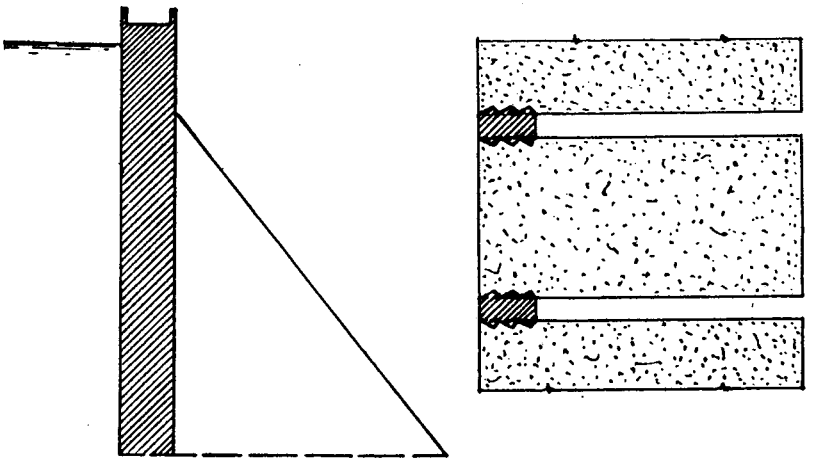


FIGURE 10.—**Type of gravity dam with permanent gaps.** — Type de barrage gravité à joints ouverts permanents. — Typ eines Schwergewichtsdammes mit Dauerspalten. — Tipo de presa de gravedad con juntas abiertas permanentes.

designed for large uplift pressure. If on the other hand the criterion for comparison be taken as a gravity dam as indicated in figure 10 formed in separate sections with narrow gaps closed at the upstream face and such that the same restricted amount of uplift might be allowed as in the buttress type, the possible savings are not so great. The type shown in figure 10 with gaps amounting to 10 percent of the length and a base width of 69 percent of the height has a mass represented by a vertical solid wall having a thickness equal to 33 percent of the height. The equivalent thickness for the example of figure 9 is 27½ percent of the height, a saving of 5½ on 33 or 17 percent, due to the adoption of the buttress type. The saving in cost would be considerably less than 17 percent. In the case of a dam with deep foundations, or foundations having to go deeper than expected, the possible saving in the superstructure might be offset by extra expenditure below ground, arising from the increased width of base.

Horizontal arch dams are adapted to narrow rocky gorge sites and are only used where they lead to substantial saving in quantity of concrete. From the point of view of provision for contraction and expansion they have the advantage of much less thickness from upstream to downstream than a gravity dam for the same duty, normally between one-third and one-half as much. This makes a great difference in the amount of cooling which can take place during the construction period. Except in very high dams of large radius the thickness of the concrete at the bottom is not such as to give rise to apprehension of cracking in the radial length of a construction block. As a horizontal arch resists the pressure of the water by compression in the arch it is not appropriate to use bitumen in any part of an arch joint subjected to thrust, and efforts should therefore be directed towards reducing the possibility of movement at the joints to the very minimum amount.

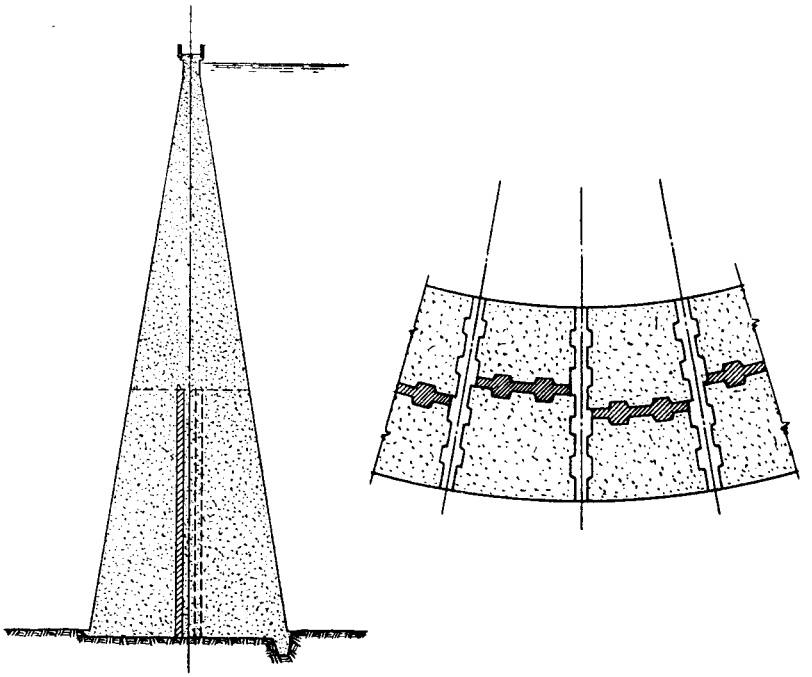


FIGURE 11.—**Arrangement of shrinkage gaps in horizontal arch dam.** — Dispositif des joints de retrait dans les barrages en voûtes horizontales. — Anordnung der Schwindungsspalten in einem horizontalen Gewölbedamm. — Dispositivo de las juntas de retracción en las presas bóvedas horizontales.

The trend of development is to use narrow radial shrinkage gaps at frequent intervals, to close them with concrete after the material cooling of the main blocks has taken place and to make provision for grouting the joints under pressure after the concrete in the gaps has

had time to cool and shrink. The radial joints of the main blocks, or voussoirs, are grooved vertically so as to be keyed to the concrete deposited later in the gaps. This method has been adopted in five horizontal arch dams in the Galloway water-power scheme in the southwest of Scotland. The dams are not large, being from 70 to 85 feet (21 to 25.5 m) in height above the bed of the rivers. They are of constant radius type with vertical upstream faces and downstream slopes varying from 0.25 to 0.35 to 1, according to the radius. They are therefore relatively thin and favorable to rapid cooling. The gaps are approximately 5 feet (1.5 m) wide and the average spacing is about 50 feet. A vertical groove is formed in each radial

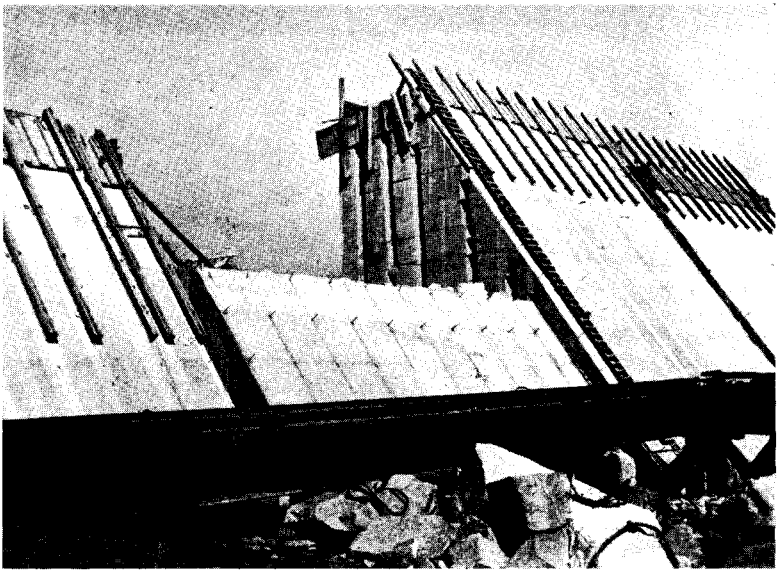


FIGURE 12.—**Clatteringshaws gravity dam, shrinkage gaps with grooved faces.** — Barrage de Clatteringshaws, joint de retrait avec redans. — Schwindungsspalten mit ausgesparten Verkleidungen am Schwergewichtsdamm von Clatteringshaws. — Presa de Clatteringshaws, junta de retracción con redientes.

joint of each block near the upstream face, another is formed near the downstream face following the slope, and where the width of the block permits other intermediate grooves are inserted. The grouting arrangements are confined to the upstream and downstream grooves. In the upstream grooves porous concrete pipes 6 by 6 inches square (15 by 15 cm) externally with a 2-inch (5-cm) hole through the middle are built up vertically to a height not over 20 feet (6 m). They are in the line of the joint and held by the concrete as the gap is filled. A 1-inch (2.5-cm) grouting pipe is carried through horizontally from the bottom of the porous pipe to the downstream face of the dam and fitted with a connection for a pressure grouting hose. A ½-inch (1.25 cm) air and grout escape pipe is similarly carried through from the top of the section of porous pipe to the downstream face of the dam. The concrete in the gap is built up to a height of 2 feet above the top

of the porous pipe and above this point a further section of porous pipes with grout and escape pipes is installed. The whole height of the dam is arranged in separate sections for grouting in this manner, the downstream groove being treated in similar fashion to the upstream groove. Grouting is done gradually, starting with a thin mixture and working up to a thick mixture for final sealing. When the system is filled and grout issuing by the escape pipe the latter is plugged and the operation is completed at a pressure of 70 to 100 pounds per square inch (5 to 7 kg per cm^2).

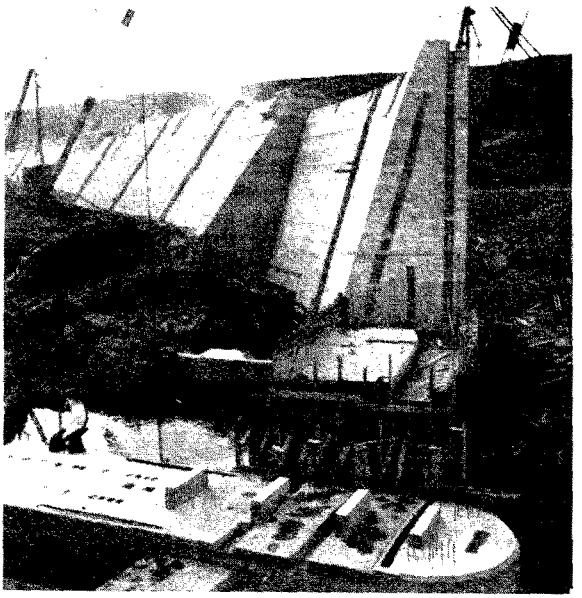


FIGURE 13.—**Earlstoun horizontal arch dam, shrinkage gaps.** — Barrage voûte de Earlstoun, joint de retrait. — Schwindungsspalten am horizontalen Gewölbedamm von Earlstoun. — Presa bóveda de Earlstoun, junta de retracción.

The result has proved entirely successful in the case of the Tongland Arch Dam which has been in service for over a year. The others of the group are nearing completion but have not yet been brought into service. The author does not know to what extent the grouting contributes to the watertightness. It is provided to assist also in the important purpose of closing up the arch and thereby restricting deflection and bending stresses when the load comes on. It is quite probable that a good result as regards watertightness would have been obtained without the grouting.

Figure 13 shows a view of the Earlstoun Arch Dam of the Galloway water-power scheme, formed in separate blocks with shrinkage gaps. The dam is 70 feet high above river bed and has a vertical upstream face and a downstream slope of 0.25 to 1. The view also shows part of the gravity dam which forms the abutment for one side of the arch. The other abutment is against steep rock.

In the case of high arch dams of large radius where the base width may exceed 100 feet (30 m) there is risk of longitudinal cracking somewhere in the radial length of the blocks. To guard against this it is suggested that such arches be formed with an equal slope upstream and downstream so as to be symmetrical about a vertical line and that the voussoir blocks be subdivided by vertical gaps arranged to break joint slightly in alternate voussoirs as indicated in figure 11.

If the blocks were built up in this fashion in the lower part of the dam, allowed to stand through a cold season, which in many parts of the world is the bad weather season, and the longitudinal gaps then filled, the upper and thinner part of the voussoirs might then be completed with retention of the radial gaps only.

The author is indebted to Sir Alexander Gibb & Partners for permission to give particulars relating to dams in the Galloway water-power scheme.

SUMMARY

Factors which have contributed in recent years to give increased importance to the question of suitable joints in concrete dams include the following:

(*a*) Increase in the early strength of portland cement with concurrent increase in rapidity of generation of heat in setting.

(*b*) Increased speed of construction with increase of internal temperature and retardation of cooling.

(*c*) Increased dimensions of concrete masses in high dams producing a very slow rate of cooling and shrinkage.

Ordinary portland cements now on the market in Britain when tested in 3 to 1 mortar briquettes give higher strengths at 3 and 7 days than did special rapid-hardening cement in 1927. The increased early strength is, unfortunately, from the point of view of dam construction, accompanied by greater and more rapid generation of heat and greater ultimate shrinkage. The time allowed for construction does not always fall within the control of the engineer, but where possible generous allowance should be made. The complete cooling of large masses of concrete may require a period of several years.

Assuming that provision has been made for shrinkage due to cooling, subsidiary movements may arise from residual shrinkage, periodical variations of temperature, yielding of concrete under stress, earth tremors, and yielding of the ground. These subsidiary movements may be provided for by a system of contraction and expansion joints.

Gravity Dams.

Hitherto the most usual provision adopted has consisted in building the dam in sections of 50 feet to 150 feet separated by transverse joints, the alternate sections being built up in advance, with vertically grooved faces to form a key. The shrinkage in setting and the subsequent movements of contraction and expansion are intended to be taken up at these joints and the amount of opening may be considerable. Closure near the upstream face has usually been effected by a metal water seal consisting of a strip of sheet copper set across the joint and anchored into the concrete on each side, and examples

of suitable flexible forms of seal are given. Sealing can also be effected in purposeful fashion by forming a large dovetailed groove across the joint at the upstream face, coating the faces of the groove with bitumen and filling the groove with concrete or reinforced concrete after the shrinkage of setting has taken place. The bitumen coatings allow for subsequent slight movement.

Shrinkage Gaps.

The general method which now finds most favor is to use transverse shrinkage gaps in place of single joints and to employ a closer spacing of 40 to 50 feet. The gaps are narrow, about 2 feet to 5 feet wide (0.6 to 1.5 m). The sections between gaps may be built up simultaneously; they are exposed on all faces to the atmosphere so that cooling is more rapid, and the gaps constitute the provision made for taking up shrinkage in the sections. The gaps are filled with concrete in the concluding stages of construction. Sealed expansion joints may be incorporated in the form of upstream vertical grooves on each side coated with bitumen, sheet metal water seals, upstream dovetailed grooves with bitumen sealing, or a combination of these.

By sealing the expansion gaps on a vertical strip at the upstream face only a gravity buttress type of dam is obtained which gives favorable conditions for shrinkage and cooling and promotes economy. The method is studied with details of joints for a dam 300 feet high.

Horizontal Arch Dams.

The method of providing radial shrinkage gaps at frequent intervals, closing them with concrete and sealing with cement grout under pressure, as adopted for several dams in the Galloway water-power scheme, is described. The aim is to ensure sufficient cooling before gaps are filled and to avoid having joints liable to open. Bitumen joints are also avoided.

Views are given showing details of joints in gravity and horizontal arch dams of the Galloway water-power scheme in the southwest of Scotland.

RESUME

La question des joints qui conviennent aux barrages en béton a pris une importance croissante pendant ces dernières années, en partie pour les raisons suivantes:

(*a*) Augmentation plus rapide de résistance du ciment Portland, avec production plus rapide de sa chaleur de prise.

(*b*) Construction plus rapide, avec température interne augmentée et refroidissement retardé.

(*c*) Masses plus grandes de béton dans les hauts barrages, avec refroidissement et retrait plus lents.

Les ciments Portland ordinaires actuellement vendus en Grande-Bretagne, essayés sous la forme de briquettes de mortier 3 : 1, montrent des résistances après trois jours et après sept jours supérieures à celles qu'ont donné le ciment à durcissement rapide de 1927.

Malheureusement, au point de vue de la construction des barrages, l'accroissement de la résistance aux essais après peu de jours est accompagné d'une production de chaleur plus grande et plus rapide

et d'un retrait final plus fort. Bien entendu la durée de la construction n'est pas toujours sous le contrôle de l'ingénieur, mais, quand cela est possible, il faut lui laisser une grande latitude. En effect, le refroidissement complet de masses importantes de béton peut demander un délai de plusieurs années.

Etant donné qu'on s'est premuni contre la contraction due au refroidissement, cette précaution prendra soin des variations périodiques de température, des mouvements secondaires résultant du retrait résiduel, des déformations dues aux pressions, des tremblements de terre et de l'affaissement du sol. On peut donc tenir compte de ces mouvements secondaires grâce au système de joints de contraction et de dilatation.

Barrages gravité.

Par ailleurs, le dispositif le plus usuel adopté jusqu'à présent consiste à construire le barrage en sections de 15 à 45 m larges, séparées par des joints transversaux, les sections voisines étant construites par tranches alternées et ayant leur face latérale rainurée pour former clé et assurer la solidarité. On estime qu'ainsi le retrait de prise, ainsi que les mouvements subséquents de contraction et de dilation, seront absorbés dans ces joints dont l'ouverture peut être considérable. La fermeture est réalisée d'habitude du côté du parement amont au moyen d'un étanchement métallique sous forme d'une tôle de cuivre posée à travers le joint et insérée dans le béton de chaque côté.

L'étanchement peut être fait aussi de la manière suivante: on aménage une grande rainure à queue d'aronde le long du joint côté amont, on enduit de bitume les faces de la rainure et on la remplit de béton (ou de béton armé) quand la période de retrait de prise est terminée. Les enduits de bitume permettent les faibles mouvements subséquents.

Brèches de retrait.

Aujourd'hui on préfère en général aux joints simples des brèches de retrait transversales distantes de 12 à 15 m. Les brèches sont étroites, n'ayant que de 0 m 60 à 1 m 50 de largeur. Les sections du barrage entre les brèches peuvent alors être construites simultanément, et se refroidissent plus vite puisque toutes leurs faces se trouvent exposées à l'air. Les joints des brèches servent ensuite au retrait des sections du barrage.

Pendant les dernières phases de la construction on remplit les brèches de béton. L'étanchement des joints de dilation est assuré soit par des rainures verticales enduites de bitume comme dans le cas précédent soit par des tôles métalliques, soit pardes rainures à queue d'aronde avec étanchement en bitume en amont, soit en combinant ces divers procédés.

En obturant les brèches de dilatation seulement par un masque vertical sur la face amont, on obtient un barrage type contreforts à gravité, dont les conditions sont favorables au retrait et au refroidissement, et qui est économique. On étudie cette méthode et on donne des détails de joints pour un barrage haut de 92 m.

Barrages à voûte horizontale.

On expose la méthode dont on s'est servi pour plusieurs barrages lors du projet hydro-électrique de Galloway (sud-ouest de l'Écosse). Suivant cette méthode, on aménage des brèches de retrait radiales et à faible écartement, on les obture avec du béton et on les étanche par du coulis de ciment sous pression. Ce procédé a pour but de garantir un refroidissement suffisant avant le remplissage des brèches et d'éviter tout joint susceptible de se rouvrir. On évite également les joints de bitume.

On reproduit des figures qui montrent les détails des joints dans des barrages à gravité et à voûte horizontale en Galloway.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Umstände, welche in den letzten Jahren dazu beigetragen haben, der Frage der Konstruktion zweckmässiger Fugen in Betonstaumauern eine grössere Wichtigkeit zu verleihen, sind u.a.:

(*a*) Die früher erreichte Festigkeit des Portlandzements und die damit verbundene Zunahme in der Geschwindigkeit, mit der die Hitze beim Abbinden entwickelt wird.

(*b*) Erhöhte Baugeschwindigkeit mit gleichzeitiger Zunahme der inneren Temperatur und Verzögerung des Abkühlens.

(*c*) Grössere Abmessungen der Betonmassen in hohen Staumauern, woraus sich sehr langsame Abkühlung und Schrumpfung ergeben.

Die gewöhnlichen Sorten von Portlandzement die heutzutage in England verkauft werden, zeigen bei der Prüfung von Normalkuchen von Mörtel, Mischungsverhältniss 3:1, in 3 bzw. 7 Tagen, höhere Festigkeiten als der spezielle Schnellabbindende Zement den man im Jahre 1927 bekam. Unglücklicherweise, von dem Standpunkt des Dammbaus betrachtet, wird erhöhte frühzeitige Festigkeit, von höherer und schnellerer Entwickelung der Hitze und schliesslich auch von grösserer Schrumpfung begleitet. Es liegt nicht in der Macht des Konstruktionsingenieurs, den für den Bau bewilligten Zeitabschnitt festzusetzen; eigentlich sollte ihm in dieser Beziehung womöglich eine weitgehende Freiheit zugestanden werden. Die vollständige Abkühlung grosser Betonmassen kann möglicherweise einen Zeitraum von mehreren Jahren benötigen.

Angenommen, dass der durch die Abkühlung entstehende Schwindung Rechnung getragen worden ist, können auch noch untergeordnete Bewegungen durch rückständige Schrumpfungen, periodische Temperaturänderungen, Nachgeben des Betons unter Druckbeanspruchungen, Erdbeben und Bodenausweichungen hervorgerufen werden. Diesen untergeordneten Bewegungen kann man durch ein System von Schrumpfungs- und Dehnungsfugen zweckmässig entgegenarbeiten.

Gewichtsstaumauern.

Der bisher meistens angewandte Vorgang bestand darin, dass man den Damm in, durch Querfugen getrennte Abschnitten von 15 m bis 45 m baute. Die Abschnitte wurden wechselweise im voraus gebaut und wurden zwecks Verkeilung an den Stirnflächen mit senkrechten Nuten versehen. Mit diesen Fugen ist es beabsichtigt, der Schwindung beim Abbinden und den späteren Schrumpfungs- und Dehnungs-

bewegungen entgegenzuwirken; daher kann also die Öffnung eine erhebliche Grösse haben. Die abdichtung an der Wasserseite wird gewöhnlich durch einen Metallblechwasserabschluss ausgeführt. Dieser Abschluss besteht aus einem Kupferblechstreifen der quer gegen die Fuge gelegt und in dem Beton auf beiden Seiten fest verankert wird. Beispiele von passenden biegsamen Abschlüssen werden angegeben. Die Abdichtung kann auch in zweckmässiger Weise ausgeführt werden, indem man eine grosse schwalben-schwanzförmige Nute quer über die Fuge auf der Wasserseite baut. Die inneren Flächen der Nute werden mit Bitumen bestrichen und die Nute wird dann, nachdem die beim Abbinden entstandene Schrumpfung stattgefunden hat, mit Beton oder Eisenbeton ausgefüllt. Der Bitumenanstrich ermöglicht eine kleine nachträgliche Bewegung.

Schwindungsspalten.

Die heutige meist bevorzugte Praxis ist die Anwendung von Schwindungsspalten statt der einzelnen Fugen, wobei die Abschnitte mit kleineren Abständen, etwa 12 m bis 15 m gebaut werden. Die Spalten sind schmal, ca. 0,6 m bis 1,5 m Weite. Alle Abschnitte zwischen den Spalten können gleichzeitig gebaut werden; sie sind an allen Flächen dem Luftzugang ausgesetzt. Die Abkühlung geht also schneller vor sich, und die Spalten sorgen dafür, dass der Schwindung der Abschnitte Rechnung getragen wird. In dem letzten Stadium des Baus werden die Spalten mit Beton ausgefüllt. Dehnungsfugen können auf verschiedene Weise geschaffen werden, nämlich: in der Form von senkrechten Nuten auf der Wasserseite, die an beiden Seiten mit Bitumen bestrichen sind; Metallblechwasserabschlüsse; schwalbenschwanzförmige Nuten auf der Vorderseite mit Bitumenabdichtung; oder schliesslich eine Zusammensetzung aller drei Vorgänge.

Wenn man die Dehnungsspalten mit einem senkrechten Wasserabschlussstreifen nur an der Vorderseite der Mauer abschliesst, so bekommt man eine Staumauer mit Strebepfeilern, wobei die Bedingungen betreffs Schwindung und Abkühlung günstiger sind und die Konstruktion billiger ist. Dieses Verfahren wird für einen 100 m hohen Damm eingehend besprochen, und Einzelheiten über die Fugen werden angegeben.

Bogenförmig angeordnete Staumauern.

Das Verfahren wird beschrieben, worin man in dem wagerechten Bogen, radiale Schwindungsspalten in kurzen Abständen beschafft, die sodann mit Beton gefüllt und mit unter Druck eingespritzten Zementbrei abgeschlossen werden, wie es bei mehreren Staumauern des Galloway Water Power Scheme (Galloway Wasserkraftunternehmens) angewandt wurde. Auf diese Weise sucht man genügende Abkühlung zu sichern, ehe die Lücken ausgefüllt werden, wie auch Fugen zu vermeiden, die sich nachträglich wieder öffnen können. Man vermeidet gleichfalls den Gebrauch von Bitumen in den Fugen.

Bilder werden unterbreitet, welche die Einzelheiten der Fugen in den Gewichtsstaumauern und in den Dämmen von wagerechter Bogenform des Galloway Wasserkraftunternehmens (Galloway Water Power Scheme) im Südwesten von Schottland zeigen.

RESUMEN

Entre los factores que en los últimos años han contribuído a dar una importancia creciente a la cuestión de las juntas más convenientes en las presas de hormigón, se hallan los siguientes:

(*a*) El aumento en la pronta resistencia del cemento Portland con el concurrente aumento en la rapidez de generación del calor durante el fraguado.

(*b*) El aumento en la rapidez de construcción con aumento de temperatura interna y retardo de enfriamiento.

(*c*) El aumento en las dimensiones de las masas de hormigón en las presas elevadas, lo que produce un enfriamiento y una retracción muy lentos.

Cuando los cementos Portland normales que hay ahora en el mercado inglés se ensayan en la forma de briquetas de mortero 3:1, dan una resistencia mayor a los tres y siete días de la que daba el cemento especial de endurecimiento rápido en 1927. Desde el punto de vista de la construcción de las presas y diques, es una desventura que el aumento de la pronta resistencia va acompañado de una mayor y más rápida generación de calor y una mayor retracción final. El tiempo que se da para llevar a cabo la construcción, no siempre está al arbitrio del ingeniero, pero siempre que sea posible se le debe dejar bastante libertad a este respecto. El enfriamiento completo de grandes masas de hormigón puede que requiera un período de varios años.

Suponiendo que se haya tenido en cuenta lo que requiere la retracción debida al enfriamiento, puede que se presenten movimientos secundarios, ya sea por razón de una retracción residual, de variaciones periódicas de temperatura, de que el cemento ceda bajo esfuerzos, de temblores de tierra y de que ceda el terreno. Mediante un sistema de juntas de contracción y dilatación puede proveerse lo necesario para estos movimientos secundarios.

Presas de gravedad.

Hasta ahora lo que más usualmente se adopta consiste en construir la presa en secciones de 15 a 45 metros separadas por juntas transversales, construyendo con anterioridad las secciones alternadas, con caras ranuradas verticalmente para formar una ligazón. La retracción del fraguado y los movimientos subsiguientes de contracción y dilatación se calcula compensarlos en estas juntas, pudiendo la abertura ser considerable. El cierre cerca de la cara de aguas arriba por lo general se ha efectuado con un cierre hidráulico metálico compuesto de una faja de cobre laminado que atravesando la junta, va anclada en el hormigón de ambos lados; se dan ejemplos de cierres flexibles de formas apropiadas. También puede efectuarse eficazmente el cierre formando una gran ranura a cola de milano a través de la junta en la cara de aguas arriba, dando una mano de betún a las caras de la ranura y llenando ésta con hormigón u hormigón armado después que se haya verificado la retracción del fraguado. Las capas de betún permitirán ligeros movimientos subsiguientes.

Aberturas de encogimiento.

El método general que está más en boga hoy es usar aberturas de retracción transversales en lugar de juntas sencillas y emplear un intervalo más estrecho de 12 a 15 metros. Las aberturas son angostas, aproximadamente de 0,6 a 1,5 metros. Las secciones entre las aberturas pueden construirse simultáneamente, con todas las caras expuestas al aire libre para que el enfriamiento sea más rápido, y las aberturas constituyen lo que se ha provisto para compensar la retracción de las secciones. En las etapas finales de construcción, las aberturas se llenan con hormigón. Unas juntas de dilatación cerradas pueden incorporarse de cada lado, en la forma de ranuras verticales aguas arriba, con capa de betún, cierres hidráulicos de metal laminado, ranuras a cola de milano aguas arriba con cierre de betún, o una combinación de estas disposiciones.

Cerrando las aberturas de dilatación en una faja vertical en la cara de aguas arriba solamente, se obtiene una presa de gravedad del tipo de contrafuertes, que está en condiciones favorables para la retracción y el fraguado y que fomenta la economía de construcción. Se estudia el método con detalles de juntas para una presa de 100 metros de altura.

Presas-bóvedas.

Se describe el método de proveer aberturas de retracción radiales a intervalos frecuentes, cerrándolas con hormigón y rellenándolas de cemento a presión, conforme se ha adoptado en varias presas de la Galloway Water Power Scheme (Plan de Fuerza Hidráulica de Galloway). Lo que se ha tenido en mira es obtener un enfriamiento suficiente antes de llenar las aberturas y evitar que haya juntas que puedan abrirse. También se evitan las juntas de betún.

En las figuras se muestran detalles de las juntas en presas-bóvedas y de gravedad del Plan de Fuerza Hidráulica de Galloway en el sudoeste de Escocia.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

LONGITUDINAL CONTRACTIONS AND EXPANSIONS MEASURED IN A LARGE CONCRETE DAM*

FELICE CONTESSINI
Civil Engineer
Italy

The following are observations on the Cignana Dam. The inspection was made at the request of the engineering committee (hydraulic structures section) of the National Research Council under the direction of Prof. Giulio De Marchi, of the Royal Polytechnic Institute of Milan.

NOTES ON CIGNANA DAM

The Cignana Dam possesses the following structural characteristics: Gravity type with a triangular profile, structure in cast concrete, volume 153,000 cubic meters, maximum height 56 meters from base to coping, located at 2,173 meters above sea level, planimetric arrangement a large radius of curvature (950 meters) with a crest length of 401.78 meters.

The structure was built for the account of the S. I. P. (Società Idroelettrica Piemonte) by the Impresa U. Girola in but little more than 300 working days but, owing to the rigidity of the climate, working time was divided into three periods, each extending from June to September of the years 1926 to 1928.

The dam is the object of a series of observations directed to demonstrate the physical and mechanical behavior of the structure. These observations were begun during the construction in order to follow the phenomena which accompanied the setting of the concrete.

* *Contractions et dilatations longitudinales mesurées dans un barrage massif en béton.*
Messung von längsgerichteten Schrumpfungen und Dehnungen in Betonstaumauern.
Contracciones y dilataciones longitudinales medidas en una presa de hormigón.
[TRANSLATION FROM THE ITALIAN.]

In this paper information is given on the longitudinal contraction and expansion of the dam, estimated by measuring the opening variations of the various cross joints, both principal and secondary.

The measuring devices are located in the only position possible, namely, in correspondence with the points in which the plane of each joint is traversed by the inspection gallery. As a result, the observations collected represent only the opening variations which occurred at a distance relatively short from the upstream faces.

ARRANGEMENT AND TYPE OF JOINTS; METHOD USED FOR MEASUREMENTS

For the purpose of a clear interpretation of the results collected, we shall give, before proceeding with their statement and discussion, a brief description of the joints and of the apparatus prepared for measuring the opening of the joints.

Figure 1 shows a longitudinal section of a part of the dam toward the right-hand edge, a section at which the masonry reaches the maximum height. The figure shows the general plan of the joints and of the drainage pipes, as well as the arrangement of the devices installed for measuring the opening of the joints. Figures 2 and 3 represent other sections apt to define the structural features of the drainage, of the joints, and location of the measuring devices.

The section of the dam toward the left-hand edge, where the structure is kept at a constant height of about 20 meters, is represented in figures 4, 5, and 6.

As the figures show, the joints have been differently arranged in the two sections and the reasons which determined such arrangements are explained in another report dealing with the distribution and type of joints adopted in Italian gravity dams.

In the first of the two sections mentioned above, the joints are of three different types, viz:

Principal or total joints, characterized by their intersection of the entire cross section of the dam throughout its width, and from the crest to the foundation rock. These joints are spaced at distances of 30 meters.

Secondary joints, which, like the former, intersect the whole width of the dam, but only for the upper part, extending from the crest of the dam a distance of only 19 meters. The plane of every secondary joint is located at 17.10 meters from a principal joint, hence at a distance of 12.90 meters from the next principal joint. Finally, there are the partial secondary joints, which extend from the crown to the same level of 2,154 meters, as the secondary joints, but intersect only the section of masonry between the upstream face and drains. These joints are intercalated in every section of 17.10 meters at about half way (8.40 to 8.70 meters) between a principal and a secondary joint.

In the dam section toward the left-hand edge, in which, as we have already mentioned, the dam maintains a height of about 20 meters, the joints are all principal, in the sense that they intersect the whole cross section: They are spaced at constant intervals of 15 meters.

The surface of all the joints has vertical generating lines and has the usual settings, so that the various dam sections are morticed

between them. Tarred paper of a thickness of a few millimeters is inserted between the contact surfaces.

The water-stop device toward the reservoir consists of an elastic stratum of jute and bitumen, protected by a butt joint in reinforced concrete imbedded in the wall.

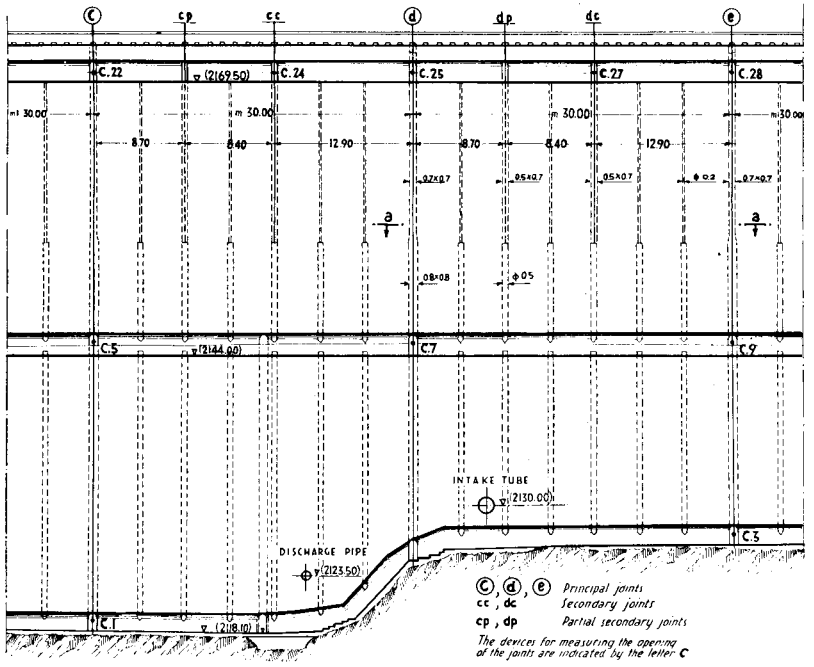


FIGURE 1.—**Vertical section of the Cignana Dam along the inspection culverts General plan of the joints and drains in the section toward the right-hand edge. The devices for measuring the opening of the joints are marked by the letter *C*.** — Section verticale du barrage de Cignana le long des galeries d'inspection. Le plan général des joints et des égouts dans la section vers le bord de droite. Les instruments pour mesurer l'ouverture des joints sont indiqués par la lettre *C*. — Vertikaler Schnitt durch die Cignana-Staumauer an den Besichtigungsstollen entlang. Allgemeiner Plan der Fugen und der Entwässerungsrinnen in den Abschnitt an der rechten Seite. Vorrichtungen für die Messung der Öffnung von Fugen sind durch den Buchstaben *C* gekennzeichnet. — Sección vertical de la presa Cignana a lo largo de las galerías de inspección. El plan general de las juntas y del desagüe en la sección hacia el borde derecho. Los aparatos para medir la apertura de las juntas están indicados por la letra *C*.

C, *d*, *e*. **Principal joints.** — Joints principaux. — Hauptfugen. — Juntas principales.

cc, *dc*. **Secondary joints.** — Joints secondaires. — Nebenfugen. — Juntas secundarias.

cp, *dp*. **Partial secondary joints.** — Joints secondaires partiels. — Teilweise Nebenfugen. — Juntas parciales secundarias.

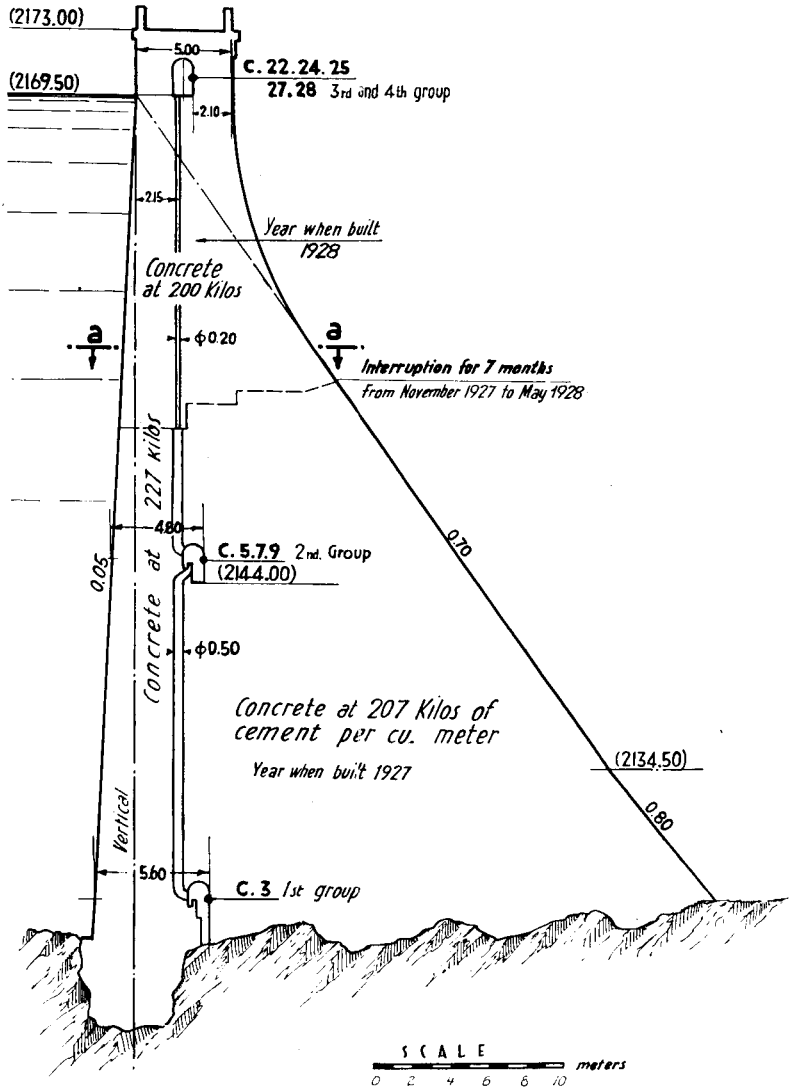


FIGURE 2.—**Vertical section in correspondence with a drain.** — Section verticale le long d'un égout. — Vertikalschnitt in Verlauf einer Entwässerungslinie. — Sección vertical a lo largo de un desagüe.

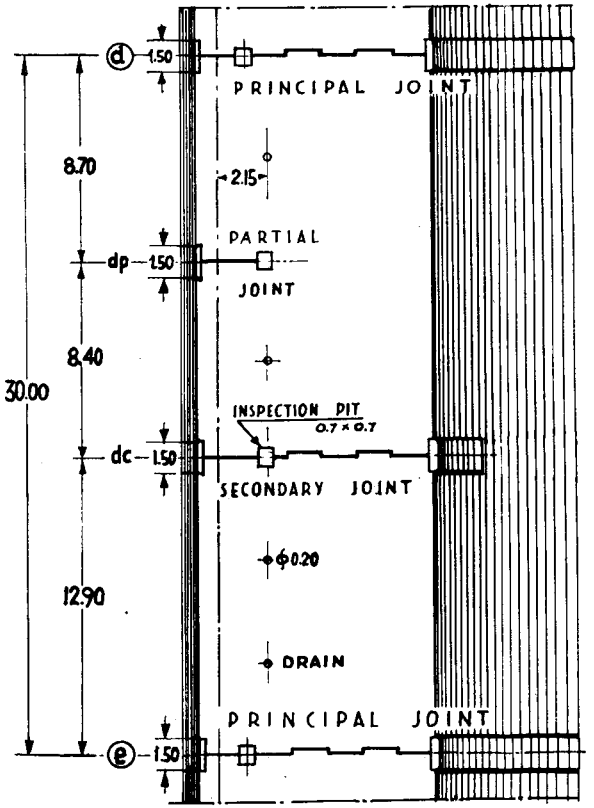


FIGURE 3.—**Horizontal section *a*—*a*.** — Section horizontale *a*—*a*. — Horizontalschnitt *a*—*a* — Sección horizontal *a*—*a*.

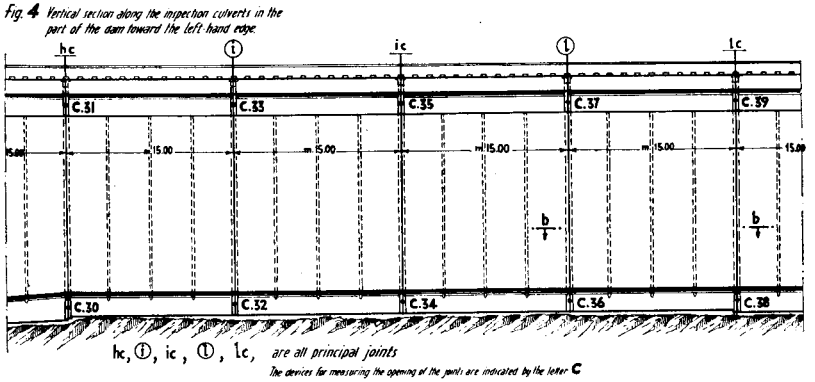


FIGURE 4.—**Vertical section along the inspection culverts in the part of the dam toward the left-hand edge.** — Section verticale le long des ponceaux d'inspection dans la partie du barrage vers le bord de gauche. — Vertikalschnitt in Verlauf eines Besichtigungsstollen in dem Teil des Staudammen nach der linken Seite. — Sección vertical a lo largo de las galerías de inspección en la parte de la presa hacia el borde izquierdo.

hc, i, ic, l, lc, **Principal joints.** — Joints principaux. — Hauptfugen. — Juntas principales.

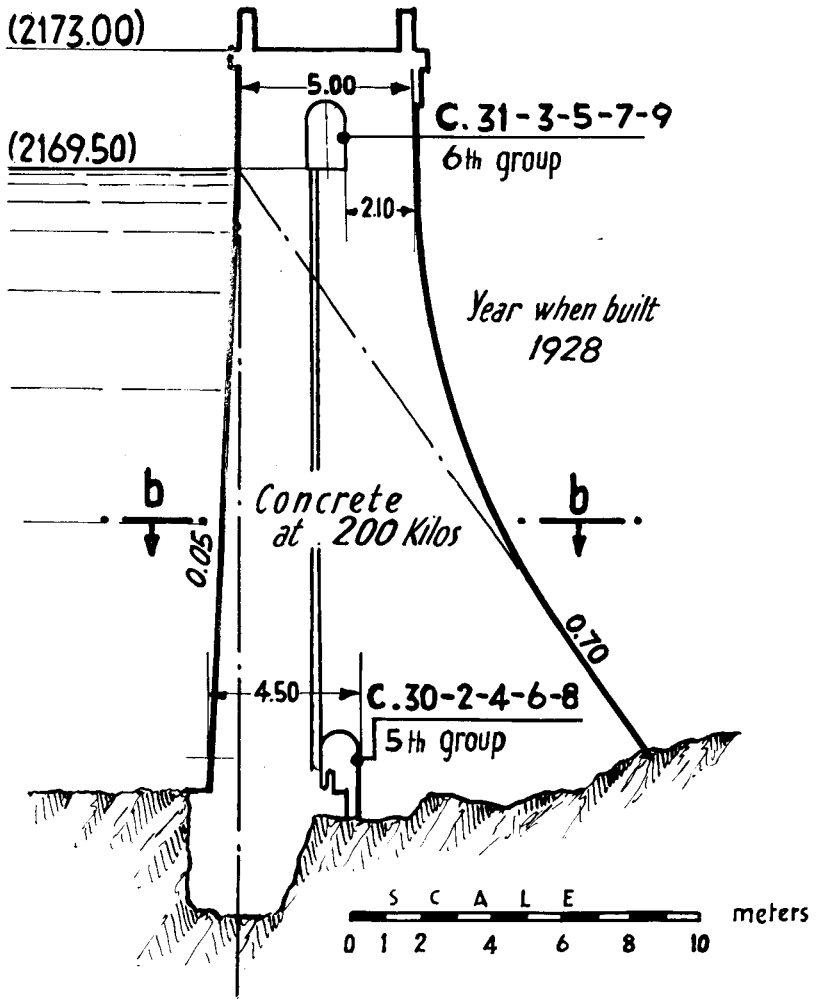


FIGURE 5.—**Vertical section in correspondence with a drain.**—Section verticale le long d'un égout. — Vertikalschnitt in Verlauf einer Entwässerungslinie. — Sección vertical a lo largo de un desagüe.

The device for measuring the opening variations is shown in figure 7 and consists of two small rectangular brass plates mounted by means of bolts and nuts onto special iron cramps fastened to either edge, at the points predetermined for the measurements.

The two small plates present, toward the fissure of the joints, a sharp-cornered slit and the measurement was and is still effected by inserting a gage between the two slits as shown in the figure.

The measuring devices on which measurements were made systematically (every 5 days) for over 4 years, and the observations of

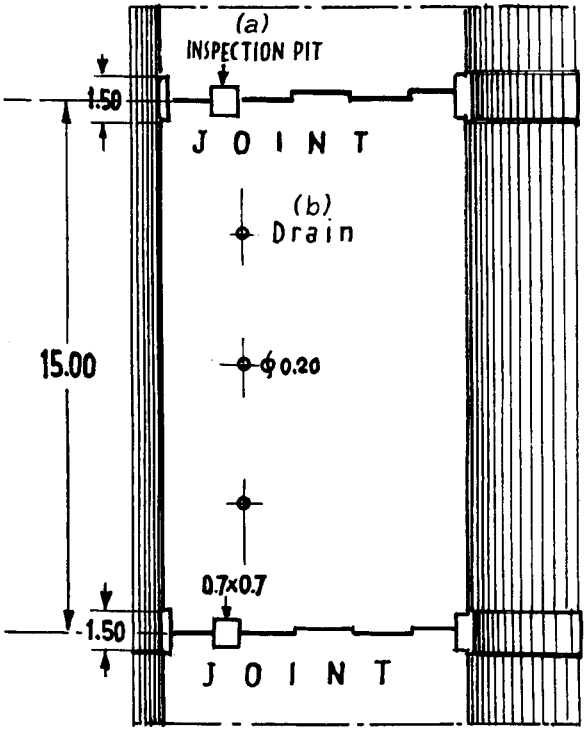


FIGURE 6.—**Horizontal section.** — Section horizontale. — Horizontalschnitt. — Sección horizontal.
(*a*) **Inspection pit.** — Fosse d'inspection. — Besichtigungsstollen. — Pozo de inspección.
(*b*) **Drain.** — Egout. — Entwässerungsstollen. — Desagüe.

which are examined here, are 20 in number and are indicated by (1) and (4) in the figures, whilst in the cross sections (figs. 2 and 5) the same devices are represented in groups. For greater precision these groups are indicated with their respective characteristic elements in table I.

In this report, for the sake of brevity, we shall preferably make reference to the groups (arithmetical averages of temporary values, corresponding to one single apparatus of a same group) instead of to the individual devices, referring the reader for greater details to the article published in the review L'Energie Elettrica, December 1933.

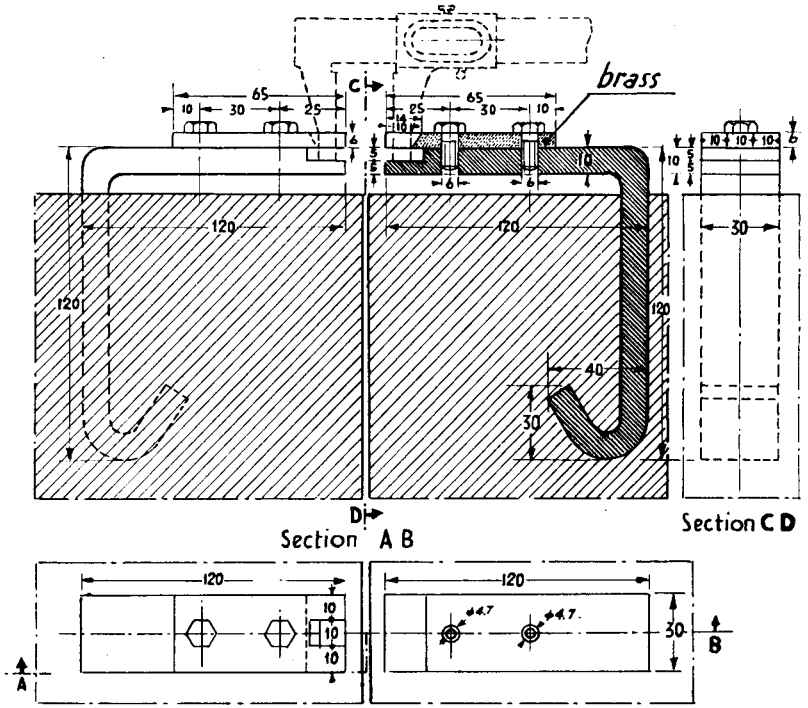


FIGURE 7.—**Device for measuring the opening of the joints (dimensions in millimeters).** — Instrument pour mesurer l'ouverture des joints (dimensions en millimètres). — Vorrichtung zur Messung der Öffnung von Fugen (Abmessungen in Millimeter). — Aparato para medir la apertura de las juntas (dimensiones en milímetros).

TABLE I.—*Characteristic elements of each group of measuring devices*

Group	Height of dam	Location in dam	Joint	Level of measuring device (m above sea level)	Distance	
					From crest (m)	From face (m)
First [1]	46–54	Culvert along foundation	Principal	2, 127. 80	45. 20	5. 60
Second		At level of 2,144	do	2, 145. 20	27. 80	4. 80
Third		At level of 2,169. 50.	do	2, 170. 70	2. 30	2. 90
Fourth		do	Complete secondary.	2, 170. 70	2. 30	2. 90
Fifth	20	Along foundation	Principal	2, 152. 70	20. 30	4. 50
Sixth		At level of 2,169.50.	do	2, 170. 70	2. 30	2. 90

[1] Refers only to C. 3.

Before giving the results of the observations it will be of interest to mention that, excepting the devices of the first group, which were installed nearly 2 years after the pouring of the concrete, all the others were installed a few days after the concrete pouring, so that the results furnish, with a high approximation, the effective openings of the joints.

We add, finally, that some measuring devices were also mounted near the partial secondary joints, at a distance of 1.70 meters from the upsteam face. These devices at about the middle of February, the time of the maximum opening of all the joints, also indicated a maximum opening, of the order of 0.06 mm. This value we have considered negligible in respect to those observed in the other joints; still it goes to show that at least in the initial stage the partial secondary joints also followed the contraction of the masonry mass.

Results of the Observations

The variations in volume, followed through the observations of expansion and contraction systematically conducted on the Cignana Dam, belong like the temperature observations [1] to two different classes:

A progressive contraction, reaching an ultimate point, consequent to the shrinkage and cooling which accompany the dispersion of the heat during the setting of the concrete.

Variations of an oscillatory character, at an annual period, in the form of alternating contraction and expansion connected with the thermal changes of the external ambient temperature and with their penetration into the concrete mass.

Regarding the other action of a periodic character, likewise having an annual period, namely, the filling and emptying of the reservoir, it has not been possible for us to define the incidence on the opening variations of the joints, but everything leads to the belief that the influence is very limited.

A. PROGRESSIVE CONTRACTION

The setting shrinkage, or initial phase, as we shall express it later on herein, takes a relatively short period and appears practically terminated in the case of nearly all the devices by the middle of the year 1929.

This circumstance precisely corresponds with the temperature of the concrete which, in the spring of 1929, according to the indications of the electric thermocouples installed in the dam, had by that time assumed a periodic course at 2 meters from the face.

In regard to the functioning of the individual joints at the different levels, the consequences of the initial phase and of the particular phenomena characterizing it (progressive contraction due to shrinkage and cooling) have a numerical representation in the value of that particular opening which each joint would present if, upon the termination of the initial phase, the temperature and stress of the masonry mass should assume and afterwards maintain constant and unchanged the respective mean values. Therefore, it seems to us correct to term this particular opening "permanent average."

[1] *L'Energia Elettrica, February 1933.*

As it is a matter of phenomena which occur at annual periods, the permanent average has been obtained from the average of 12 consecutive months, no matter how taken, and we have considered that it would be represented with sufficient reliability by the general averages for the 2-year period 1930–31, as the extent of the interval has to suffice to compensate for the imperfect periodicity of the processes observed in the individual measuring instruments.

The said annual and biannual averages are represented in table II for each measuring device.

TABLE II.—*Permanent average openings in millimeters*

Group	Device no.	Annual averages		Biannual averages	
		1930	1931	For each device	For each group
First	1	0. 15	0. 09	[1] 0. 12	----------
	3	. 42	. 39	. 40	----------
Second	5	3. 61	3. 52	3. 57	3. 54
	7	3. 77	3. 82	3. 80	
	9	3. 29	3. 22	3. 26	
Third	22	1. 64	1. 49	1. 57	2. 49
	25	3. 01	3. 08	3. 05	
	28	2. 89	2. 79	2. 84	
Fourth	24	. 98	1. 04	1. 01	. 97
	27	. 94	. 92	. 93	
Fifth	30	2. 24	2. 31	2. 27	2. 36
	32	2. 20	2. 22	2. 21	
	34	2. 44	2. 47	2. 46	
	36	2. 50	2. 49	2. 49	
	38	2. 38	2. 38	2. 38	
Sixth	31	1. 22	1. 38	1. 30	1. 32
	33	1. 00	1. 02	1. 01	
	35	1. 38	1. 41	1. 40	
	37	1. 21	1. 28	1. 24	
	39	1. 57	1. 70	1. 63	

[1] A value certainly less than the effective one.

It will immediately be observed that there is a sufficient similarity between the values obtained in the case of the various devices of a same group (except those of the first group), to such extent that it has seemed justified to establish the group averages, which are located in the last column of table II. With the group averages there has been formed figure 8 in which are represented the cross sections, in a condition of permanent average opening, respectively for each of the three types of joints: Principal and secondary, in the right-hand upper section of the dam; principal, in the left-hand lower section.

It should be borne in mind that the figures do not represent actual positions but those which the invidual types of joint would assume in the hypothetical eventuality that, after overcoming the initial phase, the temperature in every point of the masonry mass might maintain, constantly, a value equal to the corresponding biannual average (and in the lake the level of the water should keep likewise at an average reached in the same period).

Particularly noteworthy is the value of 2.36 meters furnished by the devices of the fifth group located in the neighborhood of the rock. The possibility of slides of such magnitude seems unlikely, owing to the unevenness of the surfaces of separation, it has been inferred that the superficial rock stratas have in some manner followed the shrinkage of the concrete and presumably have cracked. An inspection of the bottom of the culvert did not reveal any fissures, but it was also quite possible that these fissures might have escaped observation, in view of the roughness and unevenness of the rock surfaces and, considering furthermore, that to each point there may correspond a series of cracks having individually a minimum thickness.

From the values indicated in table II, if account be taken of the lengths of the dam interested by the different groups of devices, there

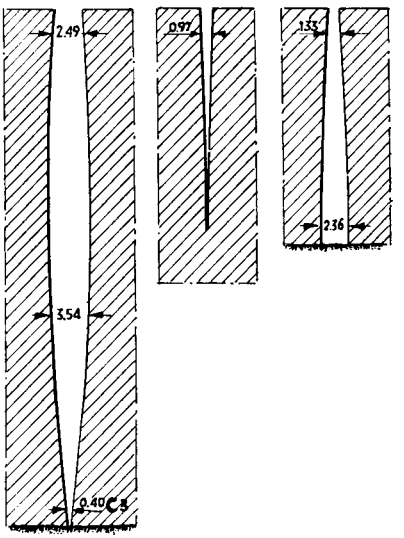


FIGURE 8.—**Permanent average openings, in mm, for the various types of joints.** — Ouvertures moyennes permanentes, en millimètres, pour les types divers de joints. — Durchschnittliche Daueröffnung für verschiedene Fugentypen in mm. — Aperturas medias permanentes, en milímetros, para diversos tipos de juntas.

are obtained the following permanent unit contractions expressed in millimeters per lineal meter.

Second group, mm 1 m, 0.118.
Third and fourth groups, mm 1 m, 0.115.
Fifth group, 0.157.
Sixth group, 0.088.

The above values correspond, by their order of magnitude, to those indicated for the shrinkage of concrete having rather quick taking properties and in warm countries.[2]

It is also interesting to note that the permanent opening is always less near the coping. This fact has a natural explanation in the average temperature of the masonry which in proximity to the coping has a value slightly higher than that around the second culvert.

[2] *Vogt: The Average Straining in Thick Concrete Dams; First Large Dam Congress, Stockholm, 1933.*

B. CONTRACTIONS AND EXPANSIONS OF A PERIODICAL CHARACTER

According to the data collected, the initial phase being terminated, every joint undergoes during the year periodical alternations of opening and closing, whereby the distance between opposed points of the two walls fluctuates between maxima and minima which are repeated with a notable synchronism and do not vary sensibly from one year to another.

In figure 9 there are represented the positions assumed by the walls of a principal joint (joint *e*) and by the adjacent secondary joint (*dc*) of the upper section of the dam, respectively in the 2 months of 1931, when the opening (monthly average) is maximum at the upper and

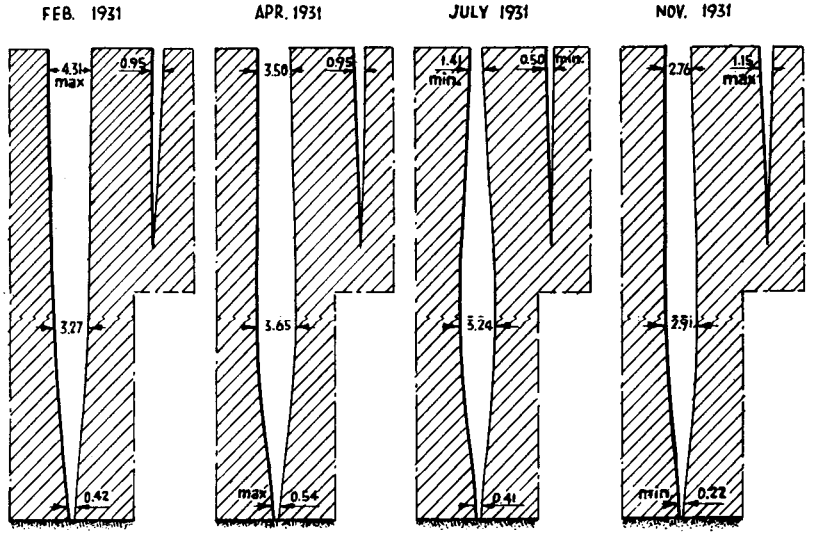


FIGURE 9.—**Maximum and minimum openings, in mm, of the principal joint (*e*), and of the simultaneous openings of the secondary joint (*dc*).** — Ouvertures maximums et minimums du joint principal (*e*), en millimètres, et ouvertures faites simultanément dans le joint secondaire (*dc*). — Maximale und minimale Öffnungen der Hauptfuge und der gleichzeitigen Öffnungen der Nebenfugen in mm. — Aperturas máximas y mínimas, en milímetros, de la junta principal (*e*) y de las aperturas simultáneas de la junta secundaria (*dc*).

medium devices of the principal joint, and in the other 2 months when the opening of the said devices is minimum.

The schemes of figure 10 represent the analogous phases for one of the joints (*hc*) of the lateral lower section.

The figures show the annual displacement is less at the lower levels and that only in correspondence with the devices arranged in the upper culvert (third, fourth, and sixth groups) such displacement is greater than the permanent average opening.

Further, we call attention to the values furnished by the devices of the first group and especially of the fifth. They confirm that, even in immediate contact with the rock foundation, the concrete mass undergoes every year expansions and contractions of some importance. These variations can be plausibly explained by bearing in mind that the rock is subject to the action of the factors which determine the opening and closing of the joints.

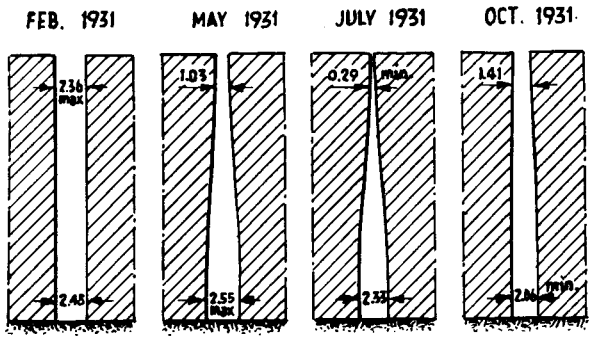


FIGURE 10.—**Maximum and minimum openings, in mm, of the joint (*hc*).** — Ouvertures maximums et minimums du joint (*hc*) en millimètres. — Maximale. und minimale Öffnungen der Fuge (*hc*) in mm. — Aperturas máximas y mínimas, en milímetros, de la junta (*hc*).

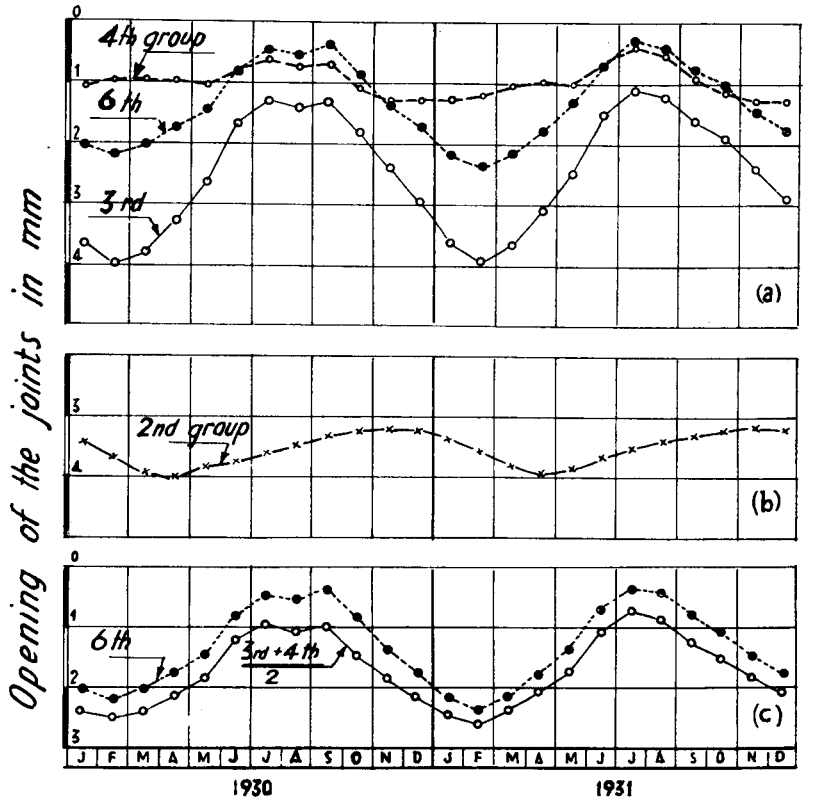
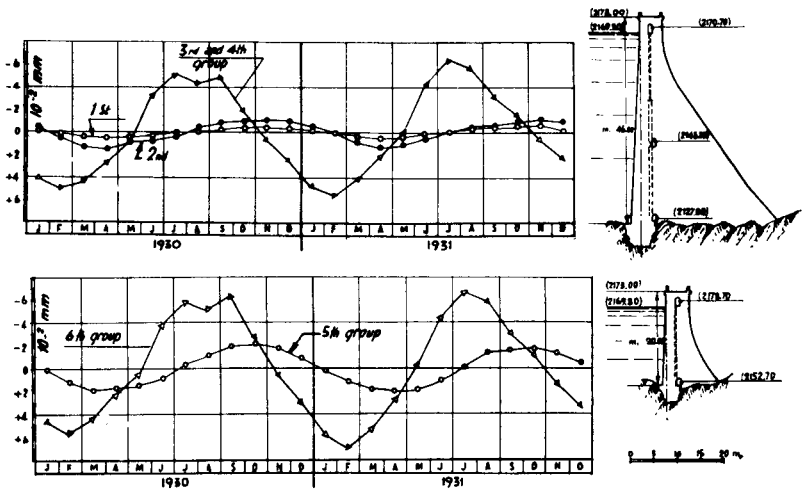


FIGURE 11.—**Opening of different types of joints, in mm.** — Ouverture de types divers de joints en millimètres. — Öffnung von verschiedenen Fugentypen in mm. — Apertura de diversos tipos de juntas, en milímetros.

It is interesting to compare the indications for the individual groups of devices by observing the diagrams in figure 11.

In the diagrams of figure 11*a*, there will be noted, for the fourth and sixth groups, a rather evident analogy between the indications in the summer months, at the time of minimum openings; instead, when both classes of joints have entered the opening phase (October–November) there is observed a clear separation which is accentuated during the winter. Contemporaneously with this separation there appear the minimums of opening of the second group (fig. 11*b*), the separation then rapidly ceases and this second group enters the closing phase.

All this shows that along the crest of the dam the secondary joints function together with the principal joints, until the latter, in their intermediate and lower part (i. e., at a certain depth below the crest) enter into the closing phase. When instead, with the extending of the contraction to greater depths and thicknesses, the enlargement of



FIGURES 12 and 13.—**Length variations in hundredths of a millimeter of a dam section 1 m in length.** — Variations de longueurs en centièmes d'un millimètre d'une section de barrage de 1 m de longueur. — Längsveränderung eines Staudammesabschnitt von 1 m Länge in 0.01 mm. — Variaciones de longitud en centésimos de milímetro de una sección de presa de 1 m de largo.

the principal joints augments in a downward direction, the necessity of further enlargements of the secondary joints ceases.

Hence the importance of the secondary joints seems to be attributed especially to the fact that they, by their alternations, compensate to a certain degree the effects of the difference of phase which always exists between the openings of the principal joints at the different levels of the masonry structure, and attenuate beneficially the stresses which by the effect of such difference of phase would be induced in the upper part of the structure, where the yearly thermal excursion is greater.

The interpretation just given is confirmed in the operation of the devices of the sixth group which show a process (fig. 11*a*) intermediate between those of the third and fourth groups, as logically there should

be. Furthermore, it is also easy to recognize that among the longitudinal deformations of the crown of the two dam sections there exists also quantitatively a practically complete correspondence, as the two diagrams of figure 11*c*, by their almost perfect parallelism demonstrate.

Turning now to consider the unit expansions and contractions, we have shown in the table III, for the 2 years 1930–31, the mean monthly values of the elongations and contractions of a dam section 1 meter in length in dependence of the sole phenomena of a periodical character; in figures 12 and 13 these values have a significant illustration and it will be noted that the yearly displacement, in both cases, is attenuated and is accompanied by a progressive lag, when approaching the foundation.

TABLE III.—*Unit elongations and contractions*

Year and month	Length variations in hundredths of millimeter of a dam section 1 m in length [1]				
	Device C. 3	Second group	Third and fourth group	Fifth group	Sixth group
1930					
January	−0. 20	−0. 40	+4. 17	+0. 07	−4. 53
February	+. 10	+. 50	+4. 94	+1. 27	+5. 53
March	+. 43	+1. 27	+4. 31	+1. 93	+4. 33
April	+. 53	+1. 53	+2. 67	+1. 73	+2. 20
May	+. 47	+. 90	+. 77	+1. 53	+. 40
June	+. 37	+. 67	−3. 27	+. 87	−3. 80
July	+. 17	+. 20	−5. 13	−. 33	−5. 86
August	+. 03	−. 20	−4. 33	−1. 07	−5. 15
September	−. 17	−. 70	−4. 90	−1. 87	−6. 33
October	−. 27	−1. 00	−1. 83	−2. 07	−2. 73
November	−. 33	−1. 10	+. 70	−1. 73	+. 60
December	−. 23	−1. 07	+2. 53	−. 93	+2. 87
1931					
January	−. 17	−. 50	+4. 83	+. 27	+5. 73
February	+. 07	+. 10	+5. 70	+1. 13	+6. 94
March	+. 40	+. 93	+4. 17	+1. 80	+5. 27
April	+. 47	+1. 40	+2. 17	+2. 00	+2. 60
May	+. 43	+1. 10	+. 13	+1. 87	−. 27
June	+. 23	+. 50	−4. 23	+1. 00	−4. 40
July	+. 03	+. 03	−6. 54	−. 07	−6. 74
August	−. 33	−. 40	−5. 71	−1. 33	−5. 87
September	−. 40	−. 70	−3. 03	−1. 60	−3. 07
October	−. 47	−. 97	−1. 43	−1. 73	−1. 33
November	−. 60	−1. 17	+. 73	−1. 33	+1. 27
December	−. 13	−1. 00	+2. 34	−. 53	+3. 20

[1] The contractions are denoted by +.

C. OPENINGS OF JOINTS AND TEMPERATURES

Among the factors which contribute to the determination of the variations in volume of the masonry mass, the temperature occupies the first rank. Limiting ourselves to an investigation of simple orientation, we have sought the relation between the openings of a given order of devices and the contemporaneous temperatures of the

wall (dam) at the point of application of the devices themselves: A relation which for the complexity of the phenomena we could not expect to find univocal. Nor was it possible on the other hand to attempt a more complete examination as only for the devices of the second group, the thermometric measurements allow of fixing with sufficient reliability the alternations of the temperature.

The investigation has been conducted on the basis of the mean monthly values. For the openings of the joints there has been considered the series of monthly group averages for a period of over 3 years extending from the summer of 1928 to the summer of 1932. As to the temperatures, they have been determined by plotting the isotherms (monthly average corresponding to every month of the aforementioned period, and deducing therefrom, by interpolation, the temperature (monthly average) at the point of application of the

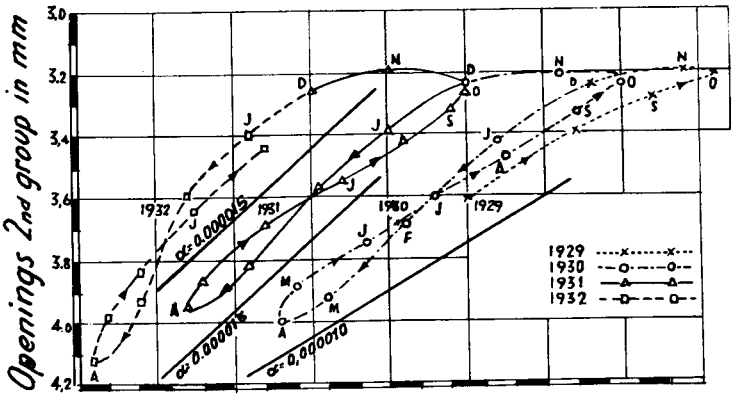


FIGURE 14.—**Annual variations of the openings of the joints due to the temperatures in the concrete at the point where the devices of the second group are located.** — Variations annuelles des ouvertures des joints dues aux températures dans le béton au point où les instruments du second groupe sont placés. — Jährliche Fugenöffnungsveränderungen die auf Temperaturen in Beton, in dem Punkt wo die Vorrichtungen für die zweite Gruppe angebracht sind zurückführen sind. — Variaciones anuales de las aperturas de las juntas debidas a las temperaturas en el hormigón en el punto donde están colocados los instrumentos del segundo grupo.

devices. On the basis of the values thus established (table IV), there was obtained the diagram of figure 14.

It should be considered that in a representation of this kind, every variation of opening which might be purely imputable to a phenomenon of free longitudinal thermal expansion and contraction would be represented by a straight line segment, with an angular coefficient equal to 30 x, if by x be denoted the coefficient of thermal linear expansion of the masonry (multiplied by 30, because the distance between two consecutive joints amounts to 30 meters). In respect to the value to be assigned to x for large masses of cast concrete it has not been possible for us to trace in the technical literature exhaustive indications: We believe ourselves, however, not to be a long way from reality in assuming that this value should be comprised between 10×10^{-6} and 15×10^{-6} degree^{-1}.

The diagram shows plainly that for the greater part of the period considered, the variations of opening from one month to another were of the order of the longitudinal contractions and expansions corresponding to the relative temperature variations of the wall (dam) at the point of application of the measuring devices.

A very decided separation, which is repeated each year, is presented only in regard to the variations which occurred from October to November and from November to December, as in these 2 months, at thermal drops of about 1° C., there has never followed any sensible change in the opening of the joints in correspondence with the devices under consideration.

TABLE IV.—*Average monthly temperatures (in centigrades) of the masonry and average monthly openings in millimeters of the joints, in correspondence with the devices of the second group*

	1929		1930		1931		1932	
	Temperature (° C.)	Openings (mm)	Temperature (° C.)	Openings (mm)	Temperature (° C.)	Openings (mm)	Tem, perature (° C.)	Openings (mm)
January	------	3. 59	5. 7	3. 42	5. 0	3. 39	4. 1	3. 40
February	------	3. 99	5. 1	3. 69	4. 55	3. 57	3. 7	3. 59
March	------	4. 38	4. 6	3. 92	4. 1	3. 82	3. 4	3. 93
April	------	4. 38	4. 3	4. 00	3. 7	3. 96	3. 1	4. 12
May	------	4. 21	4. 4	3. 81	3. 8	3. 87	3. 2	3. 98
June	------	3. 88	4. 85	3. 74	4. 2	3. 69	3. 4	3. 83
July	5. 5	3. 61	5. 3	3. 60	4. 7	3. 55	3. 75	3. 64
August	6. 1	3. 39	5. 75	3. 48	5. 1	3. 42	4. 2	3. 46
September	6. 7	3. 28	6. 1	3. 33	5. 4	3. 33	------	------
October	7. 1	3. 21	6. 5	3. 24	5. 5	3. 25	------	------
November	6. 9	3. 20	6. 1	3. 21	5. 0	3. 19	------	------
December	6. 3	3. 24	5. 5	3. 23	4. 5	3. 24	------	------

This fact, and the other of the characteristic double-loop shape of the experimental curves, cannot be of a fortuitous character seeing that they are systematically repeated for 3 years; and, therefore, all factors being considered, it appears that the opening variations indicated do not depend on temperature alone in the point of application of the devices. The action of the remaining parts of the concrete mass certainly contribute to the bringing about of displacements, since these parts are in a different strained state, having different temperatures. The concrete mass, in effect, is evidently not assimilable to a complex of cylinders having a horizontal axis parallel to the upstream face and free to expand and contract one independently of the other.

On the basis of the data collected it has not seemed possible to us to establish fundamentally the other factors which, in addition to the temperature, participate in determining the variations of the joints. We mean to refer to the variations of level of the reservoir, to the slightly arched plan, to the state of imbibition of the masonry between

the upstream face and the drainage and, finally, to the composition of the concrete which, although prepared and placed with considerable care, will not ave resulted in a completely homogeneous mass possessing strictly uniform characteristics.

SUMMARY

The author, who supervised the construction of the Cignana Dam, after having shown the characteristics of the dam and the arrangement of the joints, points out the results of systematic measurements made on the joints in order to know the variations of the gapping and obtain the longitudinal contractions and expansions of the dam.

Such measurements have made possible the determination of the extent of both the progressive contraction due to the shrinking and cooling of the mass, and the periodical contractions and expansions caused by external agents.

The author moreover connects the gapping of the joints with the internal temperature, thus obtaining the possible coefficients of lineal thermic expansion of the concrete forming the dam.

RESUME

L'auteur, qui a dirigé les travaux pour la construction du barrage de Cignana, après avoir indiqué les caractéristiques du barrage et décrit la disposition des joints, expose les résultats des mesures systématiques effectuées sur ces derniers pour connaître les variations de leur ouverture et pour en déduire les contractions et les dilatations longitudinales du barrage.

Ces mesures ont permis d'établir la grandeur, soit de la contraction progressive due au retrait et au refroidissement de la masse, soit des contractions et des dilatations périodiques résultant des conditions externes.

L'auteur examine en outre les relations entre les ouvertures des joints et les températures internes, en en déduisant le coefficient probable de la dilatation thermique linéaire du béton constituant le barrage.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser, der den Bau des Cignana-Staudammes leitete, schildert nach einem kurzen Hinweis auf die Eigenschaften des Staudammes und nach einer Beschreibung der Fugenanordnung die Ergebnisse der an den Fugen systematisch durchgeführten Messungen zur Ermittlung der Klaffungsänderungen und zur Bestimmung der Schrumpfungen und Dehnungen in der Längsrichtung des Staudammes.

Diese Messungen haben es ermöglicht, das Ausmass der fortschreitenden Verkürzungen infolge der Schwindung und Abkühlung der Masse und die periodischen Schrumpfungen und Dehnungen infolge äusserer Einflüsse zu bestimmen.

Der Verfasser stellt ausserdem eine Beziehung zwischen dem Klaffen der Fugen und den inneren Temperaturen fest und ermittelt den wahrscheinlichen linearen thermischen Dehnungskoeffizienten des Betons.

RESUMEN

El autor, que dirigió los trabajos de construcción de la presa Cignana, después de indicar las características de la presa y de describir la disposición de las juntas, expone los resultados de las medidas sistemáticas que se hicieron para conocer las variaciones de la apertura de las juntas y para deducir las contracciones y las dilataciones longitudinales de la presa.

Tales medidas han permitido establecer la magnitud tanto de la contracción progresiva causada por la retracción y el enfriamiento de la masa como de las contracciones y dilataciones periódicas causadas por agentes externos.

Por otro lado el autor examina la conexión entre la apertura de las juntas y la temperatura interna y así obtiene el coeficiente probable de la dilatación térmica lineal del hormigón de la presa.

D55

QUESTION IV

WESTERBERG, FLODIN
and WERNER
SWEDEN

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

DESIGN OF SHRINKAGE AND CONTRACTION JOINTS*

G. WESTERBERG, C. E.

The Royal Board of Waterfalls,
Major, the Royal Corps of Engineers

Sweden

When considering the points covered by Question IV, the conditions set out below must be taken into account regarding the dam.

(*a*) The material forming the dam (stone or concrete) and its design.

(*b*) Nature of the foundation (rock or less stable material).

(*c*) The level of the dammed-up water and its variations.

(*d*) Climatic conditions.

(*e*) If the downstream side of the dam is insulated against extreme changes of temperature, e. g., by back-filling or screening.

It is apparent immediately that the questions to be answered are so comprehensive that difficulty is encountered in giving within the limits of a report an exhaustive summary even of the experience obtained in the reporter's own land. The object aimed at in this report is merely to give examples of some suitable joint designs in Sweden and to give an explanation of their design and their location in the masonry.

The statements made in this report are thus based on experience with dams of the size usual in Sweden.

* *Constitution des joints de retrait, de contraction et dilatation.*
Entwurf von Schwindungs-, Schrumpfungs- und Dehnungsfugen.
Constitución de las juntas de retracción, contracción y dilatación.

Various Types of Joints

1. Construction joints and shrinkage joints

These joints, which should be indicated on the working drawings, divide the dam into monoliths, i. e., sections where the work of placing concrete is to be continued without cessation until completion.

Construction joints are ordinarily used as shrinkage joints. Thus it is often prescribed that an adjacent monolith shall not be poured until the monolith first poured has had time to undergo the shrinkage occurring with hardening. The provision of more or less effective pouring of the concrete is of decisive importance in preventing the occurrence of shrinkage cracks and the quality of the execution of the work in this connection and in other respects has an influence on the determination of the distance between the construction joints which have at the same time the duty of shrinkage joints.

The construction joints are for the most part provided with recesses as in figure 1. The laying-in of steel reinforcement with a view to

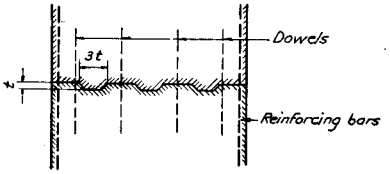


FIGURE 1.—**Construction joint.** — Joint de construction. — Arbeitsfuge. — Junta de construcción.

providing a bond between monoliths is advisable. Such bonding steel is laid in both unreinforced and reinforced dams, in the latter case in addition to the reinforcement stipulated.

2. Contraction and expansion joints

Gravity dams on rock foundation, constructed of concrete without reinforcement, are made without exception with contraction and expansion joints.

The distance between the contraction and expansion joints is often fixed in such a way that the distribution of the construction joints is the determining factor and that the construction and shrinkage joints are equipped and constructed so that they can function as expansion joints.

In cases where account is taken only of the gradual process of contraction in the concrete and the movements due to changes in temperature in determining the distance between the joints, the conclusion has been arrived at that, for the heights of dams usual in Sweden, the ratio of 2 : 1 between the length of the monolith and the height of the dam can be permitted without inconvenience. This ratio applies to unreinforced concrete.

For dams of reinforced concrete the ratio given may be made higher and increased still further with augmentation of the percentage of reinforcement.

For gravity dams constructed of stone masonry, the distribution of the monoliths follows the same principles as for unreinforced concrete dams. However, in cases where the walls are built with a good

lateral bond between the stones or where a rubble masonry containing large stones is well bonded, the distance between the joints may be increased as compared with the distance in concrete dams. The stone in such a construction may be considered as a kind of reinforcement which takes up the strain arising from creeping of the concrete.

FIGURE 2.—**Side view of a joint during construction.**—Vue latérale d'un joint pendant les travaux. — Seitenansicht einer Fuge während des Baues. — Vista lateral de una junta durante los trabajos.

Furthermore, the more the amount of stone material is increased in proportion to the amount of cement in the concrete or mortar, the more the liability to shrinkage is decreased.

Example.—The power-canal wall at Trollhättan, which is a gravity dam on rock, built 1905–07 and made in long sections, the height of

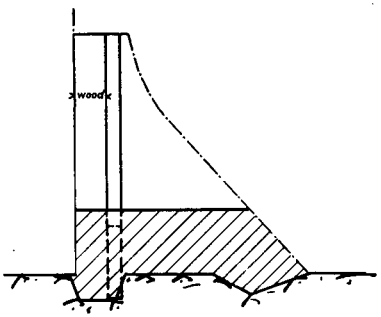


FIGURE 3.—**Cross section of a dam at a joint.** — Coupe d'un barrage à un joint. — Dammquerschnitt durch eine Fuge. — Corte de una presa en una junta.

walls not exceeding 7 m, *is a masonry wall without contraction and expansion joints*. The dam has now been subjected to water pressure over a period of 28 years. As far as can be ascertained no shrinkage or temperature cracks have arisen, which may confirm the contention that the stone material has functioned in the manner as cited above.

In the same canal wall, where the height exceeds 7 m (max. 13 m), the wall was built of concrete, contraction and expansion joints being provided. The joints are laid at 10 to 12 m distance from each other. This distance between joints has shown itself to be satisfactory in that no shrinkage cracks have occurred. This wall is provided with back-filling which minimizes the changes of temperature on the downstream side.

For a canal wall, under construction at present, the following method of construction and the distribution of contraction and expansion joints has been adopted:

The wall is constructed of stone embedded in tight concrete. The stone in the wall constitutes about 55 percent of the volume of the wall. The stones are laid throughout in bond. The wall is divided by means of construction joints into sizes of monoliths suited for the convenient carrying on of the work. Alternate monoliths are first made and followed a month later by the monoliths between. There are embedded in the construction joints cramp irons of such a number

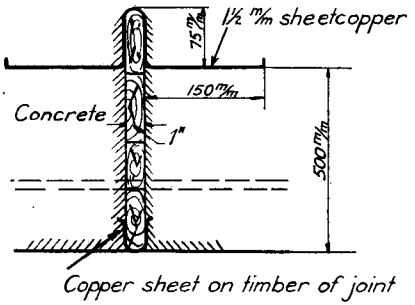


FIGURE 4.—**Copper sheet sheathing on timber of joint.** — Feuille de cuivre sur bois dans un joint. — Kupferblechbeschlag an dem Holz einer Fuge. — Lámina de cobre sobre madera en una junta

that when loaded up to the limit of elasticity they are capable of taking a tensile stress corresponding to 5 kg/cm^2 of the cross section of the dam.

Contraction and expansion joints are provided in the upper part of the wall and coincide with the construction joints. The joints have thus come to be laid at intervals of twice the height of the dam. Each joint is taken 3.5 m below the crest of the wall. A cross section of the dam at a contraction and expansion joint has the appearance of figure 3. (See also fig. 2.)

Rendering the contraction and expansion joints watertight is carried out as in figure 4. The water stop consists of hard-rolled copper sheet mounted on timber which is installed with the form. The joint plate is extended right down to the rock for the whole height of the monolith in spite of the fact that it is not anticipated that there will be any movement in the lower part of the joint at the places where the cramping irons are applied between the monoliths. The joint plate is therefore taken down in this case merely for the sake of added safety. The joint plate is made in one piece as it has been found that soldered seams are not satisfactory. The plate should not be drawn too far in or it may act as a rupture guide. For the wall in question it has been stipulated that 15 cm width of the plate shall be embedded in tight concrete.

In view of the fact that the height of the wall is low, hard-rolled copper sheet is used for the tightening plate since this material at present is cheaper than stainless steel. The design of the joint described may be cited as an example of dilatation joints which at times may be provided in only a part of the dam cross section while the remainder is arranged as a shrinkage joint.

At another place where this design of joint has been employed (Vargön) and where considerable movement was to be reckoned with between adjacent parts of the masonry and where the water pressure on the joint is appreciably higher, the joint plate was made of stainless steel in accordance with figure 5.

In the portion of the joint in front of the plate, the timber of the form is allowed to remain in order to form a timber lining. The upstream side of the dam may be expected to swell when subjected to the water pressure and the joint material on the water side should therefore be compressible. There may also be reason to fill the joint on the upstream side of the dam with some elastic material to prevent freezing in the joint. The volume of water in the joint is thereby

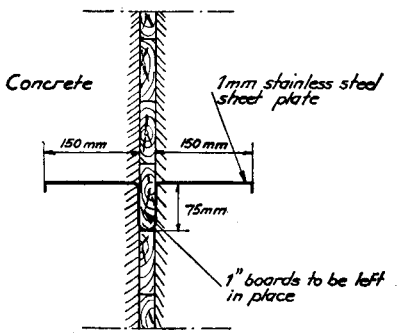


FIGURE 5.—**Arrangement of joint with stainless steel water stop.** — Dispositif d'étanchéité. — Darstellung der Abdichtung. — Dispositivo de impermeabilidad.

reduced and the increase of volume due to freezing may be assumed not to be greater than the volume to which the timber can be compressed thus preventing the occurrence of a great pressure on the sides of the joint with the risk of splitting the concrete.

The timber filling the upper surface of the joint and on the upstream side should be lined with a small plate of copper or of stainless steel and may advantageously be made of impregnated timber for that part of joint above the water level.

It is advisable to provide partial joints in those dams where shrinkage is due to great variations of temperature and drying may be anticipated in the downstream side of the dam and where the temperature at the upstream side and internally is subject to smaller and more gradual variation. By the insertion of partial joints or surface joints, it is naturally possible to arrive at a reduction of the internal strains to which the dam is exposed as a result of variations of temperature, as for example, due to strong sun rays alternating with night frost. The daily variations in temperature in the dam surface may with certain dams amount to 100°, while the variations at a depth of 2 m, perhaps do not exceed a few degrees.

Contraction and expansion joints employed in older dam constructions have usually been of the type shown in figure 6. Asphalt cloth, known as sheeting, was employed as tightening material in the joint. The experience obtained with these joints has at many places proved to

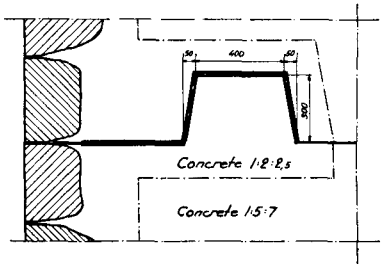


FIGURE 6.—**Conventional old-style joint.** — Coupe horizontale d'un joint. — Horizontalschnitt durch eine Fuge. — Corte horizontal de una junta.

be rather unsatisfactory. The asphalt has been pressed out on expansion of the wall and on the subsequent contraction of the masonry a line of asphalt has been exposed to the action of air and water. In the long run the asphalt material employed in this country has not proved lasting, for a certain amount of decomposition of the backing material has generally been apparent on inspection of the older joints. The asphalt material does not retain its flexibility to the end, and it is therefore apparent that it is not very well suited for employment at places where supervision and maintenance cannot be provided.

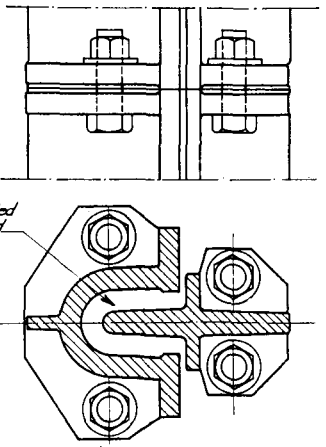


FIGURE 7.—**Cast-iron joint.** — Joint en fonte. — Gusseiserne Fuge. — Junta de hierro fundido.

Contraction and expansion joints of cast iron, of a type as seen in figure 7, have even been occasionally used. Against this design may be advanced its rigidity and the difficulty in getting the horizontal cheeks properly surrounded by the mold. Following the setting and shrinkage of the concrete, difficulty is always encountered in insuring tightness along upright rigid constructions placed in the surface of the mold, especially when they are provided with horizontal cheeks.

Since one must naturally require of a good contraction and expansion joint design that it be tightly set into the concrete, it is not possible to give a satisfactory account of this design.

Contraction and expansion joints made of rigid steel beams have the same weaknesses as those mentioned above for cast-iron joints, while it is not possible to attain really satisfactory fixing with bracing. There is always the risk that leakage will arise at the fixing of the beams in the concrete and the execution of the works demands very special care.

Contraction and expansion joints of wood of the design shown in figure 8 might be considered in places where the joint is constantly submerged and these are suited to conditions where wear between the surfaces of the joints may arise. Wood submerged in water is elastic and without breaking withstands a fairly great alteration in shape. If the wood joint is made of prime yellow deal, in several

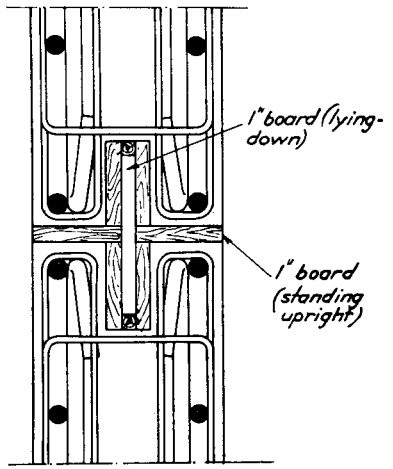


FIGURE 8.—**Wooden joint.** — Joint en bois. — Hölzerne Fuge. — Junta de madera.

layers with the grain in the different layers at right angles to each other and the planks fastened together with stainless nails, there is reason to expect a reliable construction.

Joints of this type have been employed in the building of the Vargön power station.

Joints of thin plate, made of hard-rolled copper sheet or stainless steel plate, of the type indicated above in figure 4, may be considered best suited for the purpose and are therefore recommended. Care must be taken:

(1) That the joint plate is made in one piece for the whole joint length and that for extra long joints the plates are joined by welding.

(2) That the joint plate selected is not so thick that it cannot adapt its expansion lengthways to the movements of the concrete by the force transmitted following the settling of the concrete.

For the design of this joint it is recommended that use should not be made of coarser thicknesses of plate than 1 mm when stainless steel plate is employed or 2 mm when sheet copper is employed.

It should be considered that the joining between the concrete and the joint plate should be stronger than the force necessary to lengthen or shorten the joint plate to an extent corresponding to the alterations in the concrete due to swelling or shrinking.

CONTRACTION AND EXPANSION JOINT IN INTAKE FLUME

HUGO FLODIN, C. E.

At the Royal Board of Waterfalls

Sweden

There has been constructed at Malfors power station a flume of reinforced concrete for 6 meters depth of water, 19 meters bottom width and a length of 120 meters between the flume intake and the tube-intake. The flume is supported on slender concrete pillars, 10 meters apart, and these take the pressure to the fine sand foundation by means of foundation plate extensions. The flume is divided into monoliths each 30 meters long and joined by means of contraction joints designed to take up the variation in the length of the flume due to changes in temperature, calculated at about 10 mm for each of these joints. To avoid other movements of the different flume sections with relation to each other, the outer pillars adjoining the joints rest on common foundation slabs.

The tightening, contracting, and expanding device consists of a bent copper sheet, fixed on both sides of the joint to the flange of a steel beam cast into the concrete, by means of a superimposed steel plate held down by screwing with tight-fitting screwbolts. To insure watertightness and to prevent electrolysis, sheet lead has been provided at each side of the copper sheeting. Leakage at the bolts is prevented partly by "elastic stop" nuts, partly by "palmetto" yarn wound in at the bolt heads.

Before determining the design of the contraction and expansion joints, tests were carried out at the Government Testing Institute to ascertain whether the copper sheeting was capable, without risk of formation of cracks at the bends between the walls and the bottom (where the resistance against variations is greatest), of withstanding the changes of shape to which it would be exposed.

The 1-millimeter-thick copper sheeting, made of soft annealed electrolytic copper, is joined by soldering. The joints on both sides of the lead sheets are made tight by a coating of thick red lead.

For protection against damage, a thin sheet cover has been provided on the inner or waterside, which has the additional function of preventing leakage through the joint if the copper sheeting should fail for some unforeseen reason. On the outer side the joint is protected by a shaft built out from the flume wall through which air—conducted below the flume from the power station—rises. The shaft permits inspection of the joint from the outside and replacement of the various parts, should this for any reason be necessary or advisable.

The joints which have been exposed to water pressure since November 1935 have up to now proved to be entirely watertight.

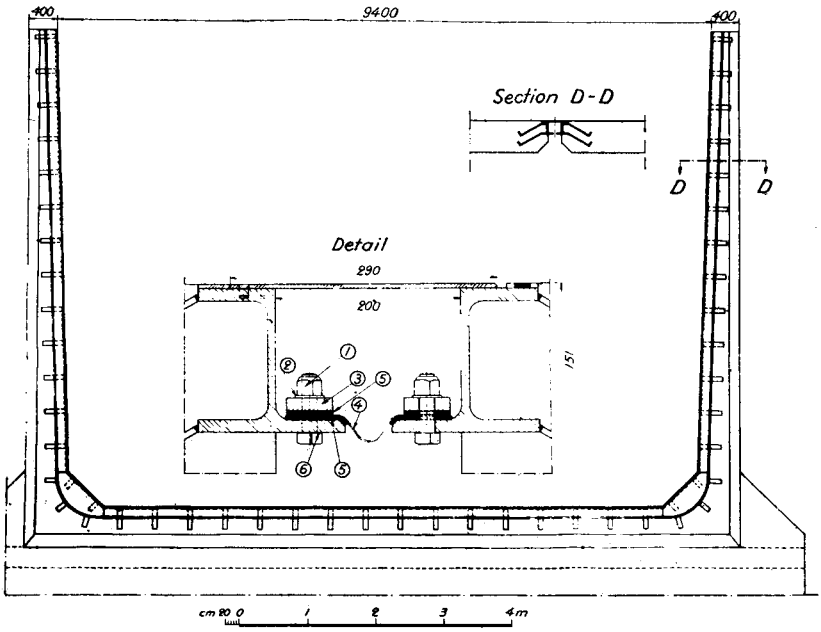


FIGURE 9.—**Expansion joint of a flume.** — Joint de dilatation d'un canal d'amenée. — Dehnungsfuge in der Betonrinne des Oberkanals. — Junta de dilatación de un canal de alimentación.

(1) **"Elastic stop nut."** — "Boulon de serrage." — "Elastische Stopp-Mutter." — "Tuerca de cierre elástico."
(2) **Washer.** — Rondelle. — Unterlegscheibe. — Arandela.
(3) **Steel plate.** — Plaquette d'acier. — Stahlplatte. — Plancha de acero.
(4) **Copper sheeting.** — Feuille de cuivre. — Kupferblech. — Lámina de cobre.
(5) **Sheet lead.** — Feuille de plomb. — Bleistreifen. — Lámina de plomo.
(6) **Palmetto yarn.** — Fibre de palme. — Palmfaser. — Fibra de palma.

NOTES ON DESIGN OF CONTRACTION, SHRINKAGE, AND CONSTRUCTION JOINTS IN CONCRETE DAMS

P. WILH. WERNER

of Vattenbyggnadsbyrån (VBB), Consulting Engineers

Stockholm

In the following a brief account will be given of a recent practice, employed by the firm of consulting engineers to which the writer belongs, in designing temporary and permanent joints in dams and other hydraulic structures of concrete. It refers to structures founded on rock, in which, generally, the relative movements to be considered in this connection occur only in a direction perpendicular to the joint.

The joints described below have proved satisfactory and watertight for the heads to which they hitherto have been applied, amounting to a maximum of some 25 m.

CONTRACTION JOINTS

Contraction joints, in the meaning of this paper, are permanent joints intended to guard against undue stresses and cracks due to movements caused by changes of temperature and load, swelling, residual shrinkage, etc.

Figure 10 shows a typical detail of a contraction joint which in principle has been used as a standard joint in recent designs for structures on rock foundation. The sealing device consists chiefly of a metal water stop (see fig. 10), in the form of a bent plate of ¾ to 1 mm thickness, which allows for a certain change in length when the concrete blocks contract or expand on either side of the joint. Each leg of the plate is usually taken 150 to 200 mm wide for heads up to 25 m, and the middle part 50 mm. The end of each leg is bent to form a small hook, so as to insure an effective bond between the plate and the concrete on either side of the joint. For the material in the plate a special make, "Robertson's protected metal", has frequently been used; [1] in some cases lately, the material has been stainless steel. The "Robertson's protected metal" should be bent to shape by the manufacturer, and requires a careful handling in the field in order not to damage the protecting sheeting. The stainless steel is very handy, in that it is considerably less liable to get damaged and may be conveniently spliced by welding.

[1] *This material consists of steel sheets protected by a series of asphalt, asbestos, and waterproof sheetings.*

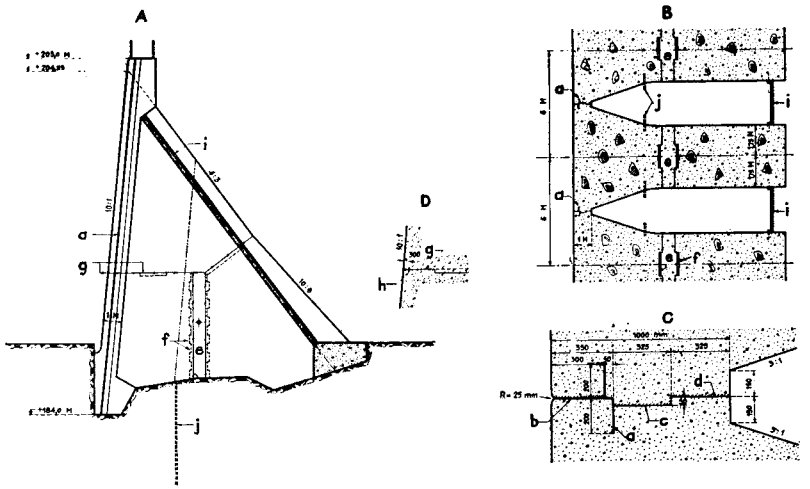


FIGURE 10. — **Lamellar gravity nonoverflow dam at Krångede, Sweden.** — Barrage type contrefort à gravité, sans deversoir, de Krångede, Suède. — Lamellen-Schwergewichts Staumauer bei Krångede, Schweden. — Presa gravedad del tipo de contrafuerte, sin depósito, de Krångede, Suecia.

A. **Side view of monolith.** — Profil du monolithe. — Seitenansicht der Steinmauer. — Vista lateral del monolito.

B. **Sectional plan.** — Coupe horizontale. — Horizontal Querschnitt. — Corte horizontal.

C. **Detail of contraction joint.** — Détail du joint de contraction. — Einzelansicht einer Schrumpffuge. — Detalle de la junta de contracción.

D. **Detail of construction joint.** — Détail du joint de construction. — Einzelansicht einer Arbeitsfuge. — Detalle de la junta de construcción.

(*a*) **Metal water stop in contraction joint.** — Feuille d'étanchéité en métal dans un joint de contraction. — Metall-Dichtungsstreifen in einer Schrumpffuge. — Lámina de metal para impermeabilizar una junta de contracción.

(*b*) **Bituminous sheeting in contraction joint.** — Couche bitumineuse dans un joint de contraction. — Bitumen-Streifen in einer Schrumpffuge. — Enlucido bituminoso en una junta de contracción.

(*c*) **Notch in contraction joint.** — Redent du joint de contraction. — Einkerbung in einer Schrumpffuge. — Ranura de la junta de contracción.

(*d*) **Asphalt painting in contraction joint.** — Couche d'asphalte. — Asphalt-Verkleidung einer Schrumpffuge. — Enlucido de asfalto.

(*e*) **Shrinkage joint, 700 mm wide.** — Joint de retrait, 700 mm de largeur. — Schwindungsfuge: 700 mm breit. — Junta de retracción, 700 mm de ancho.

(*f*) **Offsets and notches in middle portion of shrinkage joint.** — Redent et vides dans la partie centrale d'un joint de retrait. — Aussparungen und Einkerbungen in dem Mittelteil einer Schwindungsfuge. — Ranuras y aperturas en la parte central de una junta de retracción.

(*g*) **Horizontal construction joint.** — Joint horizontal de construction. — Horizontale Arbeitsfuge. — Junta horizontal de construcción.

(*h*) **Metal water stop, 125 mm wide, in construction joint.** — Feuille métallique d'étanchéité, 125 mm de largeur, d'un joint de construction. — Metall-Dichtungsstreifen: 125 mm breit, in einer Arbeitsfuge. — Hoja metálica de impermeabilidad, 125 mm de ancho, de una junta de construcción.

(*i*) **Isolation planking.** — Plancher isolant. — Isolier-Packung. — Tablón aislante.

(*j*) **Drainage wells in foundation rock.** — Puits de drainage dans le sol de fondation. — Drainage-Löcher im Fundamentgestein. — Pozos de drenaje en el suelo de fundación.

The whole face of contact of adjoining blocks of concrete in the joint is painted with asphalt, so as to avoid bond between the old and the fresh concrete. At the upstream end of the joint, the blocks are further separated by a strip of bituminous sheeting. The chief purpose of this is to provide a space between the blocks that may subsequently be caulked by a diver, should need arise to improve the watertightness of the joint. With a view to preventing damage to the concrete by the caulking, the upstream corners of the joint are either curved to a small radius or protected by steel angles.

Except for a small notch immediately behind the metal stop, no recesses as a rule are provided in the contact surface of adjoining blocks. Such recesses were formerly used to increase the length of the path of percolation. It is, however, considered better to let the seepage water that may find its way past the sealing device drain off as quickly as possible. In the lamellar gravity dam at Krångede, Sweden (see below), the length of the joint is limited to 1,000 mm at the upstream face of the dam (see fig. 10, *B* and *C*). The concrete around the sealing device is reinforced.

Figure 11 shows a joint which was used in the upstream slabs of the Chenderoh Ambursen Dam (head about 20 m) in the Federated

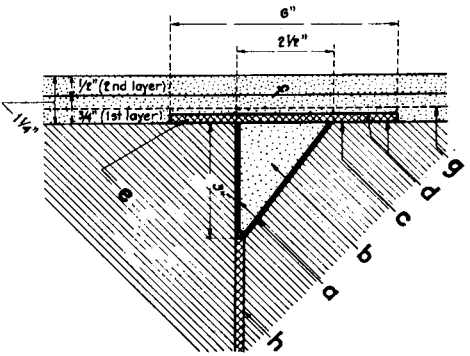


FIGURE 11.—**Sealing device in upstream slabs of Chenderoh Ambursen Dam.** — Dispositif d'étanchéité d'un barrage type Ambursen. — Abdichtungsverfahren an den wasserseitigen Verkleidungsschichten der Chenderoh-Ambursen-Talsperre. — Dispositivo de impermeabilidad de una presa tipo Ambursen.

(*a*) **Three coats of asphalt paint.** — Trois couches de badigeon d'asphalte. — Dreifache Asphalt-Verkleidung. — Tres capas de asfalto.

(*b*) **Wedge of cement mortar 1:2, filled in by hand.** — Coin en mortier de ciment 1:2, exécuté à la main. — Keilförmige Aussparung, mit der Hand mit Zement-Mörtel ausgefullt. — Cuña de mortero de cemento 1:2, ejecutada a mano.

(*c*) **Surface under sheeting to be ground smooth.** — Surface poli avant la pose de la feuille. — Oberfläche unterhalb der Bleche, die glatt abzuschleifen ist. — Superficie pulida antes de colocar la lámina.

(*d*) **One coat of asphalt paint (each side).** — Un badigeon d'asphalte (sur chaque côté). — Auf jeder Seite eine Asphaltverkleidung. — Una capa de asfalto (en cada lado).

(*e*) **3/16″ bituminous sheeting.** — Couche bitumineuse de 3/16 pouce. — 3/16″ Bitumen-Streifen. — Enlucido bituminoso de 3/16 pulgada.

(*f*) **1¼″ gunite.** — Gunite, 1¼ pouce. — 1¼″ Gunit. — Gunita, 1¼ pulgadas.

(*g*) **Wire netting.** — Grillage. — Drahtnetz. — Alambrado.

(*h*) **3/16″ bituminous sheeting.** — Couche bitumineuse de 3/16 pouce. — 3/16″ Bitumen-Streifen. — Enlucido bituminoso de 3/16 pulgada.

Malay States, completed in 1930. The joint in this case was used in connection with the application of a gunite cover, which was provided in order to improve the watertightness of the structure. As shown in figure 11, the triangular groove formed at the surface of the slab was first given three coats of asphalt paint and then filled with mortar, which acts as a wedge under pressure. The joint was covered with a bituminous sheeting $\frac{3}{16}$ inch thick and 6 inches wide. The gunite was then applied and its reinforcement made continuous over the joint.

It should be noted that the gunite was applied after the main shrinkage in the slabs had taken place and that the changes in length of the slabs, when under water load, are negligible due to the very small variations in temperature of air and water in this locality.

Shrinkage Joints

Shrinkage joints, in the meaning of this paper, are temporary joints which are left open for a certain time during the construction so as to allow the main shrinkage to take place before the structure is completed. Such joints have in the past been used to a considerable extent both in thin-wall structures (intakes, hollow dams, etc.) and in massive structures (solid gravity dams) for the purpose of reducing or eliminating shrinkage stresses and avoiding shrinkage cracks.

Figure 12 shows a typical design which has been applied to a number of very important thin-wall structures. The joints are placed at the center of the slab where the shear is negligible and may be easily coped with by offsets and notches in the concrete. As a rule, this location of the joints also has the advantage that the water side of the joints will be under compression and thus have no tendency to open up and admit water under pressure.

The flexure reinforcement crossing the joint is generally made continuous from section to section. In order to avoid excessive stresses and possible slippage in the reinforcement due to the shrinkage of the concrete sections on either side of the joint, the bars are provided with a special expansion bend in the joint, so as to allow for a certain change in length of the bars. The plane of the bends must be parallel to the face of the slab, and the bends placed alternatively left-hand and right-hand, as shown in figure 2, so as to avoid accumulation of stresses when the residual bends tend to straighten out due to the loads superimposed upon the completed structure. By this arrangement there will remain an unbalanced thrust from the last bar at each edge. This thrust is taken by two U-bent bars anchored into the concrete as shown on the plan in figure 12.

The width of the shrinkage joints is usually 500 to 800 mm. Naturally, this width depends to some extent on the size (diameter) of the bars, insofar as the required length of the bend increases as the diameter of the bars increases.

Figure 10, *A–B* shows the design of a shrinkage joint used for the monoliths of the lamellar gravity nonoverflow type of dam at Krångede, Sweden, which dam was briefly described, in principle, at the Stockholm Congress on Large Dams, 1933. The lower part of each monolith is divided into two sections of adequate base lengths by a

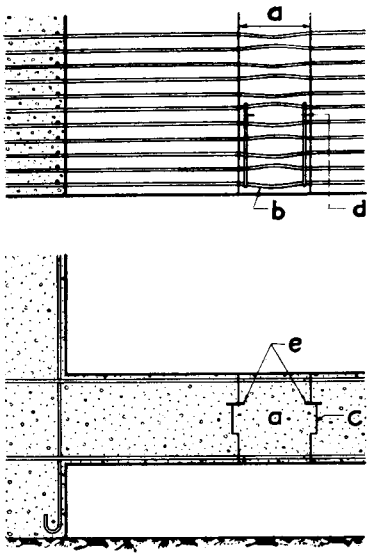


FIGURE 12.—**Shrinkage joint in concrete slab.** — Joint de retrait dans une plaque de béton. — Schwindungsfuge in einer Betonschicht. — Junta de retracción en una placa de hormigón.

(*a*) **Shrinkage joint, 500 to 800 mm wide; concrete to be poured after the main shrinkage of adjoining sections has taken place.** — Joint de retrait, 500 à 800 mm de largeur; béton coulé après le retrait de prise des sections voisines. — Schwindungsfuge, 500–800 mm breit; dabei ist der Beton erst nach Eintritt der Hauptschwindung der benachbarten Abschnitte einzufüllen. — Junta de retracción, 500 a 800 mm de ancho; el hormigón se verterá después de efectuada la retracción principal de las secciones vecinas.

(*b*) **Expansion bends of the bars.** — Coudes pour l'allongement des barres. — Dehnungskrümmungen in den Stangen. — Codos de expansión de las barras.

(*c*) **Offsets and notches to take the shear.** — Redent et vides pour résister au cisaillement. — Aussparungen und Auskerbungen zur Aufnahme der Scherdruckes. — Rediente y aperturas para resistir las cortaduras.

(*d*) U-**bent bars intended to take the unbalanced thrust, when the residual bend of the last bar tends to straighten out due to the load superimposed on the completed slab.** — Barre en forme d'U, pour résister à la poussée non-compensée, lorsque la courbure de la dernière barre tend à disparaître sous l'effet des charges après achèvement de l'ouvrage. — U-förmig gebogene Stangen zur Aufnahme des nicht aufgefangenen Druckes, sobald die vorhandene Krümmung der letzten Stange auf Grund der zusätzlichen Belastung nach Fertigstellung der Gesamtschicht abnimmt. — Barras en forma de U para resistir la presión no compensada, cuando la curvatura de la última barra tiende a desaparecer debido al efecto de las cargas después de terminada la obra.

(*e*) **Metal water stop in shrinkage joint.** — Feuille métallique d'étanchéité dans un joint de retrait. — Metall-Dichtungsstreifen in einer Schwindungsfuge. — Lámina metálica de impermeabilidad en una junta de retracción.

700-mm-wide gap right through the monolith and down to the foundation rock. The purpose of this joint is to obviate shrinkage cracks at the base of the monoliths. It may be mentioned that no cracks have appeared in any of the monoliths, which are 15 in number, with a maximum height of some 21 m from the crest to the deepest foundation.

The middle portion of the surfaces of the joint, which is recessed 200 mm, is provided with horizontal offsets and notches to take the shear along the joint surfaces when the dam is subjected to the water load. The joint is also provided with a certain amount of reinforcement across the gap.

Shrinkage joints that may be subjected to unilateral water pressure are provided with metal water stops near the upstream face (see fig. 12), carefully embedded in the old as well as in the fresh concrete. These water stops consist of plane plates of the same material as mentioned above in connection with contraction joints (Robertson's protected metal or stainless steel).

Construction Joints

Construction joints, in the meaning of this paper, are such joints as occur when concrete is poured directly against a set concrete face. As a rule, construction joints are allowed only where shown on the drawings. If the pouring is involuntarily stopped for a time longer than the initial setting time of the concrete used, the old surface is to be considered as a construction joint, and treated as such before the pouring is resumed.

As soon as the pouring has stopped at a horizontal construction joint without shutterings, the surface of the joint is thoroughly cleared of water and laitance, and then left to harden without any disturbance whatsoever. The hardened surface of the joint is sand-blasted and cleansed and washed with water jets with a nozzle pressure of at least 2 atm. Immediately before the pouring of fresh concrete, the surface is coated with a 20–30 mm layer of cement mortar, made up of cement and sand in a proportion 1:1.5 by volume, and thoroughly rubbed into the old surface with steel brushes.

As construction joints constitute vulnerable points of attack for percolating water, such joints are avoided as far as possible at the upstream face of the structure. The dam at Krångede contains no construction joints at the upstream face, except a horizontal construction joint halfway between the crest and the rock.

All construction joints which may be subjected to unilateral water pressure are provided with a metal water stop near the upstream face, carefully embedded in the old as well as in the fresh concrete. (See fig. 10, *D*.) This water stop is made of the same shape and the same material as mentioned above in connection with shrinkage joints.

In cases of gravity dams, buttresses of hollow dams, and similar structures, horizontal joints are stepped off or provided with offsets and notches so as to insure adequate shearing strength of the joint.

SUMMARY

Mr. Westerberg deals with the knowledge and experience gained in Sweden regarding joints. Construction joints usually serve the purpose of shrinkage joints. Reinforcement is usually provided in these joints, whether the concrete mass is reinforced or not, the joint reinforcement being additional in the case of reinforced concrete.

When putting in the joints, the distribution of the construction joints is the determining factor. Experience shows that the ratio

of the length of the monolith to its height should be from 2:1 to 2.5:1. This applies to unreinforced concrete. With reinforced concrete and with masonry the ratio may be made larger.

The power-station canal at Trollhättan is given as an example. This canal, constructed 1905–7, has no expansion and contraction joints in those parts of the masonry walls not exceeding 7 m in height. No cracks due to shrinkage or variations in temperature have been observed. Where the walls are higher, rising to 13 m, contraction and expansion joints are provided at 10 to 12 meter intervals. No cracks have occurred.

In a dam at present under construction (see photo 1) with masonry representing 55 percent of the volume, expansion and contraction joints are being provided in the upper part of the wall to a depth of 3.5 meters from the crest. The distance between the joints is equivalent to twice the height of the dam.

Regarding design of contraction and expansion joints it has been found that asphalt sheeting (fig. 5) is not satisfactory, as the asphalt is easily pressed out from the joint. Stiff constructions (fig. 6) have been employed but they are not so suitable because of poor tightness. A joint of timber as shown in figure 7 may be used under water. Joints as in figure 3 with hard-rolled copper sheeting or stainless-steel plate are considered best suited to the purpose.

Mr. Flodin explains that the intake channel at Malfors power station is prolonged by a 120 m flume made of concrete which rests on concrete pillars 10 meters apart. Contraction and expansion joints are provided at 30 meter intervals. A curved copper sheeting 1 mm thick is bolted to the flanges of iron beams embedded in the concrete. To prevent leakage and avoid electrolytic action, lead sheets have been placed at each side of the copper sheeting. The foundation consists of fine sand. To prevent differences in vertical movements of the flume sections, which might lead to rupture of the copper sheeting, the pillars adjacent to a contraction and expansion joint have been set up on a common foundation slab.

Mr. Werner deals with the question of providing contraction and expansion joints, shrinkage joints, and construction joints on dams and other hydraulic structures made of concrete or reinforced concrete and founded on rock. A short description is given of the practice followed by the Vattenbyggnadsbyrån (VBB). The paper is illustrated by typical cases and joints such as have been executed for a number of important works, including Chenderoh Ambursen Dam on Malacca Peninsula (completed 1930) and the Krångede Dam in Sweden (completed 1936), the latter of which was described for the Stockholm Congress on Large Dams. The joints employed have proved to be watertight and suitable for the depths of water for which they have been used up to now (about 25 m maximum).

RESUME

M. Westerberg expose les expériences faites en Suède sur les joints. Les joints de construction servent ordinairement comme joints de retrait. Que le béton soit armé ou non-armé, on ajoute d'habitude une armature à ces joints, dans la premier cas on emploie une armature additionnelle.

La disposition des joints est déterminée par la répartition des joints de construction. L'expérience montre que les proportions entre la longueur du monolithe et sa hauteur doivent être de 2:1 à 2,5:1. Cela s'applique au béton non-armé. Dans le cas de béton armé ou de maçonnerie, on peut augmenter la proportion.

On donne comme exemple le canal de la centrale de Trollhättan, construit en 1905–7 comme mur en maçonnerie, sans joints de contraction et de dilatation dans les parties n'excédant pas 7 m de hauteur. On n'y a remarqué aucune fissure due au retrait ou à la variation de température. Aux parties du mur qui sont plus hautes, jusqu'à 13 m, des joints de contraction et de dilatation ont été faits à des intervalles de 10 à 12 mètres. Aucune fissure n'a paru.

Dans un barrage actuellement en construction (voir photo 1) et dont la maçonnerie représente les 55% du volume, on ajoute des joints de dilatation dans la partie supérieure du mur, à partir de 3,5 m du couronnement. Les intervalles entre les joints sont équivalents au double de la hauteur du barrage.

Quant à la construction des joints de contraction et de dilatation, on a constaté que des couches asphaltiques (fig. 5) ne conviennent guère parce que l'asphalte est facilement expulsée du joint. Des constructions à pente raide (fig. 6) ont été employées, mais elles laissent beaucoup à désirer à cause de leur manque d'étanchéité. Un joint en bois est représenté (fig. 7) et ce joint peut être employé sous l'eau. On considère que les joints (fig. 3), faits de cuivre dur laminé ou d'acier inoxydable, remplissent mieux le but poursuivi.

M. Flodin explique que le canal d'amenée à l'usine hydro-électrique de Malfors est prolongé par un pont-canal en béton de 120 m de longueur qui repose sur de minces piliers en béton placés à des intervalles de 10 mètres. Des joints de contraction et de dilatation sont placés à des intervalles de 30 mètres. Des tôles de cuivre recourbé de 1 mm sont fixées par des boulons aux ailes des poutres en acier encastrées dans le béton. Afin d'éviter les infiltrations et d'empêcher l'action électrolytique, des tôles en plomb sont appliquées de chaque côté du cuivre. La fondation se compose de sable fin. Dans le but d'empêcher les différences de mouvements verticaux des sections du pont-canal, qui pourraient produire une rupture dans la tôle de cuivre, les piliers avoisinant les joints de contraction et de dilatation sont érigés sur des semelles communes.

M. Werner traite la question de la construction des joints de contraction et de dilatation, des joints de retrait et des joints de construction dans les barrages et dans d'autres travaux hydrauliques, construits en béton ou en béton armé et reposant sur le rocher. Ensuite vient un bref exposé des méthodes employées par Vattenbyggnadsbyrån (VBB). Le rapport est illustré par des cas typiques de joints appliqués à plusieurs ouvrages importants, notamment le Chenderoh Ambursen Dam dans la Presqu'ile de Malacca (achevé 1930) et le Barrage de Krångede en Suède (achevé 1936) qui à été décrit lors du Congrès des Grands Barrages à Stockholm. Les joints employés ont été trouvés imperméables et satisfaisants jusqu'à présent sous des hauteurs d'eau d'environ 25 m au maximum.

ZUSAMMENFASSUNG

Westerberg berichtet über Erfahrungen, welche in Schweden mit Fugen vorliegen. Die Arbeitsfugen haben gewöhnlich den Charakter der Schwindfugen. Diese Fugen werden in sowohl unbewehrten als bewehrten Dämmen gewöhnlich mit Bewehrungseisen versehen, in letzterem Falle über die berechnungsmässige Bewehrung hinaus.

Beim Anordnen der Fugen einwirkt die Einteilung der Arbeitsfugen bestimmend. Man ist zu der Erfahrungszahl gekommen, dass die Länge des Monolithes sich zu der Höhe desselben wie 2:1 bis 2,5:1 verhalten soll. Dieses gilt für unbewehrten Beton. Bei Dämmen aus bewehrtem Beton oder Steinmauerwerk kann diese Verhältniszahl grösser gewählt werden.

Als Beispiel wird die Kraftkanalmauer in Trollhättan, erbaut 1905–7 als Mörtelmauer ohne Dehnungsfugen, angeführt, wo die Höhe 7 m nicht überstieg. Schwind- und Temperaturrisse sind nicht gefunden worden. Wenn das Mauerwerk höher war, bis zu 13 m, wurden Dehnungsfugen im Abstand von 10 bis 12 m angeordnet. Risse sind nicht entstanden.

In einem Damm, welcher zurzeit ausgeführt wird (siehe Aufnahme 1) und wo Mauersteine 55% des Mauervolumens betragen, werden Dehnungsfugen im oberen Teile der Mauer bis zu 3,5 m unter der Mauerkrone angeordnet. Die Fugen werden in einem gegenseitigen Abstand von doppelter Dammhöhe verlegt.

Bezüglich der Konstruktion der Dehnungsfugen hat man gefunden, dass "sheeting" (Fig. 5) nicht zufriedenstellend ist, da der Asphalt leicht aus den Fugen gepresst wird. Steife Konstruktionen (Fig. 6) sind verwendet worden, sie sind aber in Folge mangelhafter Dichtigkeit weniger geeignet. Eine Fuge aus Holz wird in Figur 7 gezeigt und kann unter Wasser verwendet werden. Fugen nach Fig. 3, die in hartgewalztem Kupfer oder rostfreiem Stahlblech ausgeführt sind, gelten als die zweckmässigsten.

Flodin: Der Oberkanal der Wasserkraftanlage Malfors ist mittels einer 120 Meter langen, aus Beton ausgeführten Rinne verlängert, die auf schlanken Betonfeilern in Abständen von 10 Meter ruht. In Abständen von 30 Meter von einander sind Dehnungsfugen angeordnet. Ein wellenförmig gebogenes Kupferblech von 1 Millimeter Stärke ist an den Flanschen von einbetonierten eisernen Trägern mittels Bolzen festgeschraubt. Um Durchsickerungen zu verhindern und elektrolytische Wirkungen zu vermeiden, sind auf beiden Seiten des Kupferbleches Bleiplatten eingelegt. Der Baugrund besteht aus feinem Sand. Um eventuellen gegenseitigen Bewegungen der Rinnenteile in senkrechter Richtung, die ein Reissen des Kupferbleches zur Folge haben könnten, vorzubeugen, sind die, an die Dehnungsfugen grenzenden Pfeiler auf eine gemeinsame Fundamentplatte gestellt.

Werner behandelt die Frage der Ausbildung der Dehnungs-, Schwind- und Giessfugen in Dämmen und anderen Wasserbauten, die in Beton oder bewehrtem Beton und auf Felsen gegründet ausgeführt sind. Es wird ein kurzer Bericht über die Praxis erstattet, die bei Vattenbyggnadsbyrån (VBB) besteht. Der Aufsatz wird durch typische Einzelheiten und Fugen illustriert und zwar so, wie diese bei

verschiedenen bedeutenden Konstruktionen zur Ausführung gekommen sind, z.B. Chenderoh Ambursen Dam auf der Malacka Halbinsel (fertiggestellt 1930) und dem Krångededamm in Schweden (fertiggestellt 1936), welcher in einer "Mitteilung" zum Kongresse in Stockholm beschrieben worden ist. Die verwendeten Fugen haben sich als wasserdicht und für die Wassertiefen, für welche sie bisher verwendet worden sind (etwa maximal 25 m), als zufriedenstellend erwiesen.

RESUMEN

El señor Westerberg expone las experiencias hechas en Suecia con las juntas. Las juntas de construcción sirven ordinariamente como juntas de retracción. Ya sea el hormigón armado o no, se añade ordinariamente una armadura a estas juntas, en el primer caso se emplia una armadura adicional.

La disposición de las juntas se determina por la repartición de las juntas de construcción. La experiencia muestra que las proporciones entre la longitud del monolito y su altura debe ser de 2:1 a 2,5:1. Esto se aplica al hormigón no armado. En el caso del hormigón armado o de la mampostería se puede aumentar la proporción.

Se da como ejemplo el canal de la central de Trollhättan, construído en 1905–7, como muro de mampostería sin juntas de contracción ni de dilatación en las partes que no exceden 7 m de altura. No se ha notado ninguna grieta causada por la retracción o por la variación de temperatura. En los muros que son más altos, hasta 13 m, las juntas de contracción y de dilatación se han hecho a intervalos de 10 a 12 metros. No ha aparecido ninguna grieta.

En una presa que se está construyendo (véase fotografía 1) y en la cual la mampostería representa el 55% del volumen, se añaden juntas de dilatación en la parte superior del muro, a partir de 3,5 m de la coronación. Los intervalos entre las juntas son equivalentes al doble de la altura de la presa.

En cuanto a la construcción de las juntas de contracción y de dilatación, se ha comprobado que las capas asfálticas (fig. 5) no son convenientes porque el asfalto es fácilmente expulsado de la junta. Se han empleado construcciones con mucha pendiente (fig. 6) pero dejan mucho que desear a causa de su falta de impermeabilidad. Se representa (en la fig. 7) una junta de madera que puede emplearse bajo el agua. Se cree que las juntas (fig. 3) hechas de cobre duro laminado o de acero inoxidable, llenan mejor el fin perseguido.

El señor Flodin explica que el canal de alimentación de la central hidroeléctrica de Malfors se prolonga por un puente-canal de hormigón de 120 m de longitud que reposa sobre pilares de hormigón colocados a intervalos de 10 metros. Las juntas de contracción y de dilatación están colocadas a intervalos de 30 metros. Las chapas de cobre curvado de 1 mm son fijadas por medio de tornillos a las alas de las vigas de acero encastradas en el hormigón. A fin de evitar las infiltraciones y de impedir la acción electrolítica, se colocan chapas de plomo en cada lado del cobre. La fundación se compone de arena fina. A fin de impedir las diferencias de movimientos verticales de las secciones del puente-canal, que pudieran producir una rotura en las chapas de cobre, los pilares cercanos a las juntas de contracción y de dilatación se erigen sobre placas comunes.

El señor Werner trata la cuestión de la construcciónd e las juntas de contracción y de dilatación, de las juntas de retracción y de las juntas de construcción en las presas y en otras obras hidráulicas construídas de hormigón o de hormigón armado y que reposan sobre la roca. A continuación sigue una exposición de los métodos empleados por Vattenbyggnadsbyrån (VBB). La memoria está ilustrada con casos típicos de juntas aplicados a diferentes obras importantes, especialmente la presa de Chenderoh Ambursen en la península de Malaca (acabada en 1930) y la presa de Krångede en Suecia (acabada en 1936) que se describió en el Congreso de Grandes Presas de Estocolmo. Las juntas empleadas han resultado hasta el presente impermeables y satisfactorias en profundidades de agua que no han pasado de 25 m.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

CONSTITUTION ET ETANCHEMENT DES JOINTS DE RETRAIT ET DE CONTRACTION ET DILATATION*

HENRI JUILLARD
Ingénieur-Conseil, Berne
Suisse

I. GÉNÉRALITÉS

Les problèmes relatifs aux joints des barrages sont de deux catégories différentes. Nous distinguerons, d'une part, les raisons pratiques et techniques qui motivent la disposition et la constitution des joints et, d'autre part, les problèmes de construction, plus spécialement envisagés dans la question 4.

La nécessité de sectionner les longs murs de barrage, par des joints transversaux, a été démontrée par l'expérience. En Suisse, comme ailleurs, les premiers constructeurs de barrages en béton ne se sont pas arrêtés longtemps sur l'étude théorique de l'influence de la distance des joints, sur les contraintes internes. L'expérience acquise, lors de la construction des nombreuses usines à basse chute, sur le Rhin et sur l'Aar, avait déjà consacré la nécessité de disposer des joints de dilatation, à une distance de 30 à 35 m, dans toutes les grandes constructions de béton. Ces travaux avaient donné l'occasion d'expérimenter divers dispositifs d'étanchéité, dans des conditions de travail analogues à celles des grands barrages. On disposait donc de précieuses indications sur la question des joints, lorsque la construction de grands barrages en béton fut entreprise.

**Design and waterproofing of shrinkage, contraction, and expansion joints.*
Entwurf und Prüfung auf Wasserdichtigkeit von Schwindungs-, Schrumpfungs- und Dehnungsfugen.
Constitución e impermeabilidad de las juntas de retracción, contracción, y dilatación.

La dénomination: joints "de dilatation" ou "de contraction", indique le rôle atrribué, au début, au sectionnement des murs en éléments distincts. Mais les constatations faites, lors de l'exécution de constructions massives de béton, ont bientôt mis en évidence l'importance des contraintes inhérentes aux propriétés du oiment.

A première vue, il semble que l'influence de la température de prise et du retrait, pendant la construction, soit de beaucoup plus importante que celle des variation sasionnières ultérieures de la température. Tandis que la température d'un grand barrage en service normal reste constante à l'intérieur de la masse, la chute de température qui suit la première phase du durcissement du béton est de 30° C environ, pour 200 kg de ciment par m^3 et est encore plus considérable lors d'un dosage plus riche. Pour tenir compte de ces deux facteurs, la haute température du béton fabriqué en grandes masses et le retrait, les joints de dilatation ne sont fermés qu'après refroidissement des éléments du barrage.

En Suisse, les barrages de Barberine (206'000 m^3) 1922–25 et Wäggital (236'000 m^3) 1923–24, dont les joints sont espacés de 25 et 32 m, ont été construits d'après ce principe. Après dix années de service, les constructeurs de ces murs ont la satisfaction de constater que les dispositions prises, tant par rapport à l'espacement des joints, qu'aux systèmes d'étanchéité, ont été tout à fait suffisantes.[1]

En revanche, lors d'autres constructions plus récentes, des fissures se sont produites au milieu des éléments limités par les joints de dilatation. Pour éviter cet accident, presque tous les barrages construits, en Europe au cours des 7 dernières années, sont divisés en segments de 15 m de longueur. Mais comme le résultat escompté, l'absence complète de fissures, n'a pas toujours été atteint, on a déjà proposé de réduire encore la distance entre les joints à 10 et 8 m. Une telle multiplication des joints deviendrait non seulement onéreuse par les frais directs qu'elle occasionne, mais surtout en raison du ralentissement de l'exécution des travaux qu'elle ne pourrait manquer d'entraîner.

La disposition habituelle des joints adoptée pour les barrages-voûtes ne diffère pas essentiellement de celle appliquée aux barrages-poids. Dans les deux cas, le but poursuivi est, en effet, identique: empêcher le développement d'efforts nuisibles de traction.

La tendance à fragmenter les barrages, en éléments de dimensions de plus en plus réduites, résulte, à l'heure actuelle, de déductions théoriques, basées sur des données scientifiques insuffisamment approfondies ou des généralisations injustifiées. L'application des connaissances théoriques courantes, sur les propriétés physiques du béton, permet trop facilement de démontrer que la contraction du béton, déterminée par la chute de la température de prise, à laquelle s'ajoute le retrait, doit produire des tensions que le béton est incapable de supporter.[2] En revanche, l'expérience quotidienne démontre que le retrait et la contraction thermique du béton n'ont pas, nécessairement, des conséquences si fatales. En outre, une étude plus approfondie des causes ayant provoqué la fissuration, de telle ou telle

[1] *Communiqué par les directions des "Chemin de Fer Fédéraux" et des "Nordostschweizerische Kraftwerke".*

[2] *La dilatation thermique correspond à la déformation produite par une charge spécifique de 2 kg/cm², environ.*

partie d'ouvrage, montre, souvent, que la sollicitation interne du béton a été agravée par des dispositions locales désavantageuses.

Nous avons cité les expériences satisfaisantes de Barberine et du Wäggital, où il ne s'est pas produit de fissures de retrait ou de contraction. Pourtant au Wäggital, les joints étaient espacés de 32 m et l'avancement vertical d'un élément a atteint jusqu'à 12,5 m par mois. Un autre exemple très intéressant, nous est cité par notre collègue, Mr. le Dr. Gruner, celui du barrage de Cala (78 400 m^3) en Espagne, construit sous sa direction en 1925–27. La hauteur maximum de l'ouvrage rectiligne est de 50 m et la longueur de la plupart des segments, entre les joints, de 35 m. Après l'achèvement, des fissurations verticales et horizontales furent constatées; en général, les premières survenaient au milieu des blocs et les secondes dans les reprises du bétonnage. Pour l'exécution, on avait adopté les dispositions suivantes: Les segments du barrage ont été bétonnés par éléments de 2,5 à 5 m de largeur sur 3 m de hauteur et d'une longueur correspondant à la distance des joints. A la partie supérieure du mur, le béton plus riche du parement amont a été divisé en 2 ou 3 éléments, par des joints intermédiaires. En outre, le béton du parement amont a été refroidi au moyen de canaux horizontaux, dans lesquels circulait de l'eau fraiche. Les fissures constatées n'ont pas donné lieu à des venues d'eau, ni sur le parement aval, ni dans les galeries de visite. M. Gruner conclut néanmoins de ces constatations qu'il aurait mieux valu prévoir un plus grand nombre de joints.

Aux barrages du Grimsel (Spitallamm et Seeuferegg) en août 1928, le fond de la fouille fut bétonné en blocs de longueur et largeur réduites, puis brusquement on passa au bétonnage en grandes surfaces. Quelques semaines plus tard, apparurent dans le masque à 300 kg de ciment du parement amont quelques fissures verticales, dont la position coïncidait, soit avec celle des joints des petits blocs de la fondation, soit avec des saillants prononcés du profil de la roche, sur les deux versants de la gorge. Les fissures furent injectées avec du ciment et n'ont plus joué de rôle dans la suite. Pour éviter le retour d'accidents semblables, il fut décidé de réduire la longueur des blocs que l'on avait prévue de 30 m à la base du mur et 10 m pour les 22 m supérieurs. Lorsque les fissures se sont produites, la longueur des blocs n'atteignait pas 20 m. Les dispositions, déjà prises, ne permettaient pas de déplacer les joints projetés, de sorte que, pour diminuer la longueur des segments, on a intercalé de nouveaux joints. La répartition de 15 m, ainsi obtenue, a été adoptée, dans la suite, pour la plupart des barrages.

Le barrage de Gelmer 1927–28, dans l'Oberhasli également, exécuté dans des conditions climatologiques identiques et avec les mêmes matières premières qu'au Grimsel, n'a pas présenté le même phénomène de fissuration. A Gelmer, la distance des joints, de 20 à 27,5 m, ne s'est pas révélée trop grande.

Ces quelques exemples montrent bien que les causes qui dans certains cas provoquent des fissures et dans d'autres pas, ne peuvent être expliquées par des études sommaires, sur la contraction thermique et le retrait.

Avant d'entrer dans des considérations statiques et technologiques détaillées, envisageons encore le côté pratique du problème. A ce

point de vue, la disposition des joints de construction — retrait, dilatation et contraction — devra répondre aux conditions suivantes:

1) Assurer la possibilité d'exécution des élément du barrage, en excluant la probabilité de leur fissuration systématique.

2) Entraver le moins possible, ou plutôt assurer, par une disposition systématique des coffrages, une exécution rationnelle et économique des travaux.

3), *a*) Pour les murs-poids: Assurer l'élasticité nécessaire du barrage pour lui permettre d'effectuer, pendant une durée indéfinie et sans danger de fissuration, les déformations périodiques auxquelles il est assujetti.

b) Pour les barrages-voûtes: Assurer le clavage parfait des arcs pendant une durée illimitée.

Pratiquement, il sera donc nécessaire de prendre des précautions exagérées, pour se garantire contre les effets nuisibles éventuels des phénomènes dont le béton est le siège et dans ces conditions, il peut paraitre oiseux de s'attarder à leur étude détaillée et surtout d'en rechercher l'explication théorique.

La solution de ce problème présente néanmoins non seulement un intérêt scientifique considérable, mais aussi un intérêt pratique très grand. La solution empirique du problème des joints et la détermination des dimensions d'un bloc standard de bétonnage, sur la base des expériences faites dans les conditions les plus défavorables, seraient une erreur. Ils importe davantage que les constructeurs soient renseignés, le plus exactement possible, sur les propriétés du béton et les dangers que l'emploi de ce matériau en grandes masses peut présenter. Ils pourront alors, dans chaque cas, déterminer les conditions les plus économiques pour l'exécution du travail. En outre, les recherches entreprises pour réaliser un ciment spécial, destiné aux grands barrages, devront naturellement tenir compte des phénomènes qui déterminent les contraintes internes du béton.

II. Élasticité et Contraintes Internes du Béton

Nous n'entrerons pas dans les questions de statique, en relation avec la charge supportée par le barrage. Les observations effectuées à la Spitallamm montrent qu'un barrage travaille comme un corps éminemment élastique, c'est à dire qui subit une déformation bien déterminée pour toute variation des sollicitations. Il est important de souligner ce résultat d'expérience qui, à première vue, semblera être en contradiction avec les propriétés du béton exposées dans les chapitres suivants. C'est pour cette raison que nous avons joint les figures 3 et 4 à ce rapport.

On remarquera, en outre, que lors de barrages-poids implantés sur des rives très inclinées, la distance des joints a une grande influence sur la grandeur des sollicitations horizontales.[3]

(a) relations entre les propriétés du ciment et du béton

Il n'est pas possible d'expliquer les propriétés du béton, sans connaître celles du ciment et d'échaffauder, pour ainsi dire, une

[3] *Pour de plus amples renseignements, sur cette question, voir: H. Juillard "Les progrès de la technique des grande barrages en maçonnerie" Génie Civil du 24 août 1935.*

statique élémentaire du béton. On oublie, trop généralement, que le phénomène désigné par "prise" du ciment ne fixe pas définitivement la position et surtout pas les dimensions des particules actives du liant. Le rapporteur a publié en 1932 dans la "Schweizerische Bauzeitung" une étude sur "Quelques propriétés du ciment et du béton: dilatation, retrait, élasticité." Depuis, les essais ont été poursuivis et voici, en résumé, les déductions qu'il est possible de tirer de ces recherches:

Le ciment portland ordinaire a besoin d'une quantité d'eau d'environ 40% de son poids, ou 120% de son volume, pour s'hydrater complètement. En s'hydratant, la poudre de ciment, qui résulte de la pulvérisation des clinkers, augmente de volume, mais cette augmentation ne correspond pas au volume de l'eau absorbée. Le volume absolu du ciment, dont l'hydratation est complète, n'est que de 100% supérieur au volume absolu du clinker. Comme la poudre de clinker avait absorbé 120% d'eau, en volumes absolus, le volume résultant est de 10% inférieur à la somme des volumes des composantes. Le retrait intégral du ciment est donc 10% en volume absolu, ou 3% linéairement.

Le volume apparent du ciment ne dépend que dans une faible mesure des variations du volume absolu. En voici la raison, simple à saisir:

L'hydratation du ciment ne s'effectue que partiellement pendant la prise. Elle se poursuit pendant une période dont la longueur dépend des conditions de conservation. Lorsque, par exemple, le ciment "fait prise" dans un grand excès d'eau et qu'on agitte le mélange dès le début, afin d'empêcher l'agglomération des particules solides, on constate que les réactions se poursuivent pendant deux mois. Pour les éprouvettes de ciment pur conservées dans l'eau, l'hydratation se poursuit pendant des années, ce que l'on constate à l'augmentation progressive du poids spécifique.

Pendant la prise, la concentration des masses du ciment et de l'eau, qui se combinent, peut s'effectuer librement. Il en résulte le "retrait de prise". Pratiquement il ne joue pas de rôle et produit simplement un léger tassement vertical du béton encore plastique, sans retrait latéral, lorsque les coffrages sont rigides et immobiles. Lors du remplissage d'un joint entre une pile de barrage (Hagneck, sur l'Aar) et un massif de soutien, après avoir provoqué un écartement élastique entre ces deux éléments, au moyen d'une presse de 600 tn, la déformation relative s'est maintenue à raison de 90%, lorsque 28 heures après le bétonnage, on a laissé tomber la pression auxiliaire.

Dès que la prise est terminée, le mouvement des particules de ciment, qui adhèrent les unes aux autres, n'est plus possible, sans l'intervention de contraintes internes. Or, nous l'avons vu, la marche progressive de l'hydratation entraîne inévitablement l'accroissement du volume des particules de ciment.

Lorsque le ciment pur est conservé dans l'eau, dès la prise, l'hydratation se poursuit d'une manière, régulière, pour l'ensemble du corps, mais très variable si l'on considère séparément les particules élémentaires du ciment. Quelque fine que soit la mouture du clinker, l'action de l'eau n'est pas uniforme et simultanée sur tous les éléments actifs du liant. Il s'en suit que dès la fin de la prise, les éléments situés au milieu d'agglomérations ne pourront s'hydrater, sans écarter ceus qui les entourent (dont l'hydratation est plus avancée).

Bien que par ailleurs la masse solide renferme encore des interstices remplis d'eau, le corps subit une dilatation linéaire apparente. Le gonflement d'un corps de ciment pur peut atteindre 1 o/oo ou éventuellement davantage; celui des particules élémentaires doit être bien supérieur. Par ce processus, la compacité du ciment, conservé dans l'eau, augmente et, avec elle, la résistance à la compression. La résistance à la traction, au contraire, ne peut que souffrir des déchirements élémentaires et on constate son fléchissement, à partir de 28 jours. Les galettes de ciment pur conservées constamment dans l'eau, présentent après quelques années une fissuration très nette qui résulte du fait que l'hydratation s'effectue avec une intensité et à des époques différentes, à la surface et à l'intérieur des éprouvettes.

Conservé dans l'air, le ciment pur perd une bonne partie de l'eau qui serait nécessaire à son hydratation complète. Il subit un retrait linéaire pouvant atteindre jusqu'à 5 o/oo, suivant le degré de dessèchement. On démontre que malgré la dessiccation, l'hydratation du ciment se poursuit et qu'elle provoque une augmentation du volume absolu du ciment, comme lors de la conservation dans l'eau. La dilatation reste naturellement plus faible et n'atteint qu'une fraction du retrait subi. Elle ne peut être mise en évidence que par des essais comparatifs, en remplaçant une partie du liant par de la poudre inerte. On comprend, à la lumière de ces faits, que la résistance du ciment à la traction n'atteigne que de faibles valeurs, du reste très variables, lorsque les éprouvettes sont desséchées fortement.

Si les éprouvettes de ciment pur sont conservées dans l'eau et ensuite exposées à l'air sec, le fléchissement de la résistance à la traction est encore plus grand, résultat logique, puisque par suite du plus grand âge des éprouvettes, l'hydratation diminuée ne peut compenser que d'une manière encore plus imparfaite, les effets du retrait. Il arrive même que les éprouvettes se fissurent d'elles-mêmes.

Dans le béton, le ciment se comporte d'une manière identique, seulement les conditions sont, à certains points de vue, différentes.

Dans le béton, le ciment est en présence d'une quantité d'eau supérieure à celle qui est nécessaire à l'hydratation. Ensuite le ciment hydraté n'occupe qu'une fraction réduite du volume, 10 à 13% pour un béton à 200 kg — à côté de 8 à 5% d'eau superflue ou de pores.

Conservé dans l'eau, le béton présente un léger gonflement, environ le cinquième de celui du ciment. Si le sable et le gravier étaient extensibles sans résistance, le gonflement du béton devrait être le même que celui du ciment. Mais tel n'est pas le cas. Les éléments inertes, sable et gravier, ne se laissent pas étirer, mais tout au plus écarter quelque peu. Il en résulte des contraintes qui, comme pour le ciment pur, entraîneront des ruptures élémentaires. Le regroupement de molécules, qui détermine ces accidents, en assure la réparation dans une certaine mesure. On peut mettre en évidence l'influence des contraintes internes du béton conservé dans l'eau, en observant les variations de longueur d'éprouvettes chargées. Pour les faibles dosages, on observe un très léger tassement, tandis que pour les bétons compacts (dosages riches) et surtout le ciment pur, il se produit, au contraire, une dilatation qui n'est pas diminuée par l'effort de compression.

La résistance à la compression du béton conservé dans l'eau augmente indéfiniment en fonction de l'hydratation, tandis que sa résistance à la traction passe par un maximum à 3 mois environ.

Le béton conservé dans l'air subit le retrait. Les grains de matière inerte empêchent la contraction uniforme, du liant et du ballast, comme ils s'opposent à une dilatation, lors de l'immersion. Le retrait du béton n'atteint qu'une fraction de celui du ciment pur. Les contraintes internes auxquelles est soumis le liant, dans le béton, ne sont néanmoins pas plus élevées que dans le ciment pur. Dans les deux cas, la structure du liant est en état de transformation pendant une longue période. Par suite du retrait, le liant est soumis à un effort de traction (compression du ballast) qui ne peut dépaser une certaine limite. L'hydratation et le regroupement de molécules des éléments actifs du ciment s'effectuent dans cet état de sollicitation interne. On conçoit que, dan ces conditions, un dessèchement trop poussé du béton empêche l'augmentation de sa résistance à la traction et aussi que les bétons plus riches en ciment souffrent relativement davantage.

On observe que la sollicitation du béton, pendant sa période d'hydratation, a une influence très nette sur la valeur du retrait apparent ce qui est logique, puisque le retrait du béton est le résultat d'un état d'équilibre, entre la sollicitation et la résistance du liant. Lorsque le béton est soumis à la traction, son retrait peut être réduit ou même supprimé, comme c'est le cas dans les pièces de béton fortement armées. Les efforts de compression augmentent de 100% le retrait apparent qui, lors d'un dessèchement très poussé, peut atteindre 1 o/oo. Si l'hydratation du ciment est plus avancée lorsque le béton est exposé à l'air (après une immersion prolongée), les effets du retrait sont d'autant plus nuisibles. Le mode de conservation le plus favorable est celui dans l'air saturé d'humidité.

(B) INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE DE PRISE DU BÉTON

On sait que la température du béton s'élève, après la prise du ciment, d'environ 0,15° C par kg de portland normal, contenu dans le m³ de béton.[4] Le coefficient de dilatation du ciment est environ double de celui de la pierre.[5]

Les variations de température suscitent des contraintes internes dans le béton. Pendant la période d'échauffement, le liant est encore assez plastique pour que ces contraintes restent faibles. Le refroidissement provoque une contraction du liant et des matières inertes (coefficient de contraction moyen du béton environ 2/3 de celui de l'acier et du ciment, voir l'étude citée plus haut). La contraction du liant doit être plus forte que celle du ballast. La différence n'est toutefois pas importante: pour une variation de température de 30° C, la contraction du béton serait de 0,1 o/oo inférieure à celle du liant, si celui-ci était libre. Si l'on compare cette valeur au gonflement du ciment, par suite de l'hydratation (1 o/oo) et au retrait, lors du dessèchement (5 o/oo) on conçoit qu'elle ne peut jouer qu'un rôle secondaire. Il n'y a donc pas lieu de faire, dans la suite, de distinction entre la dilatation du ciment et celle du béton.

---

[4] *Cfr. rapports présentes à Stockholm, en particulier par Prof. F. Vogt.*

[5] *Juillard "Quelques propriétés du ciment et du béton" llc. cit.*

Le refroidissement des constructions massives est plus dangereux, lorsqu'il ne s'effectue pas uniformément.

Faisons, un moment, abstraction des contraintes extérieures qui résultent du contact d'une couche de béton avec son appui. Si la température de la périphérie s'abaissait de 30° C sans que celle du noyau dimunue, le béton subirait une extension relative de 0,25 o/oo. Il serait alors soumis aux mêmes conditions qu'un béton desséché dont on entrave le retrait, en lui appliquant des efforts de traction de 8 à 10 kg/cm2. Les essais effectués montrent que, dans ce cas, il ne devrait pas se produire de fissurations, bien que la résistance du béton ait diminué, sous l'effet du traitement subi.

En réalité, la température ne s'abaisse pas sur les faces latérales d'un bloc de barrage en construction, sans diminuer aussi à l'intérieur. Lorsque, après la prise, la température du béton a atteint son maximum, il s'est établi un état thermique qui peut être caractérisé comme suit: au centre de la masse, les températures présentent un maximum très peu accentué; vers les bords, la température baisse de plus en plus rapidement. M. Eiichiro Jshii (Rapport N° 11 de Stockholm concernant la question 1[b]) a donné la formule suivante sur la répartition des températures maxima, en fonction de l'épaisseur du béton, formule dont la caractère concorde très bien avec les observations faites en Suisse

$$T=30-\frac{42}{2+d}$$

où T est la température maximum atteinte et de la distance de la surface (en pieds).

Lors du refroidissement, l'allure de la courbe des températures reste semblable à elle-mëme et s'aplatit de plus en plus. L'abaissement de la température est généralement plus grand au sein de la masse que sur ses bords. Les variations de la température atmosphérique modifient la répartition des températures internes sur quelques mètres de profondeur, mais nous n'avons pas à nous en occuper ici. Résultat inattendu, mais parfaitement logique, la dissipation de la chaleur de prise occasionnerait des efforts de traction au sein de la masse de béton et non sur sa périphérie, si la baisse de température intervenait seule. Mais la surface latérale des blocs est soumise, en outre, au retrait; celui-ci atteindrait peutêtre 0,3 o/oo si la couche superficielle était libre, soit le double de la déformation thermique qui résulte des différences de température entre la surface et le sein de la masse. En définitive, la surface sera donc soumise à la traction.

Nous avons supposé, jusqu'à maintenant, que le bloc de béton ne subissait pas de sollicitation extérieure. Supposons maintenant, la couche de béton appliquée sur une surface horizontale parfaitement indéformable et dont la rugosité assure l'adhérence. La dilatation provenant du dégagement la chaleur et la contraction qui devrait lui succèder sont toutes deux empêchées. Pendant les premières 24 heures, le liant est encore plastique, mais dans la suite, il est capable de supporter une compression et de se déformer élastiquement lorsqu'il n'est pas soumis simultanément au retrait. On peut estimer que la moitié de la déformation est plastique. Un béton à 200 kg de ciment dont l'augmentation de température ne dépasse pas 20° C., par suite de la transmission de chaleur à la surface de fondation, subira donc

une compression élastique de 0, 08 o/oo, correspondant à un effort de compression de 12 kg/cm², environ. Lors de la dissipation progressive de la chaleur de prise, la sollicitation à la compression diminuera peu à peu et finalement sera remplacée par une traction qui devrait compenser une contraction de l'ordre de 0,1 o/oo. Mais cette contraction ne se produira pas, ou sera, dans tous les cas, atténuée, par suite du gonflement du ciment qui poursuit son hydratation (gonflement du ciment pur 1 o/oo).

En revanche, la surface des blocs bétonnés sur une fondation indéformable est soumise à des contraintes plus élevées. Le béton des faces latérales subit un étirement relatif qui compense le retrait. Puisque la base est rigide, l'équilibre des déformations doit s'effectuer en chaque point et nous retrouvons, pour l'ensemble de la couche de béton, des conditions identiques à celles décruites dans le chapitre 2 a, où il est exposé comment les particules du liant s'adaptent aux contraintes qui résultent de la résistance du ballast, au retrait. L'expérience du béton armé montre que cette adaptation a lieu, sans fissuration apparente.

Les efforts de traction qui subsistent dans le béton dont le retrait est empêché complètement, sont indépendants de la longueur du bloc, donc de la distance de joints de construction. Ceci n'est plus vrai pour les couches de béton situées à une plus grande distance de la fondation. Lorsqu'elles tendent à se contracter, elles subissent une réaction horizontale élastique qui augmente de zéro, au milieu du bloc, jusqu'aux bords. L'effort de traction, dans la couche supérieure est maximum au centre, il croît avec les dimensions du bloc. Lorsque la distance jusqu'à l'encastrement augmente, la sollicitation suscitée par la contraction diminue. L'élasticité de la réaction (cisaillement) des couches inférieures présente néanmoins un danger de fissuration des couches supérieures. Nous avons vu que lorsqu'une couche est ancrée sur toute sa longueur, une surtension locale produit une rupture élémentaire et qu'à ce moment la sollicitation cesse, de sorte que, dans la suite, la suture des particules en présence peut à nouveau être réalisée, grâce à l'hydratation progressive. Mais si la contrainte provient d'une force extérieure élastique, les efforts supportés par les particules dont le contact est rompu sont alors transmis aux voisins. Le danger de fissuration est plus grand au milieu du bloc, où les efforts sont plus élevés. Il augmente lorsque le béton n'est pas homogène et présente des zones de moindre résistance. Ceci est notamment le cas lorsque le béton des parements n'est pas exécuté d'un bloc entre les joints de dilatation, mais en plusieurs sections verticales, comme on l'a mentionné dans le chapitre 1. Il est alors nécessaire de prendre des précautions spéciales pour éviter qu'il ne résulte de cette disposition une fissuration systématique des blocs limités par les joints principaux.

Les déductions précédentes s'appliquent à la réaction produite par un sol de fondation indéformable. Mais la roche de fondation n'est jamais indéformable, comme le montre la figure. 3. En outre, elle subit aussi une dilatation, sous l'effet de la chaleur transmise, lors de la prise. Il en résulte une réduction des contraintes subies par le béton.

Les contraintes provoquées, au voisinage de la fondation, par les effets thermiques de la prise, ne dépendent non seulement de l'élasti-

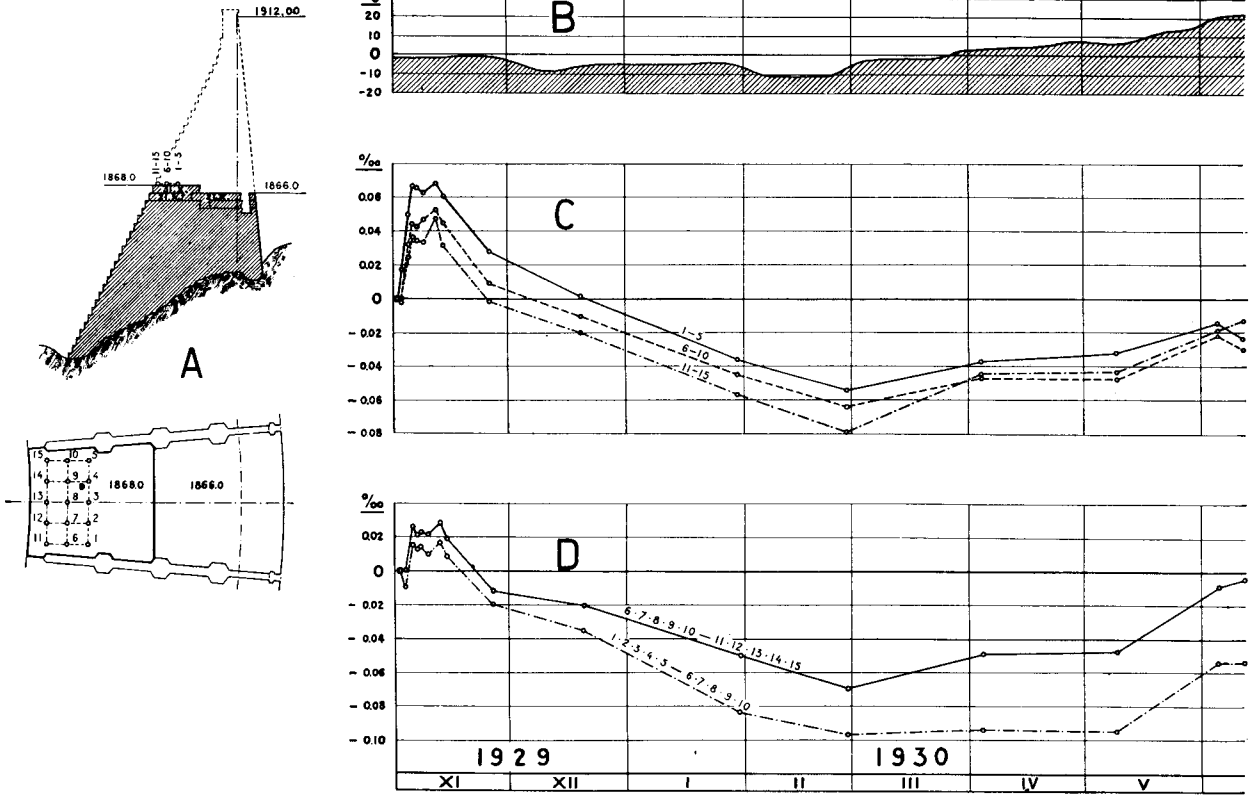

1912,00
1868.0
1866.0
11-15
6-10
1-5
A
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
1868.0
1866.0
°C
20
10
0
-10
-20
B
‰
0.06
0.04
0.02
0
- 0.02
- 0.04
- 0.06
- 0.08
C
1-5
6-10
11-15
‰
0.02
0
- 0.02
- 0.04
- 0.06
- 0.08
- 0.10
D
6·7·8·9·10—11·12·13·14·15
1·2·3·4·5—6·7·8·9·10
1929
1930
XI
XII
I
II
III
IV
V

FIGURE 1

cité du sol, mais surtout de la régularité de son profil. Les parties saillantes de roche, au milieu d'un bloc de béton, risquent de provoquer des fissurations, par suite de la concentration, en un point, des contraintes internes du béton. Une fissure amorcée peut se prolonger dans les couches supérieures de béton, sans que les contraintes de celles-ci soient élevées et dangereuses par elles-mêmes, mais simplement par suite de la concentration des efforts, à l'extrémité de la fissure.

Nous avons ainsi passé en revue les effets que la chaleur de prise pouvait exercer sur les grandes masses de béton et montré que les contraintes produites par l'accroissement et, ensuite, la baisse de la température sont relativement faibles. Elles demeurent dans des limites que le béton doit normalement pouvoir supporter. La distance des joints de dilatation et contraction n'a pas une influence déterminante sur la valeur des contraintes maxima supportées par le béton. La réduction de la longueur des blocs permet, cependant, de diminuer le risque de fissuration qui est maximum au voisinage du sol de fondation. Si l'on veut conserver une distance des joints de l'ordre de 25 à 30 m, il est indispensable d'exécuter les premières couches de béton en blocs de surface réduite, en intercalant des joints verticaux intermédiaires. Mais il faut, dans ce cas, prendre des précautions spéciales, pour que ces joints de bétonnage ne soient à leur tour l'origine d'une fissuration des couches supérieures.

(c) MOUVEMENTS DU BÉTON D'UN BARRAGE EN CONSTRUCTION

Pendant l'exécution du barrage de la Spitallamm, on a observé minutieusement le mouvement d'une série de joints de construction. Ce barrage est, de par ses dimensions, une construction mixte, murpoids et barrage-voûte, de 114 m de hauteur, mais pour l'exécution de laquelle toutes les dispositions susceptibles d'assurer la prépondérance de l'action de la voûte horizontale furent prises. Ce résultat a été pleinement atteint, comme le montre les diagrammes des fig. 3 et 4 annexées à ce rapport.

Le barrage a été divisé en segments, par des joints laissés ouverts pendant 8 à 20 mois. Le remplissage des joints a eu lieu au printemps, lorsque le refroidissement du béton était maximum. Sur la moitié supérieure du mur, chaque joint a été soumis à une pression hydrostatique de 150 m, immédiatement après le bétonnage. La pression sur le béton plastique produisait une poussée de 40.000 tonnes dans l'arc.

FIGURE 1.—**Barrage de la Spitallamm. — Déformation d'un bloc de bétonnage; A = Situation des repères de mesure, B = Température atmosphérique moyenne, C = Déformations tangentielles, D = Déformations radiales (— = contraction).**

Deformation of a concrete block; A = Situation of the measuring-bolts, B = Average temperature of the air, C = Tangential deformations, D = Radial deformation (— = contraction).

Deformation eines Betonblockes; A = Lage der Messbolzen, B = Lufttemperatur (ausgeglichen), C = tangentiale Deformation, D = radiale Deformation (— = Kontraktion).

Deformación de un bloque de hormigón; A = Situación de la marca de medida, B = Temperatura media del ambiente, C = Deformaciones tangenciales D = Deformaciones radiales (— = contracción).

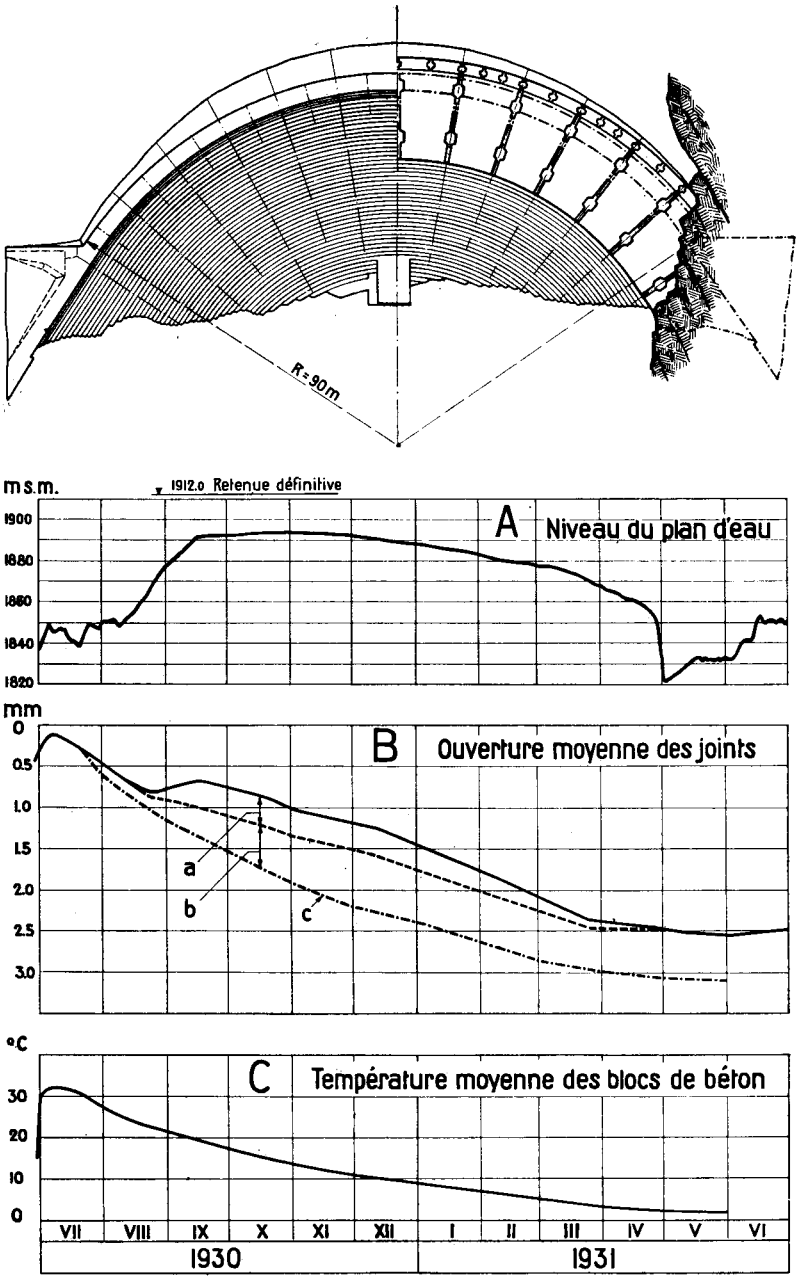

R=90m
m s.m.
1912.0 Retenue définitive
1900
1880
1860
1840
1820
A Niveau du plan d'eau
mm
0
0.5
1.0
1.5
2.0
2.5
3.0
B Ouverture moyenne des joints
a
b
c
°C
30
20
10
0
C Température moyenne des blocs de béton
VII VIII IX X XI XII I II III IV V VI
1930
1931

FIGURE 2

Les fig. 1 et 2 reproduisent deux séries de mesures très caractéristiques des mouvements des grandes masses de béton, l'une effectuée sur la surface d'un bloc de bétonnage pendant l'interruption hivernale des travaux, l'autre dans les joints de construction.

La figure 1 représente la disposition de 15 repères, distants de 2.20 m l'un de l'autre, scellés sur la surface d'un bloc de béton et dont la variation des distances a été contrôlée pendant l'hiver 1929–30, au moyen d'une règle micrométrique, au 0,01 mm.

On remarque, en premier lieu, que la dilatation provoquée par la chaleur de prise dure plus longtemps que l'élévation de la température; c'est l'influence du gonflement normal du ciment. Phénomène très intéressant, la dilatation varie avec la position et la direction des éléments contrôlés. Elle est plus accentuée tangentiellement, parce que les joints permettent dans ce sens une plus grande liberté de mouvement. Suivant cette direction, elle augmente vers l'intérieur du bloc, où la déperdition de chaleur est moins grande. Dans le sens radial, la déformation est plus importante vers l'extérieur, elle y est moins entravée par les contraintes.

Dans la suite, les déformations dépendent du refroidissement du béton et de la température atmosphérique. Au début d'avril, la température étant à peu près la même que lors du bétonnage, le retrait total mesuré était de 0,04 o/oo dans le sens tangentiel et 0,05 o/oo resp. 0,1 o/oo dans le sens radial. On constate que la contraction radiale augmente vers l'intérieur du bloc. Ce résultat surprend, à première vue, mais il est tout à fait conforme à ce qui a été dit au sujet de la répartition des températures de prise: au centre du bloc, la température est plus élevée qu'aux bords et s'abaisse davantage dans la suite. Le résultat serait le même, dans le sens tangentiel, si, au début, la dilatation correspondante avait été entravée.

La figure 2 représente la moyenne des mouvements de 3 joints, observés dès la fin de la prise du béton. Les températures ont été déterminées au moyen de 8 thermomètres électriques situés dans un bloc, à la même cote que les repères micrométriques. Le zéro de l'échelle du diagramme qui représente le mouvement des joints est arbitraire. Le mouvement des joints a été influencé par la déformation radiale des segments concentriques du barrage, pendant le remplissage du lac. La flèche radiale a été observée à différentes époques, ce qui a permis d'en déduire sa composante tangentielle, dans les joints.

FIGURE 2.—**Barrage de la Spitallamm. — Mouvement des joints à la cote 1,872. avant le clavage de l'arc; a = Déformation produite par la retenue, b = Gonflement et Retrait, c = Contraction thermique du béton.**

Movement of the joints at el. 1,872 meters above sea level, before closing of arch; A = Lake-level, B = average widening of joints, a = influence of water, pressure, b = swelling and shrinking of the concrete, c = thermal contraction, C = average temperature of concrete.

Fugenbewegung auf Höhe 1,872 über dem Meeresspiegel vor dem Bogenschluss: A = Stau-Seestand; B = mittlere Fugenausweitung, a = Einfluss des Wasserdruckes; b = Quellen und Schwinden des Betons, c = thermische Kontraktion; C = mittlere Betontemperatur.

Movimiento de la juntas en la cota 1.872 antes de cerrar el arco: A = Nivel del agua; B = Ensanchamiento medio de las juntas, a = Deformación producida por la presión del agua, b = Hinchamiento y contracción del hormigón, c = contracción térmica del hormigón, C = Temperatura media del hormigón.

La contraction thernique du béton a été calculée avec le coefficient de 0,0082 o/oo par ° C, déterminé au laboratoire. Si on la retranche des mouvements observés, on met en évidence un gonflement du béton de 0,04 o/oo. Si, au contraire, on ne fait pas de distinction entre ces deux phénomènes — ce qui n'est naturellement pas exact — le retrait total est de 0,17 o/oo (2 mm sur 12 m), à partir du début de la prise. Si enfin on veut exprimer la contraction totale en fonction de la chute maximum de la température, soit 30° C — ce qui est encore moins justifié — le coefficient de dilatation spécifique du béton ne serait que de 0,0057 o/oo seulement. MM. Houk et Steele ont cité, dans le rapport 42 présenté au Congrès de Stockholm, que la contraction spécifique du béton de barrage, lors du refroidissement, est quelque peu inférieure à 0,0056 o/oo.

Les résultats représentés dans les figures 1 et 2 confirment donc les déductions précédentes. Dans des conditions normales, l'hydratation progressive du ciment assure une plasticité suffisante du béton pour lui permettre de subir, sans danger de fissuration, les contraintes internes provoquées par la contraction.

(D) INFLUENCE DES VARIATIONS DE LA TEMPÉRATURE ATMOSPHERIQUE

L'influence des variations de la température extérieure décroît rapidement à l'intérieur des barrages. Les différences de température, entre la masse et la surface du béton, produisent des contraintes internes, comme dans tous les corps solides.

Les observations effectuées dans les galeries du barrage de la Spitallamm montrent que, à l'intérieur du mur, les joints sont constamment fermés. Sur le parement aval, ils restent fermés 6 mois par an, puis s'ouvrent de 1 mm. Au début, le mouvement d'ouverture des joints était moindre, mais la répétition des efforts de compression, pendant la saison chaude, a provoqué une augmentation du retrait du parement. A la Spitallamm, on avait disposé des joints intermédiaires à 7,5 m des joints principaux, entre les cotes 1892 et 1914 (couronnement). Sur le parement aval, les joints secondaires n'étaient pas marqués; les deux blocs adjacents, bétonnés simultanément, ont été reliés par une épaisseur de 1–2 m de béton renforcé par quelques fers. Cette disposition avait été prise pour permettre le remplissage des joints d'une seule coulée et leur mise sous pression. Sur le parement amont, le joint était fermé par une tôle de cuivre. Les mesures de longueur exécutées à la barre micrométrique, sur le parement aval, 12 m au-dessous du couronnement, ont motré que d'un appui à l'autre de la voûte, il n'existe aucune solution de continuité, si ce n'est celle déterminée par les joints primaires à 15 m de distance. Aucun des joints intermédiaires ne s'est fissuré.

Les joints d'un barrage-poids subissent de plus grandes déformations que ceux d'un barrage-voûte. Ainsi au barrage de Sarrans, sur la Truyère, on constate que les joints distants de 15 m travaillent sur toute la hauteur du mur. Au couronnement, le mouvement annuel est, en moyenne, de 2,5 mm; 20 m au-dessous, dans les galeries de visite, 1,0 mm et à 80 m de profondeur 0,4 mm.[6] Les contraintes suscitées par les variations inégalement réparties de la température,

[6] *Communiqué par la "Société Générale d'Entreprises" Paris.*

à l'intérieur d'un grand barrage massif, sont semblables pour les murs-poids et les murs-voûtes, lorsque la température extérieure est basse et le barrage-voûte déchargé. En revanche, lors de l'élévation de la température, les sollicitations sont différentes, mais ce dernier cas n'est pas intéressant, il ne produit aucun effort dangereux.

La contraction du parement aval, par rapport à l'état d'équilibre moyen de la masse est de 1 mm sur 15 m de longueur, donc de 0,07 o/oo, pour les deux grands barrages que nous avons cités ci-dessus. Cette déformation est du même ordre de grandeur que celle que doit accomplir le béton pour s'adapter aux mouvements de contraction qui font suite à la prise du ciment. Mais les contraintes provoquées par les variations périodiques de la température ont plus d'importance, parce que le béton perd, avec l'âge, la propriété de s'étirer sous les efforts de tension. De plus, la sollicitation périodique à la compression tend, nous l'avons vu, à un accroissement du retrait. Une contraction de 0,07 o/oo correspond à une baisse de température de 8 à 9° C et c'est à partir de cette valeur que se produisent les contraintes à la traction. Pour un abaissement total de 15° C par exemple, les 6°, en plus de 9°, provoqueraient une traction de 12 kg/cm^2. Ce serait déjà une tension dangereuse, mais les différences des températures simultanées dans une section horizontale, n'atteignent pas $\pm 15°$ C. Les mesures faites à la Spitallamm montrent que la distance des joints de 15 m suffit complètement pour éviter toute fissuration du couronnement du mur.

Lorsque les segments de barrage, compris entre deux joints, sont plus longs, la contraction du parement est entravée davantage. Pour un barrage dont la longueur des segments est de 35 m, on peut évaluer la traction probable qui est maximum sur le parement, au milieu des blocs, à 20 kg/cm^2, pour un abaissement de température de 15° C. Dans les mêmes conditions, un barrage sans joints subirait une traction de 30 kg/cm^2. Le fait que les barrages de Wäggital, Barberine et Gelmer n'ont pas subi de fissuration, malgré la grande distance des joints, de 32 à 25 m, montre que les sollicitations produites par les variations périodiques de la température doivent être plus faibles que celles calculées ci-dessus. A Cala, la fissuration a probablement été provoquée par de plus fortes variations de températures.

III. Constitution des Joints des Barrages

En Suisse, on a expérimenté différents systèmes de joints qui tous ont donné satisfaction. En général, on dispose à l'amont du joint, une "baguette" de béton qui pénètre plus au moins profondément dans le mur. Un tel corps de béton n'est pas mobile et ne peut s'appliquer élastiquemont contre les parois des deux segments adjacents du mur. Son étanchéité est assurée par des tenons dont les surfaces inclinées ne s'écartent du bloc adjacent que d'une fraction réduite du mouvement du joint. Comme, d'une part, on prend la précaution d'effectuer le bétonnage, lorsque le barrage est refroidi et que, d'autre part, les variations de la température de l'eau restent bien inférieures à celles de l'air, les joints n'ont pas une tendance à s'ouvrir beaucoup et ceci d'autant moins que le béton du parement amont se gonfle quelque

peu sous l'action de l'eau. Enfin, l'eau elle-même colmate généralement les petites fuites et où cet étanchement ne s'est pas produit naturellement, on a obtenu de très bons résultats avec du mâchefer.

Aux barrages suisses de Barberine, Gelmer, Seeuferegg et Garichte, l'évidement du joint, qui a été bétonné ultérieurement, entre de plusieurs mètres dans le barrage. L'étanchement est donc assuré en arrière du parement amont. Aux barrages de Gelmer et Seeuteregg le joint a été rempli à deux époques différentes: la baguette, à l'amont, a été exécutée quelques semaines après le mur, pour permettre de relever le nivrau du lac pendant l'été, tandis que la parties aval a été bétonnée au printemps suivant. A la Spitallamm (barrage-voûte), la disposition des joints était analogue, avec cette différence que l'évidement s'étendait jusqu'au parement aval. Au Wäggital, la baguette, en béton armé, est courte et l'étanchéité assurée presque à la surface du mur.

A la Spitallamm et à la Seeuferegg, des dispositions supplémentaires ont été prises, à la partie supérieure du mur. Dans le premier de ces barrages, les joints ont été fermés par des tôles de cuivre et dans le second on a disposé une petite baguette de brai. C'est ce dernier dispositif qui s'est révélé le plus simple et le meilleur. Par mesure de précaution, la baguette est traversée par un dispositif de chauffage, mais la matière employée est assez plastique, sans que l'on ait eu, jusqu'à présent, besoin de la réchauffer. Le dispositif d'étanchement, avec baguettes de brai, a été appliqué systématiquement aux joints du grand barrage de Sarrans, sur la Truyère, et assure une étanchéité remarquable du mur.

Quelles peuvent être les conséquences du manque d'étanchéité des joints? Les expériences réalisées jusqu'à maintenant permettant de donner une réponse optimiste à cette question. Le contrôle des eaux d'infiltration des joints, montre que leur teneur en chaux diminue rapidement, après la mise en charge des barrages. L'attaque du béton, en profondeur, ne peut être qu'excessivement lente. Elle est, généralement, compensée par le colmatage. Mais, même si l'attaque des parois des joints devait se poursuivre et les pertes augmenter, il n'en résulterait aucun danger pour la résistance générale et la stabilité de l'ouvrage.

Pour l'évacuation des eaux d'infiltration des joints, on dispose généralement des puits de visite verticaux à l'arrière des dispositifs d'étanchéité. Ces puits permettraient, le cas échéant, de procéder à des travaux d'étranchement, en particulier par injections de ciment. Au Wäggital on a même ménagé deux puits dans les joints; celui situé à l'amont était destiné à être rempli ultérieurement, mais cette mesure n'a pas été nécessaire. A Barberine, le plus ancien des grands barrages que nous venons de citer, on n'avait disposé, ni puits, ni galerie de visite. Les pertes qui traversent le mur, dont le parement amont e été l'objet d'une réfection en 1932–33 (voir rapport N° 4 au Congrès de Stockholm) sont faibles, 6 lt/min. Elles proviennent en majeure partie des reprises horizontales du bétonnage. De ce fait leur teneur en chaux est assez forte (0,2 gr/litre).

De divers côtés, on formule la même constatation qu'à Barberine: les dispositions prises pour assurer l'étanchéité des joints verticaux sont suffisantes, cette question est mieux résolue que celle de l'étan-

chement des reprises horizontales de bétonnage. Sans entrer dans cette question, on peut constater que l'étanchéité des joints horizontaux dépend, elle aussi, des facteurs — température, retrait, etc. — étudiés dans ce rapport.

Une autre condition à remplir par les joints est d'être robustes et de pouvoir supporter des efforts tangentiels. Ceci est en effet nécessaire, parce que les éléments d'un barrage-poids ne subissent pas toujours des déformations transversales de même grandeur. Dans un barrage-voûte, les joints ne doivent dans aucun cas, mettre en question la transmission des efforts horizontaux.

ANNEXE

Les propriétés du béton, exposées dans ce rapport, l'augmentation du retrait de dessiccation, lors de la compression et la longue durée de l'hydratation du ciment-devraient, semble-t-il, rendre les grands barrages plastiques. Au barrage de la Spitallamm, cette conséquence ne s'est pas produite, comme le montrent les figures 3 et 4. Lors de la fermeture des joints (sous pression), la chaleur de prise était complètement dissipée, sauf dans la partie inférieure du mur. Dans la suite, aucune dessiccation nouvelle ne pouvait intervenir et, par conséquent, aucune accentuation du retrait. Au contraire, l'hydratation progressive provoque, au cours des années, un gonflement du béton, dont on remarque les effets sur la partie supérieure du mur.

La figure 3 reproduit les déformations en quelques points du pied du barrage, déterminées dans les galeries de visite, au moyen de la règle clinométrique. Le plan A indique la situation des points d'observation, le diagramme B reproduit la tajectoire relative, dans le plan horizontal, de 2 repères situés à une distance verticale de 2 m; les courbes C donnent la composante des diagrammes B, parallèlement à l'axe du mur, en fonction du temps, elles représentent donc les flèches d'éléments de barrage de 2 m de hauteur; la courbe D indique les variations du niveau du lac. Les résultats de la station de mesure no. 3, située dans la roche (granit compact), montrent que celle-ci est aussi déformable que le béton.

La figure 4 donne les variations de 1932 à 1935, de la flèche de deux points situés dans l'axe du barrage, aux cotes 1869 et 1902, par rapport à la fondation, cote 1804. Le diagramme supérieur reproduit les températures atmosphériques en 1935 et le diagramme inférieur les variations du niveau du lac de 1932 à 1935. La flèche du couronnement est très sensible aux variations journalières de la température,[7] à la cote 1902, cette influence est déjà atténuée. De mai à juillet, la flèche est dirigée vers l'amont, par suite de l'élévation de la température de la voûte.

RESUME

Les fissurations qui se sont produites, lors de la construction ou après l'achèvement de quelques barrages, ont amené les constructeurs à réduire la distance des joints de 35 m à 15 m, ou moins encore.

L'auteur expose une statique élémentaire du béton qui repose sur les constatations suivantes:

[7] "*La recherche et la mesure des déformations dans les grands barrages.*" *Génie Civil du 21 octobre 1933.*

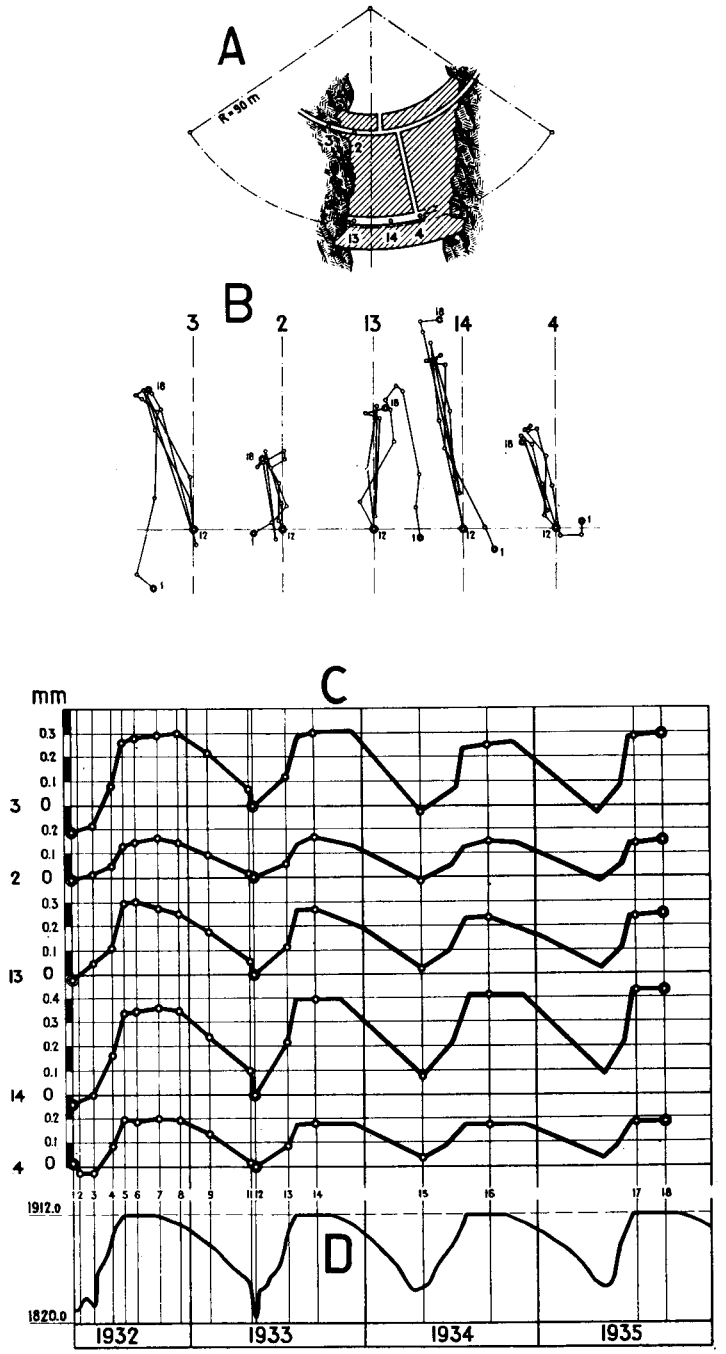

A
R=50 m
2
13
14
4
B
3
2
13
14
4
C
mm
0.3
0.2
0.1
3 0
0.2
0.1
2 0
0.3
0.2
0.1
13 0
0.4
0.3
0.2
0.1
14 0
0.2
0.1
4 0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 11 12 13 14 15 16 17 18
1912.0
1820.0
D
1932
1933
1934
1935

FIGURE 3.

1. Après la fin de la prise, l'hydratation du ciment se poursuit pendant des mois et des années avec une intensité de plus en plus faible. Elle a toujours pour conséquence une augmentation du volume absolu des particules de ciment. 2. Le retrait provient de l'évaporation de l'eau non fixée chimiquement. Il augmente lors d'efforts de compression. 3. Les déformations spécifiques apparentes du béton — soit le gonflement dans l'eau ou le retrait à l'air — n'atteignent qu'une fraction, un cinquième environ, des déformations spécifiques subies par le liant en pâte pure. 4. La transformation lente du ciment, dûe à l'hydratation, empêche toujours le béton d'atteindre de hautes résistances à la traction, mais, en même temps, elle lui permet de subir le retrait sans diminution importante de cette résistance.

Les déformations produites par les contraintes intérieures du béton ont été mesurées au barrage de la Spitallamm (Grimsel). Le béton n'est soumis au retrait proprement dit qu'à sa surface; sa contraction (0,17 o/oo) provient du refroidissement consécutif à la prise. A l'intérieur de la masse, la contraction est réduite par le gonflement du béton. Les déformations dûes aux contraintes, dans les blocs de bétonnage, sont de l'ordre de 0,1 o/oo. Elles ne sont, en général, pas dangereuses, même pour des blocs de grandes dimensions. En revanche, un sol de fondation irrégulier ou une disposition malencontreuse des blocs de bétonnage peuvent entraîner une concentration des contraintes et provoquer des fissurations.

Les variations de la température atmosphérique peuvent solliciter dangereusement le béton des parements. Cette sollicitation dépend de la distance entre les joints de dilatation. Les mouvements thermiques périodiques, enregistrés pour deux grands barrages, dont les joints sont distants de 15 m, atteignent $\pm 0{,}07$ o/oo, sur le parement aval; à l'intérieur du mur, ils diminuent rapidement.

A ce rapport sont annexés deux dessins relatifs à la déformation du barrage de la Spitallamm. Leur but est de démontrer la parfaite élasticité du béton, lorsque les phénomènes dûs à la chaleur de prise et au retrait sont éliminés.

FIGURE 3.—**Déformation du pied du barrage de la Spitallamm. — A = Emplacement des points de mesure, B = Amplitude horizontale des déformations relatives, C = Flèches axiales à la hauteur de 2 mètres, D = Niveau de l'eau. Nous attirons spécialement l'attention sur les résultats des mesures faites au point No. 3, qui prouvent l'élasticité de la fondation (granite compact).**

Deformation at the foot of the Spitallamm Dam; A = Location of points of measurement, B = Horizontal amplitude of the relative deformations, C = Axial deflection at height of 2 meters, D = Water-level. We especially point out the results of measurements on point number 3, which prove the elasticity of the foundation (compact granite).

Deformation des Fusses der Spitallamm-Talsperre: A = Lage der Messpunkte, B = Horizontale Verschiebungswege der relativen Deformationen, C = Axiale Durchbiegungen auf 2 m Höhe, D = Wasserstand. Hervorzuheben sind die Ergebnisse der Messtelle 3, welche die Elastizität des Fundamentes (kompakter Granit) nachweisen.

Deformación del pie de la presa del Spitallamm; A = Situación de los puntos de medida, B = Línea de los desplazamientos horizontales de las deformaciones relativas, C = Flechas axiales a 2 m de altura, D = Nivel del agua. Llamamos la atención sobre los resultados del punto 3, que demuestran la elasticidad de la fundación (granito compacto).

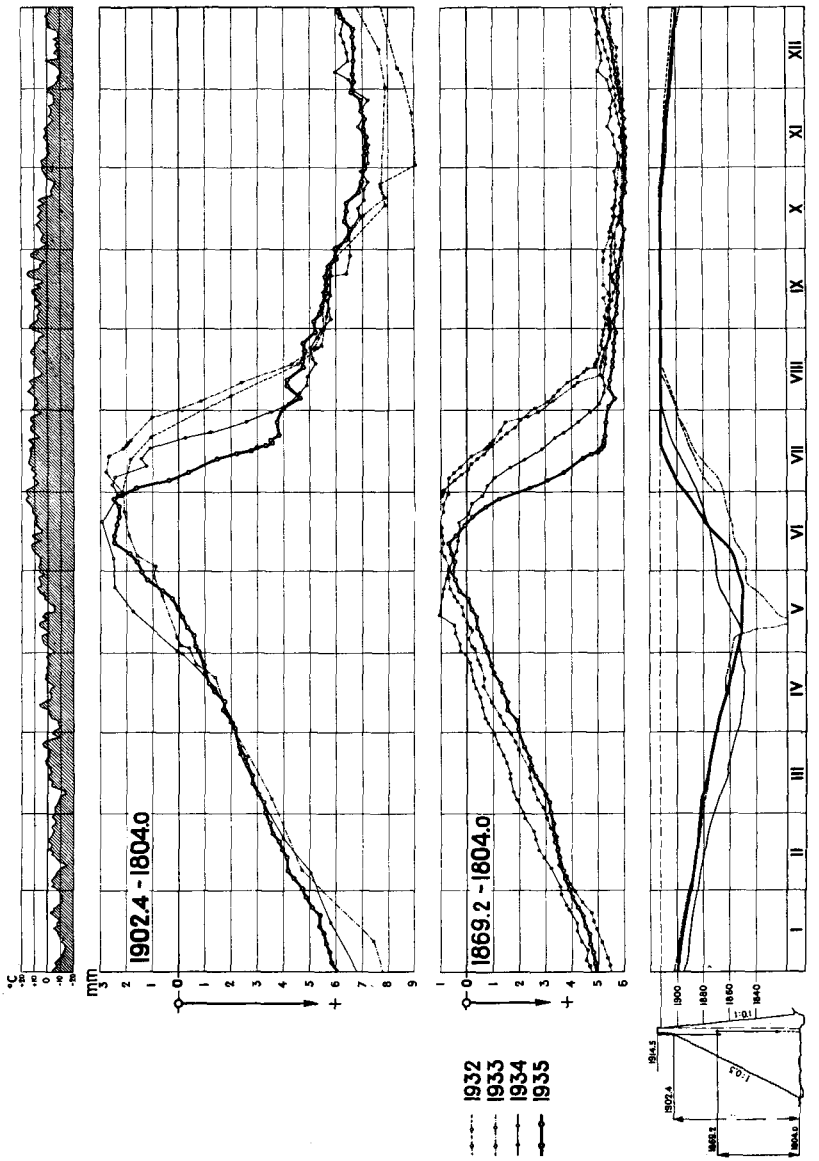


FIGURE 4

FIGURE 4.—**Flèches du barrage de la Spitallamm 1932–35 — Flèches des sommets des arcs du barrage de la Spitallamm pour 1932–35 aux élévations 1,869 et 1,902 par rapport à la fondation à l'élévation 1,804; en haut courbe de la temperature environs en 1935, en bas — niveau pour 1932–35.**

Deflection of the arches apex of the Spitallamm Dam for 1932 to 1935, at elevations 1,869 and 1,902 meters above sea level in relation to the foundation at elevation 1,804 meters; top curve shows air temperatures in 1935, bottom curve shows water level from 1932 to 1935.

Scheiteldurchbiegung der Spitallammsperre auf Höhe 1,869 und 1,902 in Bezug auf die Fundamenthöhe 1,804; obere Kurve: Lufttemperaturen 1935, untere Kurve Wasserstände 1932–35.

Flechas en la clave de la presa del Spitallamm de 1932–35, en las cotas 1.869 y 1.902 con relación a la cota 1.804 de los cimientos; arriba, temperatura del aire en 1935 y abajo los niveles del agua del período de 1932–35.

SUMMARY

The formation of cracks which occurs during construction or after completion of some dams has led builders to reduce the distance between construction joints from 35 to 15 meters or even less.

The author develops the elementary statics of concrete resting upon the following conclusions:

(1) After the initial setting, the hydration of cement continues for months and years with an ever-decreasing intensity. As a consequence an enlargement of the absolute volume of the cement particles takes place. (2) Shrinkage is due to the evaporation of the water not chemically combined. It increases under pressure. (3) The elastic deformations of the concrete, either expansion in water or shrinkage when exposed to air, amount to only a fraction, about one-fifth, of the elastic deformations of neat cement. (4) The slow transformation of the cement, due to hydration, prevents the concrete from attaining high tensile strength. However, it permits the concrete to shrink without a considerable decrease of this tensile strength.

The deformations caused by the internal stresses of the concrete were measured on the Spitallamm Dam (Grimsel). Only the surface of the concrete undergoes real shrinkage. It amounts to .017 percent and is a result of the progressive cooling during the setting. Within the mass, shrinkage is reduced by the swelling of the concrete. The deformation due to the internal stresses within the concrete blocks amount to about 0.01 percent. These deformations are not in general dangerous even for large blocks. On the other hand, it may happen that an irregular profile of a foundation, or a poor arrangement of the concrete blocks may cause a concentration of stresses and result in cracks.

The fluctuations of the temperature of the air may cause dangerous stresses on the concrete surface. The value of these stresses depends on the distance between the construction joints. The periodical thermal variations measured on two large dams, with joints spaced 15 meters apart, were found to be ± 0.007 percent on the downstream face. Toward the interior of the wall they diminish rapidly.

This report contains two drawings on the deformations of the Spitallamm Dam. They demonstrate the perfect elasticity of the concrete when the phenomena due to the heat of setting and to shrinkage are eliminated.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Rissbildungen, welche während der Ausführung oder nach der Vollendung einer Anzahl Talsperren vorkamen, gaben Veranlassung, den Abstand der Dehnungsfugen von 35 m auf 15 m oder weniger zu reduzieren.

Der Berichterstatter stellt eine Statik der Betonelemente auf, welche auf folgenden Feststellungen beruht: 1. Nach dem Abbinden dauert die Hydration des Zementes für Monate und Jahre mit immer schwächer werdender Intensität fort. Sie hat eine ständige Vergrösserung des absoluten Volumens der Zementteilchen zur Folge. 2. Das Schwinden wird durch die Verdunstung des chemisch nicht gebundenen Wassers verursacht. Es nimmt bei Druchbeanspruchung zu. 3. Die besonderen, wahrnehmbaren Formänderungen des

Betons — das Quellen im Wasser oder das Schwinden in der Luft — betragen nur einen Bruchteil, etwa 1/5 derjenigen, welche das reine Bindemittel erfährt. 4. Die langsame Veränderung des Zementes zufolge der Hydration beeinträchtigt die Zugfestigkeit des Betons; sie gestattet dem Zement aber zu schwinden, ohne wesentliche Einbusse der Druckfestigkeit.

Die Deformationen, welche durch die inneren Spannungen des Betons verursacht werden, sind an der Spitallamm-Talsperre (Grimsel) gemessen worden. Der Beton ist nur an seiner Oberfläche dem eigentlichen Schwinden ausgesetzt; seine Schwindung (0,017%) ist auf die Abkühlung nach dem Abbinden zurückzuführen. Im Kern der Staumauer wird die Schwindung durch das Quellen des Betons verringert. Die räumlichen Formänderungen zufolge der inneren Spannungen der Betonblöcke betragen ungefähr 0,01%. Sie sind im Allgemeinen für grosse Blöcke nicht gefährlich; hingegen können sowohl ein unregelmässiges Fundament, als auch eine unzweckmässige Anordnung der Betonblöcke eine Konzentrierung der Spannungen und somit eine Rissbildung verursachen.

Die Schwankungen der Lufttemperatur können gefährliche Spannungen der Betonoberfläche hervorrufen. Die Grösse dieser Beanspruchung hängt von dem Abstande der Dehnungsfugen ab. Die periodischen thermischen Längenveränderungen wurden bei zwei grossen Talsperren, deren Fugen in einem Abstad von 15 m liegen, zu $\pm$ 0,007% auf der Luftseite ermittelt; im Innern der Mauer nehmen sie rasch ab.

Diesem Bericht sind zwei Zeichnungen über die Deformationen der Spitallamm-Talsperre beigelegt. Sie dienen zur Charakterisierung der vollkommenen Elastizität des Betons, nach erfolgter Ausschaltung der Einflüsse der Abbindewärme und des Schwindens.

RESUMEN

La formación de grietas observadas en algunas presas, ya sea durante la construcción, o después de la terminación de la obra, indujo a los constructores a reducir la distancia entre las juntas de dilatación, de 35 m a 15 m y aún a menos.

El autor expone una estática de los elementos del hormigón, basándose sobre las siguientes determinaciones: 1°) Después del fraguado continúa la hidratación del cemento durante meses y años, cuya intensidad disminuye con el tiempo. Siempre resulta un aumento del volumen absoluto de los elementos de cemento. 2°) La causa de la contracción es la evaporación del agua químicamente libre; ella aumenta con los esfuerzos de presión. 3°) Las deformaciones específicas y perceptibles del hormigón, es decir, el hincharse en el agua o la contracción en el aire, no representan más que una fracción, aproximadamente 1/5 de las deformaciones del cemento puro. 4°) La alteración lenta del cemento, consecuencia de la hidratación, perjudica siempre la resistencia a la tracción del hormigón, en cambio le permite la contracción sin pérdida notable de esta resistencia.

Las deformaciones causadas por las tensiones en el interior del hormigón, han sido medidas en la presa del Spitallamm (Grimsel). El hormigón está expuesto a la contracción propiamente dicha sola-

mente en su superficie. La contracción del hormigón (0,17 o/oo) tiene su causa en la refrigeración después del fraguado. En el núcleo, la contracción es reducida por el hinchamiento del hormigón. A consecuencia de los esfuerzos interiores, las deformaciones de los bloques de hormigón llegan aproximadamente a 0,1 o/oo. Estas deformaciones, generalmente, no son peligrosas aun para bloques de grandes dimensiones. En cambio, unos cimientos irregulares o una disposición inconveniente de los bloques de hormigón, pueden causar una concentración de los esfuerzos y por consiguiente una formación de grietas.

Las oscilaciones de la temperatura del ambiente pueden ocasionar un esfuerzo peligroso en el hormigón de los paramentos. La magnitud de este esfuerzo depende de la distancia entre las juntas de dilatación. Los movimientos térmicos periódicos, registrados en dos grandes presas, cuyas juntas de dilatación distaban 15 m entre sí, eran $\pm$ 0,07 o/oo, en sus paramentos aguas abajo; en el interior de la presa, las deformaciones disminuyen rápidamente.

Adjuntos a esta memoria hay dos diseños referentes a la deformación de la presa del Spitallamm (Grimsel). Demuestran la perfecta elasticidad del hormigón, después, de eliminar la influencia de la contracción y del calor producido por el fraguado.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

SHRINKAGE, CONTRACTION, AND EXPANSION JOINTS IN NORRIS DAM*

BARTON M. JONES

United States

Norris Dam, a high concrete dam of gravity section and straight was built with transverse shrinkage joints which separate it into 28 blocks. The joints are normal to the axis of the dam and are 56 feet apart, except for four spacings which were modified for design purposes. Two of these are 60 feet, one 62.5 feet, and the other is 34 feet. These shrinkage joints served also as construction joints for dividing the work into units of convenient size. When these joints have been filled with cement, after the chief effects of shrinkage and contraction have taken place, the dam will approach a monolithic structure as regards leakage at the joints and stability. Some stability is derived from the abutments, transmitted to the various parts of the dam by torsional resistance.

No longitudinal joints were provided in the dam to care for transverse shrinkage. Longitudinal cracks would not, of course, be visible in the completed structure. During construction 15 such cracks were detected on horizontal surfaces and were recorded; minor cracks were found quite regularly at 20-foot intervals, starting in re-entrant angles of keyways, on the ends of the blocks. However, these cracks are sufficiently irregular to develop shearing resistance under movement, and grouting of the shrinkage joints will probably fill all but the smallest ones.

The only expansion joints in the dam occur in connection with the bridge over the spillway and in the parapet walls at the top of the dam. In the powerhouse there are two expansion joints through the curtain wall and floor of the tailrace platform which extends over the draft tubes downstream from the powerhouse wall.

**Les joints de retrait, de contraction et de dilatation du barrage Norris. Schwindungs-, Schrumpfungs- und Dehnungsfugen in der Norris-Talsperre. Las juntas de retracción, contracción y dilatación de la presa Norris.*

Shrinkage Joints in Norris Dam—Observed Openings in Inches

[See figure 1 for location of joint meters]

Serial number of joint meter	Recent observation		Observed maximum	
	Date	Opening	Date	Openin
3	June 19, 1936	0. 0304	Mar. 2, 1935	0. 0448
4	do	. 0158	Apr. 10, 1935	. 0398
5	do	. 0117	do	. 0460
6	do	. 1186	Feb. 15, 1936	. 1301
7	do	. 0131	June 19, 1936	. 0131
8	do	. 1013	Feb. 21, 1936	. 1636
9	do	. 0664	do	. 0915
10	do	. 0347	June 19, 1936	. 0347
11	do	. 0312	Feb. 21, 1936	. 0775
12	do	. 0754	Mar. 26, 1936	. 1203
13	do	. 0504	Apr. 24, 1936	. 0600
14	do	. 0373	Feb. 21, 1936	. 0814
15	do	. 1256	Feb. 7, 1936	. 1691
16	do	. 1110	Feb. 28, 1936	. 1383
7	do	. 0889	Mar. 9, 1936	. 1117
18	do	. 0593	do	. 0752
19	do	. 0	June 12, 1936	. 0016
20	do	. 0312	Mar. 26, 1936	. 0499
21	do	. 0998	Feb. 21, 1936	. 1724
22	do	. 0284	do	. 1414
23	do	. 0874	do	. 2200
24	do	. 0874	Mar. 13, 1936	. 1045
25	do	. 0131	June 19, 1936	. 0131
26	do	. 0122	Feb. 21, 1936	. 0783
27	do	. 0376	Feb. 7, 1936	. 1408
28	do	. 0406	Feb. 21, 1936	. 1045
29	do	. 0315	Mar. 26, 1936	. 0485
30	do	. 0132	Feb. 21, 1936	. 0750
31	June 13, 1936	. 0234	June 13, 1936	. 0234
32	do	. 0236	do	. 0236
33	do	. 0800	do	. 0800
34	June 19, 1936	. 0023	Nov. 8, 1935	. 0031
35	do	. 0265	June 19, 1936	. 0265
36	do	. 0637	May 8, 1936	. 0670
37	do	. 0113	June 19, 1936	. 0113
38	do	. 0819	May 22, 1936	. 0832
39	do	. 0063	Feb. 28, 1936	. 0208
41	do	. 0737	June 8, 1936	. 0737
42	do	. 0265	Feb. 21, 1936	. 0608
43	June 20, 1936	. 1332	May 8, 1936	. 1371
44	do	. 0055	Feb. 28, 1935	. 0166
45	do	. 0126	Feb. 21, 1936	. 1065
46	do	. 0091	Mar. 26, 1936	. 0306

Contraction joints, as distinguished from shrinkage joints which are filled with cement after most of the shrinkage has taken place, were placed in the side walls and floor of the pool for the hydraulic jump below the spillway, also at numerous locations in the powerhouse substructure where they were sometimes useful as construction joints. In the superstructure, which is primarily a steel-frame structure, there are but two contraction joints, 60 feet apart, each in line with a draft-tube center line and the expansion joints in the tailrace platform. These joints extend only up to the lowest row

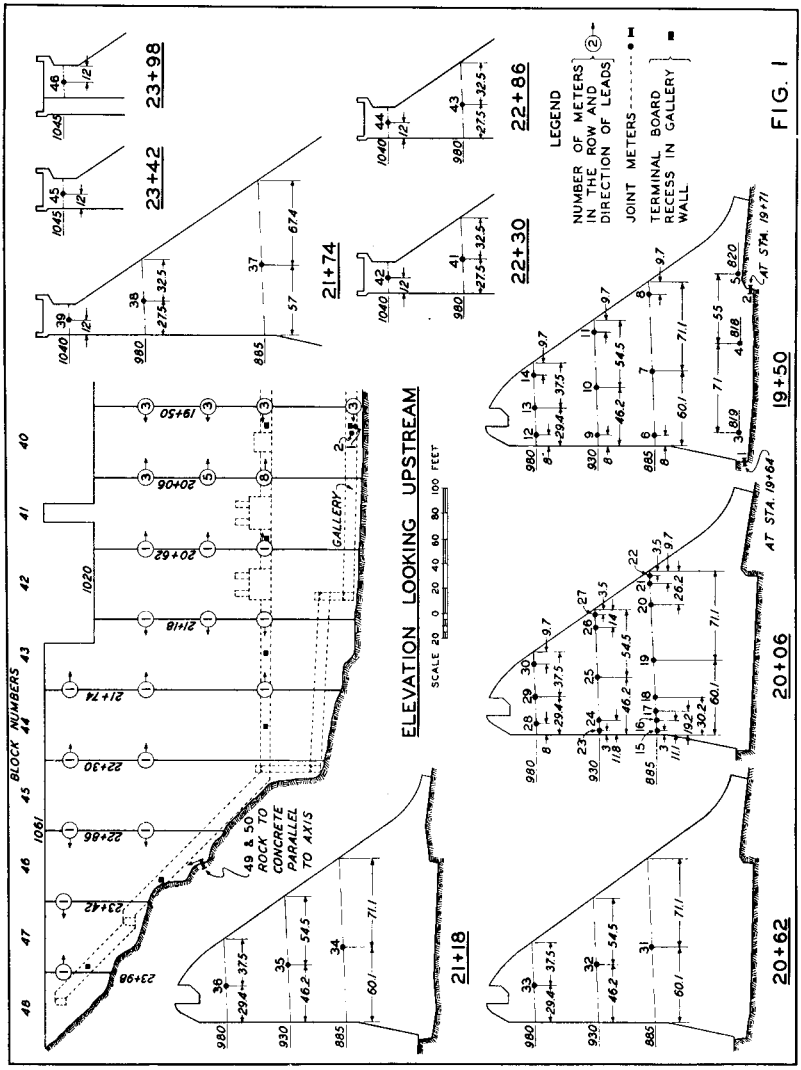


FIG. 1

FIGURE 1.—**Norris Dam: Downstream elevation and various cross sections.**— Barrage Norris: Élévation aval et diverses coupes. — Norris-Talsperre: Luftseitige Ansicht und verschiedene Querschnitte. — Presa Norris: Elevación aguas abajo y diversos cortes.

of windows. The top 48 feet of the superstructure is monolithic except for a minimum of construction joints.

Of all the joints, the shrinkage joints in the dam are the most important and will be discussed in detail. These joints will be of interest in later years on account of the information that will become available from the adequate and permanent temperature, strain, and joint meters that have been built into the concrete. A modified Portland cement with heat characteristics between the normal and low-heat types was used for the concrete, and an interval of not less than 72 hours elapsed between the placing of each 5-foot lift. No artificial cooling system was installed. Concrete was placed in the dam from July 17, 1934, until completion in February 1936.

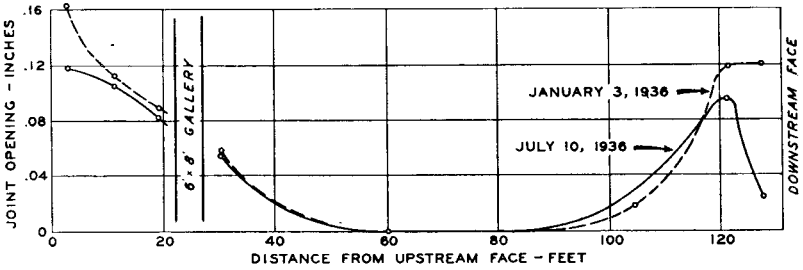
Cooling has not progressed far enough to permit accurate conclusions as to the ultimate openings to be expected in the joints. Results from some of the observations already made are shown in figure 2 and in the preceding table.

The ultimate size of the shrinkage-joint openings appears to be subject to a number of factors, any or all of which may vary in different structures. These factors include thermal characteristics and elastic properties of the concrete and foundation, concrete-placing temperatures, the time interval between successive pours, duration of open exposure of the blocks, and the dimensions and details of the structure. Axial tipping of individual blocks may cause inconsistencies in the measured openings. Over 40 meters have been installed at Norris Dam to measure the openings in 9 joints, but data from them are still insufficient to permit a quantitative study of the individual factors.

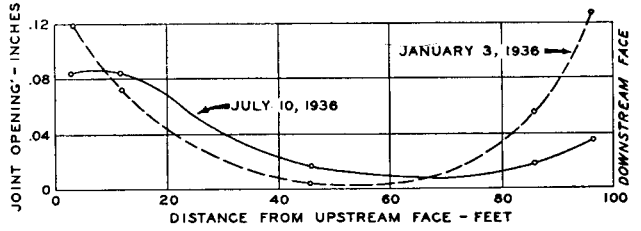
The openings of the joint between blocks 40 and 41, at two elevations, are shown by the curves in figure 2, measured in January and July of 1936. The curve for elevation 885 shows that there is still no opening at the center of this joint although the temperature at the center of block 40 has decreased to 98° F. from the initial temperature of 122° F. Block 40, however, was poured as an inside block about 6 months later than the adjoining blocks 39 and 41, so it may be assumed that the compressive stress set up by the initial temperature rise of block 40 must be relieved before the joint will open. The shape of the curves near the downstream face is no doubt due to the effect of the strong heat rays of the sun striking nearly normally to the downstream face of the dam. There is little or no evidence to indicate that the 56-foot spacing of shrinkage joints is excessive. During construction only one transverse crack was found. Approximately half of the blocks now show small vertical cracks in the upstream face, and if carefully examined probably as many blocks would show cracks in the downstream face. Indications are that these cracks do not penetrate more than a few feet into the structure and the openings rarely exceed 0.04 of an inch at the surface. There may be some significance to the fact that the 62.5-foot block shows two parallel vertical cracks on the upstream face, while none of the 56-foot blocks show more than one.

The average temperature rise in the concrete at the centers of thick sections was about 35° F., reached at from 6 to 10 weeks after placing. The dolomite, crushed for the coarse and fine aggregates, was unusually well suited to the mass concrete used in the dam.

Tests of this rock show compressive strengths ranging between 21,700 and 37,100 pounds per square inch, moduli of elasticity between 2,800,000 and 8,400,000, densities ranging between 169 and 176 pounds per cubic foot, and a high specific heat. Cement having a maximum tricalcium aluminate content of 8 percent was specified and used, a tricalcium silicate content of 35 percent to 55 percent, and fineness between 1,600 to 2,200 square centimeters per gram. The mass concrete, containing 0.90 barrel of cement per cubic yard, shows an average compressive strength in 6 by 12-inch cylinders of 2,695 pounds per square inch at 7 days, 4,404 pounds at 28 days, and



JOINT AT STATION 20+06, ELEVATION 885



JOINT AT STATION 20+06, ELEVATION 930

FIGURE 2.—**Openings at two joints.** — Ouvertures de deux joints. — Öffnungen von zwei Fugen. — Aperturas de dos juntas.

6,976 at 1 year. Density of the concrete is 160 pounds per cubic foot.

The abutments somewhat increase the stability of a monolithic straight dam through its torsional resistance, and undoubtedly there is something to be gained by providing properly designed and carefully constructed shrinkage joints that may be filled at the proper time with cement grout for the purpose of simulating the monolithic structure. Obviously the length of dam and steepness of the abutments affect the amount of benefit that can be derived through twist resistance and the economics of any added stability secured in this manner.

Owing to the long flat slope of the east, or left, abutment of Norris Dam the benefit in the eastern portion of the dam from twist resistance will be slight and the question arises as to the advisability of

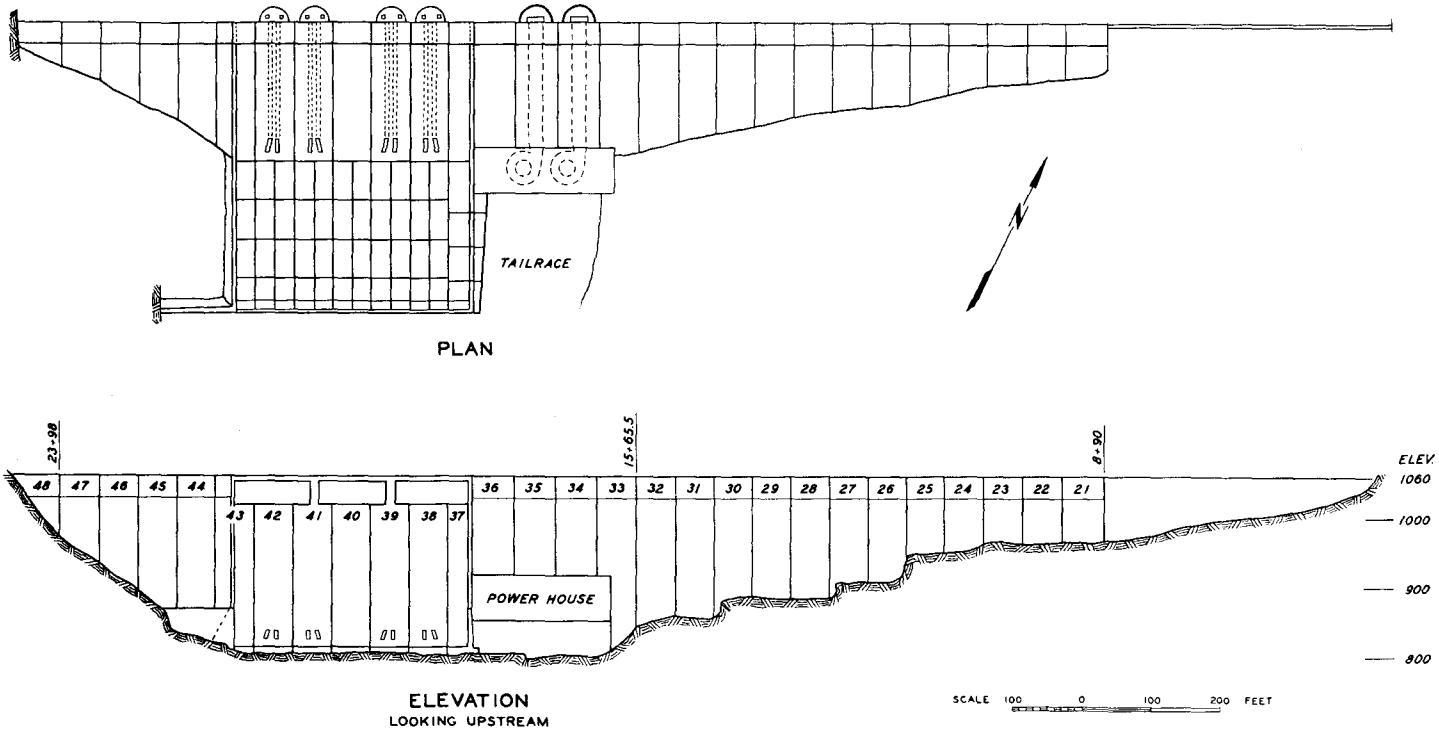


FIGURE 3.—**Plan and downstream elevation showing section blocks.** — Plan et élévation aval montrant les différents blocs. — Gesamtkarte und luftseitige Ansicht mit Blockabschnitten. — Plan y elevación aguas abajo que muestran los diferentes bloques.

the expenditure for developing twist resistance in such cases. The west abutment, on the other hand, is steep and twist resistance is more effective. It must be noted that stability dependent upon cementing of the shrinkage joints in a dam can not be available when the dam is first loaded inasmuch as the grouting must be postponed for as much as 2 or 3 years after the dam has been completed while waiting for it to cool and the joints to reach their ultimate opening.

Leakage through the joints and the entrance of water into the body of the dam from joints can be prevented in various ways other than by full grouting of the joints. Grouting of the upstream 5 or 10 feet of the joints might be considered for augmenting the usual metallic seals or other devices in securing watertightness were it not for the fact that such procedure might result in excessive local stresses in the concrete.

The provision for forming keys and keyways in the shrinkage joints of Norris Dam and the installation for the grouting which is all to be done in the future are elaborate, and in the writer's opinion equal results could be secured by designing along simpler and less costly lines. Each joint was divided into grouting units confined by copper grout stops placed 9 inches from the upstream and downstream faces of the dam and across at 50-foot vertical intervals. The area of each grouting unit is covered with vertical keys and keyways, both of which are of the same sectional form spaced on 5-foot centers with tops, bottoms, and edges beveled to the flat slope of 12 inches over the 6 inches of depth. Spotted over the area are grout-outlet cells located on the center lines of the keys and keyways on 5-foot centers, horizontally, and spaced on 10-foot centers, vertically. Each grout cell is connected to a ½-inch riser extending upward from a 1½-inch bottom header to a 1½-inch top outlet header. The cells are two galvanized electrical conduit boxes, without covers, placed face to face. Threaded electric conduit, galvanized, was used for the piping. No coating was applied to the concrete surfaces at the joints.

The cost of material and labor for pipe and fittings and copper grout stops was $57,600. This amounts to $7.46 for each of the 7,719 outlet units, each of which covers 50 square feet, resulting in a unit cost of about 15 cents per square foot of joint. These costs do not include overhead nor the operation of grouting which is scheduled to be done in 1938 or 1939.

Norris Dam and powerhouse were designed by the United States Bureau of Reclamation in the Denver office and built by the engineering and construction organization of the Tennessee Valley Authority.

SUMMARY

In Norris Dam, a high, straight, concrete gravity structure, there are no contraction or expansion joints, and in the appended structures such as the spillway bridge, the parapet walls, the stilling pool, and the powerhouse substructure there are only a few.

In the dam itself, 27 shrinkage joints are provided, which, being normal to the axis of the dam, divide it into gravity section blocks of convenient length for construction.

Complete provision has been made for securing a long-term record of temperatures and strains within the blocks and shrinkages at

the joints. After a lapse of 2 or 3 years, when the joints have reached their maximum opening, it is intended to fill them with grout to make the dam completely monolithic and secure the advantage of additional stability through torsional resistance transferred from the abutments through the grouted joints, which have been provided with an elaborate keyed interlock.

Cement and aggregate for the concrete in the dam were carefully chosen and proportioned in an effort to minimize shrinkage. Unusual density and strength were secured. The average maximum temperature rise within the blocks was 35° F. No artificial cooling was provided. Transverse shrinkage cracks are few and narrow. About half of the blocks show one crack and the longest block, 62.5′, shows two.

RESUME

Le barrage Norris, un ouvrage en béton, haut et rectiligne, du type gravité, n'a pas de joints de contraction ou d'expansion. Les ouvrages auxiliaires, tels que la passerelle du déversoir, les murs du parapet, le bassin de dissipation d'énergie et la partie basse de l'usine de force n'ont que peu de joints.

Dans le barrage lui-même, on a prévu 27 joints de retrait qui sont perpendiculaires à l'axe du barrage et le divisent en sections monolithes gravité ayant une longueur commode pour les constructions.

On a pris toutes les mesures nécessaires afin d'obtenir, pendant une longue période, des données sur les températures et les efforts internes dans les blocs ainsi que le retrait aux différents joints. Après une période de 2 à 3 ans, alors que les joints auront atteint leur ouverture maximum, on a l'intention de les remplir de ciment afin de rendre le barrage entièrement monolithe et d'obtenir ainsi le bénéfice d'un surcroît de stabilité, provenant de la résistance à la torsion transmise depuis les épaulements par les joints cimentés, qui ont été pourvus d'un système compliqué de verrouillage.

Le ciment et les matériaux de béton du barrage ont fait l'objet d'un choix attentif et ont été proportionnés avec soin afin de diminuer le retrait. On a obtenu une densité et une résistance exceptionnelles. L'élévation maximum de température dans les blocs a été de 20° C. On n'a pas employé de moyen artificiel de refroidissement. Il y a peu de fissures transversales dues au retrait et elles sont étroites. La moitié environ des blocs ont une fissure et le bloc le plus long, de 19 mètres, en a deux.

ZUSAMMENFASSUNG

In der Norris-Talsperre, einer hohen gradlinigen Beton-Schwergewichtsstaumauer, befinden sich keinerleie Schrumpfungs- oder Dehnungsfugen; nur wenige solcher Fugen befinden sich in den anschliessenden Bauwerken, wie z.B. in dem Überfallwehr, den Brüstungsmauern, den Prellbecken (stilling pools) und dem Oberbau der Kraftwerke.

In der Staumauer selbst sind 27 Schwindungsfugen vorgesehen, welche die Staumauer senkrecht zu ihrer Längsrichtung in Schwergewichts-Blockabschnitten teilt in Abständen, die eine bequeme Bauweise gewährleisten.

Hinreichende Vorsorge ist dafür getroffen, für grosse Zeitabstände genaue Angaben über die Temperatur und Spannungen innerhalb der Blöcke und über die Schwindung in den Fugen zu erhalten. Nach Verlauf von 2 oder 3 Jahren, sobald die Fugen ihr grösstes Öffnungsmaximum erreicht haben, beabsichtigt man, sie mit einen Zementbrei auszufüllen, um die Staumauer nahezu monolithisch auszugestalten und den Vorteil zusätzlicher Stabilität durch den Drehwiederstand zu erhalten, der von den Wiederlagern durch die Zementausgegossenen, mit einer umfassenden Riegelverankerung ausgestatteten Fugen ausgeübt wird.

Zement- und Zusatzstoffe für den Beton der Staumauer sind sorgfältig ausgewählt und mengenmässig gemischt, um, soweit wie möglich, Schwindung auszuschalten. Man hat hierdurch grosse Dichtigkeit und Stärke des Materials erreicht. Die durchschnittlich höchste Temperaturerhöhung innerhalb der Blöcke war 35° F (20° C). Keinerlei künstliche Kühlung wurde benötigt. Querdurchlaufende Schwindungsrisse kamen nur selten vor. Ungefähr die Hälfte der Blöcke zeigen einen Riss auf, der längste Block (62.5 Fuss) zwei Risse.

RESUMEN

La presa Norris, una obra de hormigón, alta y recta, del tipo de gravedad, no tiene juntas de contracción ni de dilatación. Las obras auxiliares, tales como el puente del vertedero, los muros del parapeto, el remanso para disipar la energía y la parte baja de la estación de energía, tienen muy pocas juntas.

En la presa misma se han dispuesto 27 juntas de retracción que son perpendiculares al eje de la presa y la dividen en bloques de secciones de gravedad de longitud conveniente para la construcción.

Se han tomado todas las medidas necesarias para obtener, durante un largo tiempo, datos sobre las temperaturas y los esfuerzos internos de los bloques y de las retracciones en las juntas. Después de un período de 2 ó 3 años, en que las juntas habrán alcanzado su apertura máxima, se tiene la intención de inyectarlas de cemento, para que la presa sea completamente monolítica, y así obtener los beneficios de una mayor estabilidad por medio de la resistencia torsional que se transfiere de los estribos a través de las juntas cementadas, a las que se ha provisto de un elaborado sistema de enlace.

El cemento y los agregantes para el hormigón de la presa se escogieron con esmero, cuidando mucho usar las proporciones adecuadas con el fin de disminuir la retracción. Se obtuvo una densidad y una resistencia excepcionales. La elevación máxima de la temperatura en los bloques fué de 20° C. No se empleó ningún medio artificial de enfriamiento. Existen pocas grietas transversales de retracción y éstas son estrechas. Casi la mitad de los bloques presentan una grieta y el bloque más largo, de 19 metros, presenta dos.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

Session Officers

Service de la Séance—Sitzungspräsidium—Personal Directivo de la Sesión

Col. Hugh L. Cooper, President, Hugh L. Cooper & Co., Inc., Consulting Engineers, New York, United States, *Chairman.*

Herr Otto Henninger, Regierungsbaurat a. D., Direktor, Schluchseewerk A. G. und Rheinkraftwerk Albbruck-Dogern A. G., Freiburg, Germany, *Associate Chairman.*

Mr. Raymond E. Lapean, Engineer, Hugh L. Cooper & Co., Inc., Consulting Engineers, New York, United States, *General Reporter.*

Speakers

Orateurs—Redner—Horadores

Col. Hugh L. Cooper, President, Hugh L. Cooper & Co., Inc., New York City	United States
Herr Otto Henninger, Direktor, Schluchseewerk A. G., Freiburg	Germany
Sr. Adolfo Orive Alba, Chief Engineer, Rodriguez Dam Project, Mexican Irrigation Commission, Tijuana	Mexico
Mr. Nicholas G. Gedye, Consulting Civil Engineer, London	Great Britain
Mr. Barton M. Jones, Engineer, Tennessee Valley Authority, Norris	United States
M. Marcel Mary, Ingénieur des Ponts et Chaussées, Paris	France
Dr. Ing. Theodor Rehbock, Professor of Hydraulics, Karlsruhe Technical University, Karlsruhe	Germany
Prof. Alfred Stucky, School of Engineering, University of Lausanne	Switzerland
Mr. C. P. Vetter, Engineer, U. S. Bureau of Reclamation, Denver	United States
Mr. James Williamson, Civil Engineer, with Sir Alexander Gibb & Partners, London	Great Britain

DR. CHILTON A. WRIGHT, Hydraulic Engineer, National Hydraulic Laboratory, U. S. Bureau of Standards, Washington

UNITED STATES

COOPER

United States

I am convinced of the necessity of providing for expansion and contraction in all large concrete and masonry dams. I believe that all types of masonry dams should be elastic; that is, that they should be able to adapt themselves without injury to the forces that must be withstood. These forces are: The weight of the structure, the pressure of the impounded water, the permanent ambient temperature, and the temporary temperature due to the hydration of the cement. These forces assert themselves inexorably, and the design of the dam must provide for their free activity.

The basic theories used in determining the cross sections of a dam assume that each section of the masonry is monolithic. If the masonry cracks vertically, horizontally, or diagonally, then action as a monolith no longer takes place and the assumptions on which the design formula was based are no longer valid. Obviously, cracks which are visible to the naked eye tell only a part of the story. The materials in the vicinity of the cracks have been stressed beyond their elastic limit and have thereby been weakened to an unknown extent; and it is not possible to know, even approximately, how many hidden cracks are in the structure. Any provision in the design which will minimize this cracking, if not eliminate it, is of fundamental importance.

I recommend the following as essential to the prevention of undue cracking:

1. A water-cement ratio which will produce a slump of from 1 to 1½ inches. I would forever eliminate from the engineering lexicon the word "pour", as it is popularly used, and substitute therefor the word "deposit";

2. A slow-setting cement to reduce the heat in the concrete to a practical minimum;

3. Quality of concrete instead of speed of deposit to be the goal of every person employed on the job;

4. Practical large-scale experiments, for determining the shrinkage to be encountered, to be made upon materials actually to be used in building the dam. All deposits of concrete should be limited in horizontal length and width to the dimensions which these shrinkage tests show can be safely used. The spacing of contraction joints to have a similar limitation. If this is done, the safe spacing of shrinkage and contraction joints will, in my opinion, rarely exceed 30 feet;

5. All contraction joints to extend continuously from crest to foundation in a vertical plane; to be filled with wide trapezoidal keyways so designed as to be safe against shear; and to have upstream and downstream ends terminating in an open space, at least ¼ inch wide, for about 40 inches back from the faces of the dam, thus providing an opening where the faces of the dam for the above depth are free to move as ambient and shrinkage temperatures require.

A principal benefit from the papers and the oral discussions about to follow would seem to me to be the establishment of general standards which may serve as a guide to the profession, especially those engineers who will inherit our responsibilities. Needless to say, however, it will not be possible to reduce the complicated art of dam

design and building to simple formulas whereby the exercise of mature engineering judgment and practical ingenuity will become unnecessary.

HENNINGER *Germany* Im allgemeinen begnügt man sich bei den deutschen Talsperren damit, an der wasserseitigen Flucht der Mauer einen Dichtungsstab einzulassen mit schwalbenschwanzförmiger Form, und in etwa 1 m Abstand hinter der wasserseitigen Flucht eine weitere Dichtung einzubringen, meistens in der Form eines abgeknickten Kupferblesches, das der Bewegung der Mauerteile fogen kann. In einem weiteren Abstand von etwa 1 m folgt ein Revisionsschacht, um die Wirkung dieser Dichtungsmassnahmen verfolgen zu können. Dieser Schacht ersetzt bei manchen Sperren auch die Kupferdichtung und dient dann allein als zweite Dichtung hinter dem Dichtungstab an der Wasserseite, und wird in diesen Fällen ausbetoniert. Aber wie ich schon sagte, die Mehrzahl der Mauern sind mit einem Kupferblech als zweite Dichtung versehen. Die Anwendung dieser Dichtungsmassnahmen hat bei mehreren Sperren, die eine Mauerlänge von etwa 250 bis 300 m, und eine Höhe von 30 bis 40 m haben, den durchschnittlichen Wasserverlust auf rund einen halben Liter in der Sekunde beschränkt.

Indessen ist ein Umstand noch zu berücksichtigen; wir haben, namentlich im Schwarzwald, sehr weiches Wasser, teilweise auch aggressives Wasser mit frier Kohlensäure durchsetzt. Und da kann es sein, dass selbst der geringe Wasserverlust von einem halben Liter in der Sekund in der ganzen Mauer, wenn er nur aus einigen Fugen zusammenkommt, auf die Dauer unangenehm ist. Und wir studieren deshalb Methoden, die Abdichtung noch weiter zu vervollkommnen. Bislang hat man sich damit geholfen, dass man von dem von mir erwähnten Revisionschacht aus Zementinjektionen in Richtung nach dem Kupferstab ausgeführt hat. Der Erfolg ist im allgemeinen recht gut; aber es ist eben eine sekundäre Massnahme, und wir suchen nach einer primären Massnahme, um von vornherein die Fugen zwischen dem Dichtungsstab an der Wasserseite und dem Kupferblech noch zu verbessern. Tatsächlich ist dort die Ursache der noch bestehenden Schwierigkeiten.

ORIVE-ALBA *Mexico* En relación con el interesante estudio[1] acerca del proyecto de las juntas para unir las losas de recubrimiento de la presa de enrocamiento de Cogotí, Chile, con los lados de la garganta, siento que este importante problema no haya merecido más atención. Quisiera, por lo tanto, tratar brevemente este problema y exponer lo que puede hacerse para reducir el espaciamiento de dichas juntas.

Estas juntas requieren siempre especial atención ya que no sólo están sujetas a los cambios de temperatura sino a los asentamientos de la masa de enrocamiento. Las losas continuas, por reforzadas o por gruesas que sean, no pueden soportar sin peligro de fractura, los movimientos causados por dichos asentamientos. Por esta causa han sido reemplazadas por recubrimientos consistentes en una losa única, provista de juntas verticales y horizontales con el objeto de hacerlas más flexibles, o por losas múltiples, colocadas una sobre otra.

El primer tipo de recubrimiento, o sea el de losas simples con juntas, es el que nosotros hemos empleado. Ha sido práctica usual el poner

[1] *D65*

las juntas de contracción cada 50 pies como mínimo; ejemplo la presa de Salt Springs, California. Aunque tal espacimiento tal vez sea el adecuado en el caso en que la presa no sufra asentamientos, si éstos llegan a ser de consideración, una losa de 50 pies por 50 pies resulta incapaz de soportar los esfuerzos a que se ve sometida, pues el recubrimiento no es lo suficientemente flexible. Con el objeto de obtener un recubrimiento más flexible la Comisión Mexicana de Irrigación, en la construcción de la presa de Taxhimay de enrocamiento, de 150 pies de altura usó un recubrimiento formado por una serie de losas pequeñas de 15 pies de anchura por 20 pies a 30 pies de altura, con un espesor de 8 pulgadas a 12 pulgadas, ligadas entre sí por láminas de cobre que las impermeabiliza. A semejanza de la práctica seguida en la presa de Salt Springs las juntas verticales están abiertas en nuestra presa media pulgada, habiéndose rellenado con un cartón asfáltico. En las juntas horizontales el acero pasa por detrás de la lámina de cobre ligando todas las losas y formando así especies de columnas de 15 pies de espesor. Estas juntas están pintadas con una preparación asfáltica.

La presa ha estado en operación más de dos años sin enseñar grietas, a pesar de que se ha llenado completamente, pues la losa ha sido lo suficientemente flexible para adaptarse a los asentamientos que se han tenido, merced al movimiento de sus juntas. Se cree, por lo tanto, que sería conveniente el que se investigara en una forma más intensa la posibilidad de usar espacimientos tan pequeños como los señalados en el caso de la presa de Taxhimay o aun menores, para presas de enrocamiento de altura mayor, pues la losa resulta más flexible que el tipo de losas múltiples últimamente más favorecido, y resulta también más económico.

GEDYE
Great Britain

Speaking generally, current practice in Great Britain in the design of shrinkage and contraction joints in concrete dams is to favor some form of copper-strip seal with or without bitumen. The need of definitely designed joint planes is universally recognized.

The dams to which reference has been made by one of the British authors, Mr. Sandeman,[2] are all of the masonry type, and the English ones are all old structures. It is unlikely that large dams of this type will be built in the future in Britain, since practice there as in other countries tends to the use of large monolithic masses of concrete. There is a paper under Question V which has almost equal interest in relation to the subject now under discussion—Mr. Binnie's report[3] on the Shing Mun Dam in China. The jointing of the units which constitute the upstream face of that dam is of very great interest, but I should point out that considerations of seismic disturbance were the principal factors governing the design.

JONES
United States

The general report states that I do not consider contraction joints necessary in masonry dams. This presumably is due to differences in defining shrinkage joints and contraction joints. I had not thought of the shrinkage joints as used in Norris Dam as real contraction joints. The joints are there and there is no question that they are necessary. Whether longitudinal joints are needed depends on the thickness of the dam.

[2] *D18.* [3] *D14.*

A thick dam will crack longitudinally without joints; but I believe it is a question whether the cracks are not preferable to the joints, because they are small, because they cease as they go upward from the foundation, and because when the shrinkage joint is grouted there is a good reason to expect that these longitudinal cracks will be filled with grout.

With respect to the shape of shrinkage joints which are to be filled later, I think there is no question that the rectangular shape is bad because cracks will start from the re-entrant angles. At Norris Dam the keys and keyways were trapezoidal on 5-foot centers. All the cracks which we found started from the re-entrant angles. It might, therefore, be desirable to round the shapes of the keys.

Mr. Williamson of Great Britain observes [4] that horizontal construction joints sometimes are more troublesome than vertical joints. I think that is quite true. No keys were used in the horizontal construction joints in Norris Dam on the theory that they were more harmful than beneficial. Without joints the surface of the concrete is more homogeneous, hard and dense and can be more easily prepared for bonding with the next layer. These surfaces at Norris Dam were cleaned with a combined air-and-water jet under pressure and at the time when the surface had reached a hardness which left the bare rock exposed at the surface of the concrete. In many cases we tested the joints by drilling through the several layers and in no case were we able to find the joints in the core even though we knew within 2 or 3 inches where it was.

Mr. Sandeman of England [5] advocates the use of a large proportion of stone in the concrete. This is an important factor, because by reducing the quantity of cement the shrinkage due to temperature contraction is reduced. At Norris Dam we used 0.9 barrel of cement per cubic yard of concrete. The concrete weighed 160 pounds per cubic foot. Its compressive strength was 2,700 pounds per square inch in 7 days, 4,000 in 28 days, and 7,000 in a year.

MARY *France* Dans la construction du barrage de Marèges, nous avons utilisé un système extrêmement simple et très efficace pour l'injection des joints. Ce système permet de faire le clavage en plusieurs fois par des injections à intervalles de plusieurs mois ou de plusieurs années, de manière à adapter l'ouvrage aux déformations lentes résultant du refroidissement et du retrait du béton.

Le barrage est un grand barrage-voûte de 90 mètres de hauteur. Les joints de contraction, qui sont des joints doubles de 1 mètre d'épaisseur espacés de 12 mètres, ont été munis d'un double système d'injections. Le premier système est formé de trous verticaux de 50 mm dans le plan des joints. Le coffrage de ces trous a été réalisé par un tube de caoutchouc creux dont l'extraction est extrêmement facile. Le deuxième système est formé par des tubes métalliques horizontaux aboutissant à des clapets placés sur la face du joint. Ces clapets sont constitués par une simple rondelle de caoutchouc serrée sur l'extrémité du tube. Le clapet est enrobé de sable fin.

La première injection est faite par les tubes verticaux. Le sable fin empêche le ciment d'arriver jusqu'aux clapets et de les bloquer. Lorsqu'on estime ultérieurement que les joints sont légèrement ouverts et exigent une nouvelle injection, on utilise les clapets. On

[4] *D33.* [5] *D18.*

envoie d'abord un courant d'eau de lavage qui expulse le sable dans la fissure et on effectue ensuite l'injection. En donnant une très légère pente vers l'aval aux tubes horizontaux on peut procéder à un lavage après l'injection et utiliser plusieurs fois les mêmes clapets.

A Marèges, la première injection a absorbé 50 tonnes de ciment. Neuf mois après la mise en eau, on a effectué l'injection de la moitié des boites, qui ont absorbé en moyenne 150 kg de ciment chacune. Le total des fuites du barrage est de 2 litres par minute à peine.

REHBOCK *Germany* Die Diskussion hat uns bereits gezeigt, wie ausserordentlich umfangreich die Frage der Fugen in den Talsperren ist, und dass man sie nicht allgemein behandeln kann, weil ja unsere Talsperren ausserordentlich verschieden gestaltet werden; so gibt es z. B. gerade Schwergewichtsmauern, gebogene Schwergewichtsmauern und Bogensperren. Alle diese Typen verlangen eine besondere Behandlung der Fugen. Meiner Meinung nach ist ein Unterschied zu machen zwischen den Fugen, die nur Baufugen sind, und die später geschlossen werden, und den Fugen, die dauernd erhalten werden sollen, um eine Bewegung der einzelnen Mauerteile gegeneinander zu gestatten. Ich möchte hier nur auf die Frage der Bogensperren eingehen und dabei auf einen Bericht verweisen, der von Prof. Peña Boeuf von der Technischen Hochschule in Madrid vorgelegt wurde. Prof. Peña Boeuf ist der Ansicht, dass eine Bogensperre dann ausserordentlich günstig wirken würde, wenn es möglich wäre, an den Kämpfern radiale Fugen anzuordnen, auf denen die Staumauer sich reibungslos, oder nahezu reibungslos, bewegen könnte; d. h., wenn diese Fugen so gestaltet werden könnten um ein Gleiten der Kontaktflächen in einer Weise zu gestatten, dass die in Kreisform gebaute Sperre, wenn sie durch Wasserdruck belastet wird und dabei ihre Länge verkürzt, auch nach der Komprimierung eine vollkommene Bogensperre mit Kreisform bleibt. In diesem Fall könnte man annehmen, dass die Drucklinie immer, bei allen Belastungsformen, in der Mitte des Bogens verläuft, und dass infolgedessen die Belastungsverteilung gleich ist. Es lässt sich berechnen, dass in diesem Fall eine ausserordentliche Ersparnis an Material erhielt werden könnte.

Leider ist es bisher nicht geglückt, solche reibungslosen Fugen herzustellen. Die Ergebnisse, die Herr Prof. Peña Boeuf von den Versuchen in Karlsruhe mitgeteilt hat, sind insofern unvollständig, als der von uns untersuchte Bogen nur ein oberer Bogen der Staumauer gewesen ist in dem natürlich auch bei einer gewöhnlichen Bogensperre keine Zugspannungen auftreten, während in den unteren Bögen sehr bedeutende Zugspannungen entstehen müssen. Bis jetzt ist eine Lösung für dieses System nicht gefunden worden. Es verdient jedoch besondere Beachtung, denn wenn es gelingen würde, reibungslose Fugen auszubilden, dann würden die Bogensperren plötzlich um 40 oder mehr Prozent billiger werden und wahrscheinlich alle anderen Talsperren-Typen verdrängen.

STUCKY *Switzerland* Les divers rapports sont tous d'accord pour préconiser un écartement des joints de 12 à 15 mètres. Quant à la constitution des joints, de nombreuses formes ont été proposées, dont la plupart donnent satisfaction. La question de l'écartement est beaucoup plus importante. Je désire relever deux points,

savoir: (a) Ecartement des joints dans le cas des barrages évidés; et (b) joints de construction perpendiculaires au barrage.

Pour le barrage de la Dixence (Suisse—exécuté de 1930–1935), haut 80 m, longeur 450 m, cube 410.000 m^3, j'ai proposé le type à gravité avec évidements pour diverses raisons que je ne fais qu'énumérer: Possibilité de visiter le sol et d'entreprendre les travaux de consolidation reconnus nécessaires; diminution des sous-pressions; refroidissement plus rapide; et économie chiffrée à 30 pour-cent en volume et 15 pour-cent en prix.

Le refroidissement étant facilité, on pourrait se demander si la distance de 15 m entre joints était aussi nécessaire. L'écartement des contreforts étant 12 m, il fallait adopter 12 m ou un multiple de 12 m. Pour diverses raisons on avait intérêt à diminuer le nombre des joints. Adoptant un compromis j'ai admis finalement 12 et 24 m, c'est-à-dire que certains contreforts étaient isolés, d'autres jumelés. Dans le cas particulier l'écartement de 24 m n'a pas donné d'inconvénient. Quelques rares groupes ont présenté une fissure très légère au milieu de la voûte, mais sans infiltrations. On peut donc dire que si 15 m sont indiqués pour les barrages massifs, on peut, si cela est nécessaire, adopter un peu plus pour les barrages à contreforts.

Dès que la hauteur des barrages dépasse une quarantaine de mètres le pied devient si long que des fissures apparaissent. En général on ne peut pas les constater, mais partout où une tranche de barrage a été visible longtemps les fissures sont apparues. Celles qui se trouvent à l'aval, constituent un affaiblissement bien plus sérieux que les fissures transversales. Et pourtant on y attache moins d'importance. Dans certains cas on a prévu des joints verticaux mais, en cas de décollement, ces joints orientés suivant des directions où le cisaillement est important sont encore plus néfastes que les fissures. Il faut orienter ces joints suivant des directions à faible cisaillement, c'est-à-dire qu'il faut, par l'analyse des contraintes intérieures, déterminer les faisceaux des directions à faible cisaillement et choisir dans ces faisceaux les orientations qui conviennent le mieux à l'exécution. Il semble à première vue que ces joints obliques, en escalier, compliquent beaucoup le travail. En réalité ce n'est pas le cas. Le barrage de la Dixence a été exécuté ainsi. Il en est de même du Barrage de Béni-Bahdel en Algérie dont les contreforts sont exécutés en trois blocs avec joints obliques.

VETTER
United States

In connection with the various types of rubber seals described in the papers submitted, a description of two types developed by the United States Bureau of Reclamation and used in the construction of the Imperial Dam and Desilting Works on the lower Colorado River may be of interest.

The Imperial Dam is the diversion dam for the "All-American Canal" which, with capacity of 15,000 second-feet (approximately 430 cubic meters per second), is to furnish water for the irrigation of 1,500 acres in Imperial Valley in southern California. The dam is a hollow reinforced concrete structure raising the water surface approximately 30 feet. It is built in monolithic units approximately 70 feet long, each unit consisting of the dam proper and of an approximately 175-foot-wide upstream apron. The dam is a roughly triangular, ogee structure, completely enclosed on all three sides, each unit containing four buttresses spaced approximately 20 feet on

centers. Under the upstream apron are three rows of sheet-piling cut-offs; under the downstream apron, which is separated from the dam proper by means of a joint, is a fourth row of sheet piles The dam is built on an extremely fine and uniform river deposit of which approximately 75 percent will pass a 200-mesh screen ($<$0.074 mm). The material is quite satisfactory as foundation, undisturbed samples giving a frictional value of approximately 0.5.

In order to care for possible uneven settlement of the individual units, special care was taken in the design of the seals between the units. They consist of steel bulb angles embedded in the concrete one on each side of the joint, with the gap between the angles closed by a rubber strip 6 inches wide and ½ inch thick which is fastened to the angles by bolts 12 inches on centers passing through the rubber strip. The rubber is a high-grade tread stock with a minimum tensile strength of 3,800 pounds per square inch. Along both edges are two layers of fabric reinforcement. Where the rubber is exposed to light it has a 1/16-inch cover of a synthetic compound, highly resistant to sunlight, which vulcanizes well to natural rubber.

In some of the pipe galleries in the desilting works another type of seal used consists of a rubber strip approximately 8 inches wide and ⅜ inch thick. The two edges of this strip are increased to 1 inch in thickness, and the center strip is given the form of a tube of 1½ inches outside diameter. It is believed that the edges will not pull out in case of separation of adjacent units, and that the center tube should prevent damage to the rubber in case of relative lateral displacements.

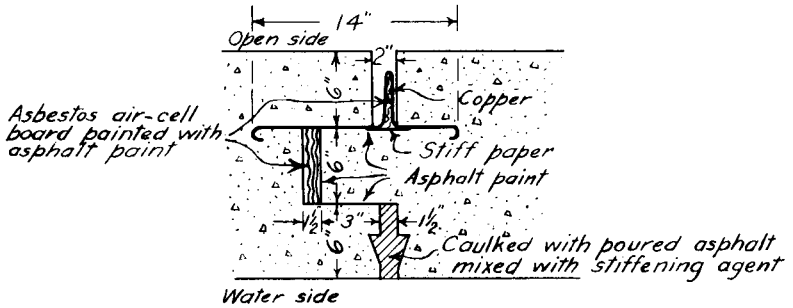
WILLIAMSON *Great Britain* Mr. Williamson's remarks were devoted to descriptions of lantern slides illustrating various features of the dams described in detail by him in the paper which he presented to the Congress (D33).

WRIGHT *United States* In connection with the discussion of shrinkage and expansion joints it may be of interest to describe the joint which was used in the wall and floors of the concrete test flumes and basin of the National Hydraulic Laboratory, Bureau of Standards. In the design of the building the importance of shrinkage was recognized; and after considerable study of the range of temperatures to be expected and of the probable rate of drying of the concrete walls, it was decided to provide, in addition to the necessary structural reinforcement, shrinkage steel up to 0.5 percent of the cross-sectional area of all concrete walls exposed to water.

In order to localize the shrinkage movement as far as possible expansion joints, made up as shown in the figure, were placed every 50 feet around the floor and basement walls, cutting completely through the walls and the floors at points of junction. To allow for movement of the concrete in the tongue of the joint a collapsible air-cell asbestos board was provided in the center as shown. To make the joint waterproof a copper strip was provided as indicated. A collapsible air-cell asbestos board was also placed in the bend of the copper strip to keep the concrete out during pouring. At right-angle connections between the wall and the floor, it was found necessary to make mitered joints in the copper strip; and the two sections were lapped, riveted, and soldered. To gain additional waterproofing the edges of the joints on the water side were caulked with 190°

asphalt mixed with actinolite, a form of asbestos, to act as a stiffening agent.

The shrinkage measurements of the concrete itself were made near an expansion joint on the dry side of the supply-basin wall in the basement. A 20-inch strain gage was used and the results were corrected to a temperature of 70° F. by means of test bars made of the same concrete. The actual shrinkage in curing was found to be about 0.01 percent during the first 100 days and about 0.02 percent for the first 2 years after pouring. The total movement taking place across the edges of the expansion joints was measured in three places during a period of 5 years. The temperatures ranged from 5° to 30° C. The maximum movement amounted to 0.015 percent. The



SECTION OF EXPANSION JOINT
Hydraulic Laboratory
National Bureau of Standards

curing shrinkage and the temperature movement are thus very nearly the same and considerably less than the 0.05 percent used in the design. During their 5 years in service the expansion joints have given very little trouble, in only a few cases has there been leakage past the copper strips, and in only one case did a column of asphalt fall out of position and require to be replaced.

SUMMARY OF DISCUSSION

Col. Cooper (United States) discusses the forces to be withstood in masonry dams; and specifies five requisites for avoiding undue cracking in concrete dams.

Herr Henninger describes the form of water stop generally used in German dams, and points out the special problems which chemically active waters present.

Sr. Orive-Alba (Mexico) discusses the size of slabs to be used for facing of rock-fill dams, and cites as examples a Mexican and a California dam.

Mr. Gedye says that in the future large dams in Great Britain are likely to be of monolithic concrete instead of masonry, as heretofore.

Mr. Jones (United States) discusses the necessity of shrinkage joints in dams, and their form, with special reference to Norris Dam of the Tennessee Valley Authority.

M. Mary describes the double system used for the injection of joints in the closure of the Marèges Dam on the River Dordogne in France.

Herr Rehbock (Germany) discusses tests made on a model of an arch dam, having at the abutments radial joints along which the dam could move.

Mr. Stucky (Switzerland) discusses the spacing of joints, and refers to experience had with the Dixence Dam recently completed.

Mr. Vetter describes two types of rubber seals developed by the United States Bureau of Reclamation and used in the construction of the Imperial Dam and Desilting Works on the lower Colorado River.

Mr. Williamson's (Great Britain) remarks were limited to description of lantern slides.

Mr. Wright (United States) describes a joint which was used in the wall and floors of the concrete test-flumes and basin of the National Hydraulic Laboratory, Bureau of Standards.

RESUME DE LA DISCUSSION

Le *Colonel Cooper* (États-Unis) étudie les efforts auxquels les barrages en maçonnerie doivent résister, et énumère cinq précautions à observer pour empêcher une fissuration dangereuse des barrages en béton.

M. Henninger décrit les moyens d'étanchéité généralement employés dans les barrages allemands, et attire l'attention sur les problèmes spéciaux que présentent les eaux chimiquement agressives.

M. Orive-Alba (Mexique) discute les dimensions des dalles à utiliser pour le revêtement des barrages en enrochement, et cite en exemples un barrage mexicain et un autre situé en Californie.

M. Gedye déclare qu'à l'avenir les grands barrages, en Angleterre, seront vraisemblablement en béton monolithe au lieu d'être en maçonnerie, comme jusqu'à présent.

M. Jones (États-Unis) étudie la nécessité des joints de retrait dans les barrages et leur forme, en se reportant particulièrement au barrage Norris, du "Tennessee Valley Authority."

M. Mary décrit le double système employé pour l'injection de joints dans le clavage du barrage de Marèges, sur la Dordogne, en France.

M. Rehbock (Allemagne) discute les essais effectués sur un modèle d'un barrage-voûte aux appuis latéraux en rayon (radiaux) le long desquels le barrage pourrait se déplacer.

M. Stuckey (Suisse) étudie l'espacement des joints, et fait allusion à l'expérience acquise par la construction du barrage de Dixence, récemment achevé.

M. Vetter décrit deux types de fermeture en caoutchoucs créés par le "Bureau of Reclamation" des États-Unis, et employés dans la construction du Barrage Impérial et les travaux de désenvasement dans le Colorado inférieur.

M. Williamson (Grande Bretagne) se borne à des remarques décrivant des vues de projection.

M. Wright (États-Unis) décrit un joint qui a été utilisé dans les parois et les fonds des canaux d'essais et du bassin en béton du Laboratoire Hydraulique National, "Bureau of Standards," des États-Unis.

ZUSAMMENFASSUNG DER DISKUSSION

Col. Cooper (Vereinigte Staaten) behandelt die in Mauerwerk-Talsperren zu überwindenden Kräfte und nennt fünf Erfordernisse zur Vermeidung übermässiger Rissbildung bei Betonstaumauern.

Herr Henninger beschreibt die an deutschen Talsperren im allgemeinen verwandten Dichtungsarten und umreisst die durch chemisch aktive wässer dargebotenen Probleme.

Sr. Orive-Alba (Mexiko) behandelt die Grösse von zur Verkleidung von Steinschüttdämmen zu verwenden Platten und führt als Beispiele eine Talsperre in Mexiko und Kalifornien an.

Mr. Gedye sagt, dass in Zukunft englische Talsperren wahrscheinlich nur noch aus einem einzigen Betonblock anstatt wie bisher aus Mauerwerk bestehen werden.

Mr. Jones (Vereinigte Staaten) spricht über die Notwendigkeit von Schrumpfungsfugen in Talsperren und über deren Form, unter besonderer Bezugnahme auf den "Norris Dam" unter der "Tennessee Valley Authority."

M. Mary beschreibt das doppelte System zur Fugeneinspritzung bei der Abschliessung der Marèges-Talsperre an der Dordogne in Frankreich.

Herr Rehbock (Deutschland) bespricht die an dem Modell einer Bogentalsperre durchgeführten Versuche; das Modell hatte radiale Fugen an den Widerlagern, in denen sich die Sperre bewegen konnte.

Herr Stucky (Schweiz) behandelt den Abstand von Fugen und nimmt Bezug auf die bei der kürzlich vollendeten Dixence-Talsperre gemachten Erfahrungen.

Mr. Vetter beschreibt zwei von dem "U. S. Bureau of Reclamation" entwickelte Gummi-Dichtungen, die beim Bau des "Imperial Dam" und der Filteranlagen am unteren Colorado verwandt wurden.

Die Ausführungen von *Mr. Williamson* (Grossbritannien) bezogen sich nur auf einige Lichtbildvorführungen.

Mr. Wright (Vereinigte Staaten) beschreibt eine Fuge, die in den Wänden und im Boden der Probewasserläufe und des Reservoirs aus Beton in dem Nationalen Hydraulischen Laboratorium des "U. S. Bureau of Standards" angewandt wurde.

RESUMEN DE LA DISCUSION

El *Coronel Cooper* (Estados Unidos) estudia las presiones que sufren las presas de mampostería: y enumera cinco requisitos para evitar el agrietamiento innecesario de las presas de hormigón.

El *Sr. Henninger* describe la forma de cierre hidráulico generalmente empleado en las presas alemanas, y señala los problemas especiales que presentan las aguas químicamente agresivas.

El *Sr. Orive-Alba* (México) discute el tamaño de las losas empleadas en el recubrimiento de las presas de enrocamiento, y cita como ejemplos una presa de México y otra de California.

El *Sr. Gedye* dice que en lo futuro las grandes presas de la Gran Bretaña es probable que sean de hormigón monolítico y no de mampostería como hasta la fecha.

El *Sr. Jones* (Estados Unidos) trata de la necesidad de las juntas de retracción en las presas y su forma, con referencia especial a la Presa Norris de la Autoridad del Valle del Tennessee.

El *Sr. Mary* describe los dos sistemas empleados para las inyecciones de las juntas en la construcción de las claves de la presa de Marèges en el río Dordogne de Francia.

El *Sr. Rehbock* (Alemania) discute los ensayos hechos en un modelo de una presa de arco que tiene en los contrafuentes juntas radiales a lo largo de las cuales podría moverse la presa.

El *Sr. Stucky* (Suiza) discute el espaciamiento de las juntas, y se refiere a las experiencias obtenidas en la presa Dixence recientemente terminada.

El *Sr. Vetter* describe dos tipos de cierres de caucho preparados por el "Bureau of Reclamation" de los Estados Unidos y empleados en la construcción de la presa Imperial y las obras de limpieza de la parte inferior del río Colorado.

El *Sr. Williamson* (Gran Bretaña) se limita a describir las proyecciones que presenta.

El *Sr. Wright* (Estados Unidos) describe una junta usada en la pared y los fondos de los canales de ensayo y del depósito de hormigón del Laboratorio Hidráulico Nacional, del "Bureau of Standards" de los Estados Unidos.

Question V

Study of the Facing of Masonry and Concrete Dams

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

DIE WASSERDICHTHEIT DES MAUERWERKES UND DER VERKLEIDUNGEN VON BETONTALSPERREN*

Dr. Ing. HEINRICH WEIGL

Oberbaurat der oesterreichischen Bundesbahnen

Oesterreich

Eine Talsperre hat neben der statischen Aufgabe, auch noch die ebenso wichtige Bestimmung, den Wasserdurchfluss an einer vorgesehenen und geeigneten Ortlichkeit zu hemmen und den Aufstau des Wassers über den ursprünglichen Wasserspiegel zu ermöglichen. Zur Erfüllung dieses Zweckes soll der Talsperrenkörper wasserundurchlässig sein. Die letztgenannte Bedingung ist nicht nur wegen der Verhütung von Wasserverlusten von Bedeutung, sondern auch für den Bestand der Talsperre ausserordentlich wichtig, weil unter allen Umständen vermieden werden muss, dass infolge Lösung oder Fortschwemmens von festen Bestandteilen die Substanz des Mauerkörpers vermindert wird, dass die zerstörenden klimatischen Einflüsse zur Auswirkung kommen können und dass infolge des allfällig auftretenden Auftriebes die Kräfteverteilung und die Spannungen ungünstig beeinflusst werden.

Durch die Einbürgerung des Betons im Talsperrenbau wurde um die Wende des 20. Jahrhunderts das Bruchsteinmauerwerk fast gänzlich verdrängt; der Betonbau ermöglichte aber auch die praktische Anwendung neuer Gesichtspunkte, nicht nur für den Tragkörper, sondern auch für den wasserdichten Sperrenteil.

Hinsichtlich der Massnahmen, durch welche die Wasserundurchlässigkeit herbeigeführt und gewährleistet werden soll, lassen sich

**The watertightness of the body and of the facing of concrete dams.*
Étanchement du corps et du parement das barrages en béton.
Impermeabilidad del cuerpo y del paramento de las presas de hormigón.

80647—38——17

die bisher entstandenen Gattungen von Schwergewichtstalsperren in drei Gruppen einteilen.

1) Der tragende Mauerwerkskörper ist zugleich wasserdicht und besteht daher einheitlich aus wasserunderchlässigem Beton;

2) Der tragende Mauerwerkskörper besteht aus an sich durchlässigem Beton, auf welchem an der Wasserseite eine verhältnismässig dünne, aus einem wasserdichtem Baustoffe bestehende Schichte befestigt ist;

3) Der aus undichtem Beton bestehende einheitliche monolitische Sperrenkörper weist lediglich an der Wasserseite und über der Gründungssohle eine mehr oder minder dicke Schichte aus wasserdichtem Beton auf, wobei zwischen den beiden Betongattungen keine Trennungsfuge vorhanden ist.

Die Talsperren mit Verkleidungen aus Bruchstein- oder Betonformsteinmauerwerk lassen sich in die genannten Gruppen einordnen. In den meisten Fällen haben sie die wichtige Aufgabe, das anschliessende Betonmauerwerk vor Beschädigungen durch mechanische Angriffe und vor Zerstärungen durch klimatische Einflüsse, insbesondere vor dem Frost, zu schützen. Die Verkleidungen können jedoch nicht den Anspruch auf einen hohen Grad der praktischen Wasserdichtheit erheben, so sehr auch dieselbe vorteilhaft und erwünscht wäre. Der beabsichtigte Zweck, die örtlichen Verhältnisse und schliesslich die Baukosten sind für den Bereich der zur Verwendung kommenden Verkleidungen von bestimmenden Einfluss.

Einige Talsperren wurden zum Schutze der Betonoberfläche und zur besseren Sicherung der Wasserdichtheit mit einem doppelten Inertolanstrich versehen.

Die drei Talsperren, welche die österreichischen Bundesbahnen anlässlich der Elektrifizierung des westlichen Bahnnetzes errichteten, gehören als Schwergewichtsmauern zur dritten Gruppe. Für die beiden *Talsperren am Spullersee* ist kennzeichnend, dass zwischen den zwei Betongattungen eine Schichte aus Übergangsbeton eingeschoben ist, die einen mittleren Zementgehalt aufweist, und dass ein Fünftel der Bindemittelmenge durch Trass ersetzt worden ist. Die Nordsperre ist wasserseitig mit Betonformsteinen verkleidet. Die freie Betonoberfläche einschliesslich jener der Betonsteine wurde mit einem doppelten Inertolanstrich versehen. *Die Tauernmoossperre* (Abb. 1.), welche auf Grund der Erfahrungen bei den zwei Vorläufern am Spullersee entworfen und ausgeführt worden ist, weist eine beiderseitige Bruchsteinverkleidung, jedoch nur zwei Betongattungen und keinen Trasszusatz auf; alle Abmessungen sowie die Mischungsverhältnisse wurden möglichst knapp gehalten, so dass diese Talsperre nicht nur während des Baues, sondern auch nach Vollendung und Inbetriebnahme das erhöhte Interesse der Fachwelt erwecken konnte.

Die im Folgenden für die Tauernmoossperre angeführten Untersuchungs- und Beobachtungsergebnisse gelten mit gewissen Einschränkungen auch für die Spullerseesperren, sodass von einer gesonderten Behandlung der letzteren abgesehen werden kann. Dieselben wiesen von allem Anfang an ein vollkommen wasserdichtes Mauerwerk auf; dort sind daher mit ganz geringfügigen Ausnahmen im ganzen Sperrenkörper die erforderlichen Bedingungen für ein wasser-

undurchlässiges Betonmauerwerk restlos erfüllt und werden auch für die Zukunft unverändert erhalten bleiben. Diese befriedigende Tatsache ist jedoch nicht geeignet und ausreichend, um über die

ABBILDUNG 1.—**Die Tauernmoossperre bei Vollstau.** — The Tauernmoos dam. — Barrage de Tauernmoos. — Presa de Tauernmoos.

einzelnen Bedingungen, welche zur Herstellung eines wasserdichten Betonmauerwerkes notwendig sind, sowie über den Grad ihrer Wichtigkeit und Bedeutung ein Urteil abgeben zu können oder Richtlinien für die Zukunft aufzustellen. Es muss zu diesem Zwecke

nicht nur der Versuchsweg beschritten, sondern es müssen auch die Erkenntnisse durch Beobachtungen und Versuche an hiefür geeigneten Bauwerken selbst ergänzt und erweitert werden.

Die Tauernmoossperre, welche bereits beim ersten Aufstau gewisse, wenn auch unbedenkliche Undichtheiten aufwies, gab Gelegenheit, interessante Aufschlüsse über die Ursache von Undichtheiten des Betonmauerwerkes und der Bruchsteinverkleidungen zu gewinnen, wobei planmässig angestellte Versuche am Bauwerke eine wichtige Rolle spielten.

Der Mauerkörper ruht überall auf anstehendem Gneisfelsen auf und greift an der Wasserseite in Form eines Spornes tiefer in den Untergrund ein. Die Grundungsverhältnisse können als sehr günstig bezeichnet werden. Über der Gründungssohle wurde eine 1 m dicke Schichte aus wasserdichtem Beton (Vorsatzbeton) hergestellt, und an der Wasserseite der Mauer bis zur Krone fortgesetzt; diesem ist von der Geländelinie aufwärts eine 40 bis 50 cm starke Bruchsteinverkleidung vorgelagert. Beide zusammen messen an der Krone 1.25 m und am Mauerfuss 1.65 m. Die Mauerkrone ist mit einem Bruchsteinmörtelpflaster abgedeckt, Der übrige Teil des Mauerkörpers besteht aus sogenannten Kernbeton, der nicht Anspruch auf Wasserdichtheit erheben kann und mit einem Mörtelpflaster aus Bruchstein bedeckt ist.

Sowohl der Mörtel der wasserseitigen Bruchsteinverkleidung als auch der Fugenmörtel sollen wasserdicht sein.

Die notwendigen Zuschlagsstoffe des Betons waren in den aus Gneis und Hornblendegestein bestehenden Geschiebemassen nächst der Baustelle in reichlicher Menge und in bester Güte vorhanden. Alle Korngrössen waren in der notwendigen Menge vertreten. Auf Grund einer langen Reihe von Sieb- und Mischversuchen wurde in Anlehnung an die modifizierte Fullerkurve eine Aufbereitung des natürlichen Sand- and Kiesgemenges verfügt, wobei sich eine Zerlegung in drei Korngattungen und zwar in Sand von 0 bis 8 mm, in Feinkies von 8 bis 25 mm und in Grobkies von 25 bis 76 mm Korngrösse als vorteilhaft und ausreichend erwies. Die Zuschlagsstoffe wurden nach Raumteilen und getrennt zugemessen, der Portlandzement nach Gewicht beigegeben. Die drei Korngattungen wurden im Verhältnis 36.0 : 24.3 : 39.7 gemengt. Das Mischungsverhältnis, welches sich vorzüglich bewährte, wurde auf die ganze Dauer des Baues für die beiden Betongattungen unverändert beibehalten. Im verarbeiteten Zustand erhielt 1 m^3 Vorsatzbeton 280 Kg und 1 m^3 Kernbeton 190 Kg Portlandzement.

Die Frage, ob Gussbeton oder plastischer Stampfbeton zur Verwendung kommen sollte, wurde trotz der Schwierigkeiten bei der Verarbeitung und der verhältnismässig kleinen Tagesleistungen (die Tageshöchstleistungen bei der Südsperre am Spullersee betrug 610 m^3, bei der Tauernmoossperre 470 m^3) zu Gunsten des letzteren entschieden wobei die ausserordentlich guten Erfahrungen am Spullersee ausschlaggebend waren. Der plastische Stampfbeton ist im Gefüge dichter, benötigt weniger Wasser und ist spezifisch schwerer als der Gussbeton; er ist frostbeständiger, eine Eigenschaft, die gerade bei der Anwendung im Hochgebirge mit den grossen Temperaturgegensätzen und klimatischen Schwankungen von grösster Bedeutung ist.

Es sei hier eingefügt, dass weder bei den Spullerseesperren, noch bei der Tauernmoossperre trotz Ausdehnung der Arbeitsperiode bis in den Dezember und trotz der ausgesetzten und schwer zu schützenden Lagen Frostschäden entstanden sind. Zwei oder noch mehrere Betongattungen lassen sich in demselben Querschnitt ohne Schwierigkeiten verarbeiten. Für die Beförderung zur Verwendungstelle sind keine umständlichen und teuren Baueinrichtungen notwendig, weshalb ihm für kleine und mittlere Baustellen auch aus diesem Grunde der Vorzug gegeben werden kann.

Der Portlandzement Marke Perlmoos hatte vorzügliche Beschaffenheit; die Siebproben ergaben auf dem 4,900 Maschensieb 13.1%, auf dem 2,500 Maschensieb 5.6% und auf dem 900 Maschensieb 0% Rückstand; die Erhärtung begann nach 1.50 Stunden, die Abbindezeit betrug 5–8 Stunden. Die Normendruckfestigkeit ergab nach 28 Tagen 447 Kg/ cm^2, die Zugfestigkeit 33 Kg/ cm^2, die Raumbeständigkeitsproben hatten ebenfalls gute Ergebnisse.

Das dem Tauernmoosbache entstammende Mischwasser musste vor der Verwendung durch Messgefässe laufen. Da die Zuschlagsstoffe mit wechselndem Wassergehalt angeliefert wurden, musste der jeweilige Wasserzuschuss auf Grund der Erfahrung und Übung, sowie auf Grund der bei der Verarbeitung festgestellten Stampfbarkeit ermittelt werden.

Die Herstellung des Sperrenmauerwerkes war in zwei sommerlichen Bauabschnitten vorgesehen, die durch eine 6 monatige Arbeitspause im Winter unterbrochen werden mussten. Ausserdem ergaben sich in jedem der 10 Mauerteile im Arbeitsvorgange Unterbrechungen. Es musste daher der Behandlung von Arbeitsfugen ein besonderes Augenmerk geschenkt werden; war der Beton oberflächlich schon erhärtet, so musste die Betonfläche restlos mittels Pressluftwerkzeugen aufgerauht, dann mit Druckwasser gereinigt und vor der Aufbringung des Betons mit einer dicken Zementmilch und einer Mörtelschichte überzogen werden. Dieses Verfahren erstreckte sich nur auf den Bereich des Vorsatzbetons und wurde lediglich bei den Jahresfugen auch auf den Kernbeton ausgedehnt.

Am 3. September 1928 wurden auf der Einlaufschwelle des Grundablasses, welche auf Meereshöhe 1979.50, also 23.5 m unterhalb der Hochwasserüberfallkante liegt, die Dammbalken versetzt und damit der Anstau des Sees begonnen. Das Ansteigen des Wassers erfolgte in den ersten Wochen wegen des verhältnismässig sehr starken Zuflusses ziemlich rasch.

Am 11. Jänner 1929 wurde mit der Höhe 1993.82 der höchste Stauspiegel für die erste Periode des Anstaues erreicht. Infolge des damals einsetzenden Betriebes im Kraftwerke und des geringen Wasserzulaufes sank hierauf der Wasserspiegel ziemlich gleichmässig bis auf die Höhe 1989.25, welche am 2. Mai 1929 erreicht worden war. In diesem Zeitpunkte ergab sich wegen der regelmässig um diese Zeit im Hochgebirge einsetzende Schneeschmelze der Beginn eines neuerlichen Anstieges des Wasserspiegels, der sich so rasch vollzog, dass die Überlaufkante in Höhe 2003.00 bereits am 9. Juli überflutet worden war. Dieser Wasserstand hielt sich mit ganz kleinen Schwankungen bis 25. September, worauf wieder in den Wintermonaten das Absenken des Wasserspiegels erfolgte, das am 28. Mai 1930 mit dem Tiefstand

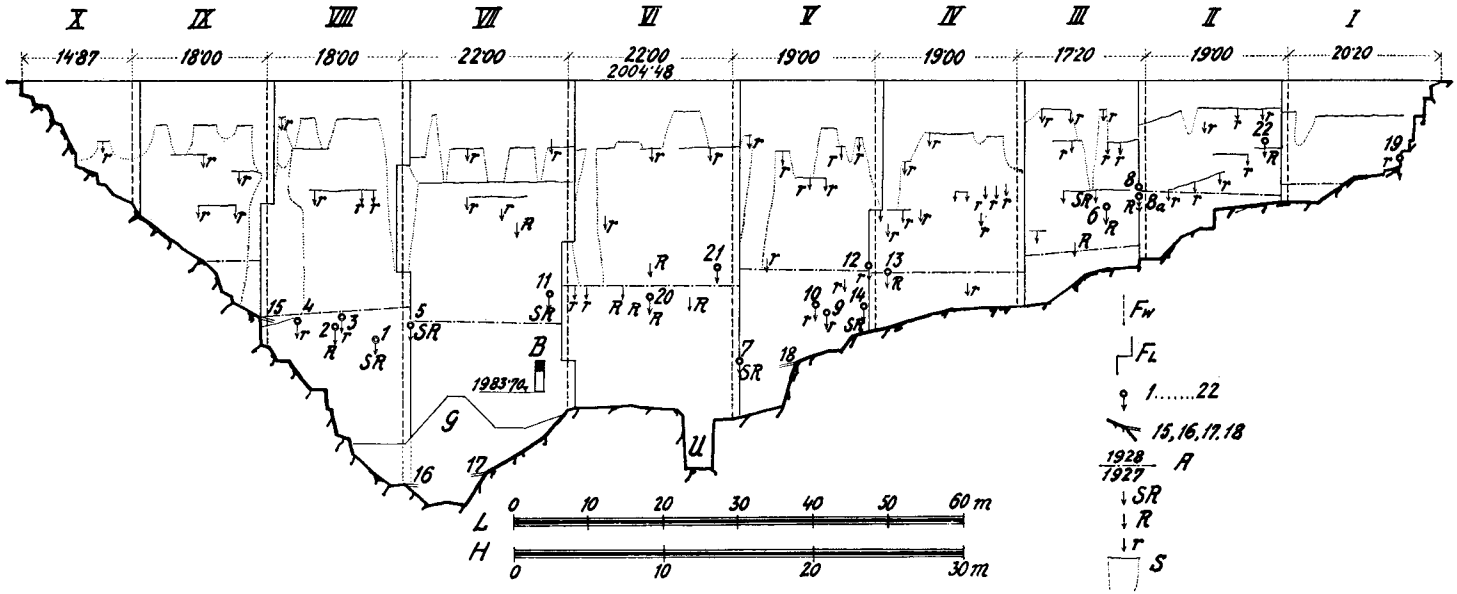

X
IX
VIII
VII
VI
V
IV
III
II
I
14·87
18·00
18·00
22·00
22·00
2004·48
19·00
19·00
17·20
19·00
20·20
1983·70
B
G
U
L
H
0 10 20 30 40 50 60 m
0 10 20 30 m
Fw
FL
1.....22
15,16,17,18
1928
1927
A
SR
R
r
S

Abbildung 2.

von 1989.00 beendigt war. Der Verlauf der Wasserstände wiederholte sich in ähnlicher Art innerhalb der nächsten Jahre und bildet ein Kennzeichen der Wasserwirtschaft des Kraftwerkes bezw. dessen Jahrespeichers.

Bald nach Beginn des erstmaligen Anstauens im Herbst 1928 wurde im Besichtigungsstollen der Sperre Sickerwasser beobachtet, das am Orte der Dehnungsfugen am Stollenfirst in Form von mehr oder minder starkem Tropfwasser, aber auch in Form von dünnen Wasserfäden zutage trat. Ganz vereinzelt konnten Sickerungen auch an Arbeitsfugen erkannt werden. Der grösste Teil der Betonfläche des Stollens blieb jedoch ganz trocken. An der luftseitigen Verkleidung wurden nur feuchte Flecken gesehen.

Nach Beginn des zweiten Anstaues im Jahre 1929 wurden jedoch an der Luftseite mehrere Sickerstellen festgestellt, deren Zahl sowie Wasserführung mit dem Ansteigen des Wassers im See grösser wurde. Besonders deutlich trat in Erscheinung, dass diese Sickerungen in horizontalen Zonen auftraten (Abb. 2). Zunächst machte sich eine Durchfeuchtung in Form von Streifen und Flecken bemerkbar, die

---

ABBILDUNG 2.—**Ansicht der Luftseite mit dem Sicker- und Messtellen im August 1929.** — Downstream elevation, location of leakage and measurement points, August 1929. — Elévation aval, emplacement des fuites et des points de mesure, Août 1929. — Elevación de aguas abajo, posición de las filtraciones y puntos de medida, agosto 1929.

I–X. **Mauerabschnitte zwischen zwei benachbarten Dehnungsfugen.** — Wall sections between two adjoining contraction and expansion joints. — Sections entre deux joints de contraction et d'expansion. — Secciones entre dos juntas de contracción y expansión.

Fw. **Dehnungsfuge an der Wasserseite.** — Joint on the upstream side. — Joint coté amont. — Junta del lado de aguas arriba.

Fl. **Dehnungsfuge an der Luftseite.** — Joint on the downstream side. — Joint coté aval. — Junta del lado de aguas abajo.

1–14, 19–22. **Beobachtungs- und Messtellen an der Luftseite.** — Observation and measurement points on the downstream side. — Points d'observation et de mesure, coté aval. — Puntos de observación y de medida, lado de aguas abajo.

15–18. **Beobachtungs- und Messtellen ausserhalb des Sperrenkörpers.** — Observation and measurement points outside the body of the dam. — Points d'observation et de mesure, hors du barrage. — Punto de observación y de medida fuera del cuerpo de la presa.

A. **Arbeitsfuge zwischen den Bauabschnitten der Jahre 1927 und 1928.** — Construction joints between work of 1927 and 1928. — Joints de construction, séparant les travaux de 1927 et de 1928. — Juntas de construcción entre los trabajos de 1927 y 1928.

B. **Eingangstür zum Begehungsstollen.** — Entrance to inspection gallery.— Entrée de la galerie d'inspection. — Entrada de la galería de inspección.

G. **Grundablass.** — Outlet. — Décharge — Desagüe.

SR. **Sickerstellen mit starkem Wasseraustritt (maximal bis 3.5 L je Minute).** — Points of heavy leakage (max. 3.5 l/min.). — Fuites importantes. — Filtraciones importantes.

R. **Sickerstellen mit schwachem Wasseraustritt (maximal bis 1.5 L je Minute).** — Points of moderate leakage (max. 1.5 l/min.). — Fuites modérées. — Filtraciones moderadas.

r. **Sickerstelle mit sehr schwachem Wasseraustritt (maximal bis 0.1 L je Minute).** — Points of minor leakage (max. 0.1 l/min.). — Fuites minimes. — Filtraciones mínimas.

L. **Masstab für die Längen in Meter.** — Horizontal scale in meters. — Échelle horizontale. — Escala horizontal.

H. **Masstab für die Höhen in Meter.** — Vertical scale in meters. — Échelle verticale. — Escala vertical.

nach oben waagrecht begrenzt waren. Später war an manchen dieser Stellen ein deutliches Rieseln und Rinnen zu sehen. Die mit dem Anstieg des Wassers im See jeweils neu dazu gekommenen Sickerhorizonte waren immer niedriger gelegen als der jeweilige Wasserspiegel im See; die höchstgelegene Austrittsstelle lag einen halben Meter unterhalb des Höchstwasserspiegels im See, auch dann, wenn das Stauziel andauernd eingehalten wurde.

Ausnahmslos trat das Wasser zwischen den Steinen der Verkleidung und dem Fugenmörtel heraus, wobei die Lagerfugen besonders bevorzugt erschienen.

Ein Herausspritzen des Wassers, also Austritt unter Druck wurde nirgends festgestellt.

Um einen Überblick über die gesamte durchsickernde Wassermenge, sowie über das Verhalten der Sickerstellen zu erhalten, wurden 20 Austrittstellen einer laufenden Beobachtung unterzogen und fallweise Mengenmessungen gemacht. Die Höchstmenge welche an der stärksten Sickerstelle erfasst worden war, betrug 3.5 Liter/je Minute. Neun Sickerstellen wiesen eine Wasserhöchstmenge von 1.0 bis 2.5 Liter/je Minute, alle übrigen weniger als 1.0 Liter/je Minute auf.

Im Begehungsstellen, wo sich ebenfalls eine Messtelle befand, nahm im Februar 1929 mit dem neuerlichen Ansteigen des Wasserspiegels im See die zusickernde Wassermenge ausserordentlich rasch zu, erreichte aber ihren Höchstwert viel früher als der See seinen Höchststand. Nahezu ebenso rasch ging die Wassermenge hierauf zurück, ohne vom gleichbleibenden oder sinkenden Wasserstand im See beeinflusst zu werden.

Bei einzelnen Sickerstellen an der Luftseite der Sperre wirkte sich das rasche Ansteigen der Wassermenge in ähnlicher Weise aus wie beim Begehungsstollen. Eine Reihe von Sickerstellen reagierte jedoch viel langsamer und nicht so ausgiebig, jedoch war eine mehr oder minder rasche Abnahme in der Wasserführung ausnahmslos zu bemerken. Eine grössere Anzahl von Sickerstellen trocknete bald ganz ein, eine weitere Anzahl tropfte bald nur mehr. Diese Erscheinung kehrte in den folgenden Jahren in ähnlicher Weise wieder; es ergab sich jedoch die interessante Tatsache, dass die minutliche Höchstmenge und daher auch die Gesamtmenge der Sickerwässer von Jahr zu Jahr sehr zurückging, weshalb die laufenden Messungen im Jahre 1933 gänzlich eingestellt werden konnten (Abb. 4). Im Verlaufe des Bestandes der Staumauer ging die Gesamtmenge aller Sickerwässer von 68 Liter/je Minute im Jahre 1929 auf 0.5 Liter/je Minute im Jahre 1933, d.i. auf 0.7% der Höchstmenge zurück. Die Zahl der Sickerstellen hat sich während der angegebenen Zeit bis auf einige Tropfstellen verringert, die luftseitige Ansichtsfläche der Sperrmauer ist ganz trocken geworden; damit ist der vom Verfasser in seinem Gutachten vorausgesagte günstige Dauerzustand ohne menschliches Zutun eingetreten, der für den weiteren Bestand der Talsperre von grösster Wichtigkeit ist. Zur fachmännischen Beurteilung der Undichtheiten und deren Ursache war es notwendig, nicht nur den Entwurf, sondern auch den Bauvor-

gang einer Überprüfung zu unterziehen. Vorausgehend mussten jene Stellen an der wasserseitigen Steinverkleidung erkannt werden, durch welche das Wasser eindringen konnte.

Am deutlichsten erschien zunächst am Orte der Dehnungsfugen (Abb. 3) der Wassereintritt möglich, wo der an sich dichte Fugenmörtel einen 1 mm weiten Riss zeigte, der von der Krone bis zum Fusse reichte. Der wichtigste Teil der Fugendichtung besteht aus einem zweimalig winkelförmig abgebogenen Kupferblech, dessen Mittelteil in der Dehnungsfuge liegt und dieselbe lückenlos schliesst und dessen beide Schenkel im Vorsatzbeton eingebettet sind. Aus

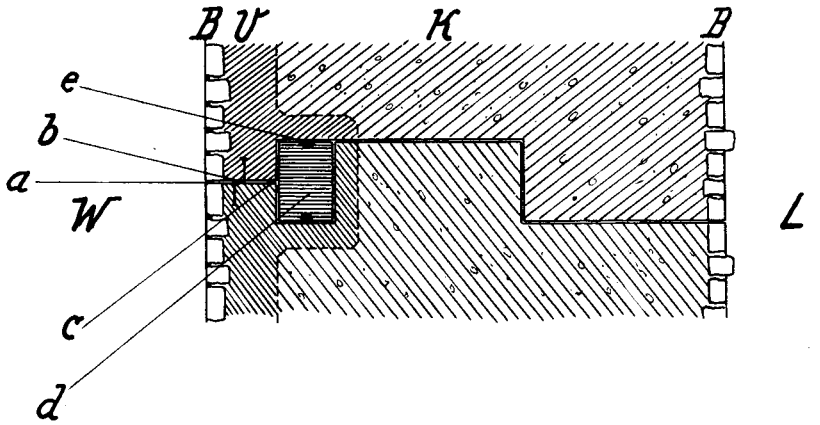


Abbildung 3.—**Wagrechter Schnitt im Bereich einer Dehnungsfuge.** — Horizontal section of a joint. — Coupe horizontale d'un joint. — Sección horizontal de una junta.

W. **Wasserseite.** — Upstream side. — Amont. — Lado de aguas arriba.
L. **Luftseite.** — Downstream side. — Aval. — Lado de aguas abajo.
B. **Bruchsteinverkleidungen.** — Masonry facing. — Parement en maçonnerie. — Paramento de mampostería.
V. **Vorsatzbeton, 280 Kg P. Z.** — Concrete, 280 kg P. Cement per m³. — Masque en béton: 280 kg de ciment P. par m³. — Hormigón, 280 kg de cemento P. por m³.
K. **Kernbeton 190 Kg P. Z.** — Special concrete 190 kg P. Cement per m³. — Béton: 190 kg de ciment P. par m³. — Hormigón especial 190 kg de cemento P. por m³.
a. **Verfugung mit Zementmörtel.** — Trowelling with cement mortar. — Jointoiement au mortier de ciment. — Rejuntado con mortero de cemento.
b. **Kupferblech, 1.5 mm stark.** — Copper sheet: 1.5 mm thick. — Feuille de cuivre: 1,5 mm d'épaisseur. — Chapa de cobre: 1,5 mm de espesor.
c. **Geteerter Hanfzopf.** — Tarred hemp rope. — Corde de chanvre goudronnée. — Cuerda de cáñamo embreada.
d. **Dichtungsstab aus Vorsatzbeton 280 Kg P. Z.** — Waterproofing log of special concrete, 280 kg P. Cement per m³. — Prisme d'étanchéité en béton à 280 kg de ciment P. par m³. — Prisma impermeable de hormigón especial, 280 kg de cemento P. por m³.
e. **Dichtungsstab aus Portlandzement.** — Waterproofing bead of P. Cement. — Languette d'étanchéité en ciment P. — Langüeta impermeable de cemento P.

dem Umstande, dass das Sickerwasser hauptsächlich aus den Dehnungsfugen in den Begehungsstollen sickerte, Konnte mit Sicherheit der Rückschluss gezogen werden, dass das Wasser die Dichtungsbleche umgehen müsse. Diese Annahme fand einen Rückhalt in

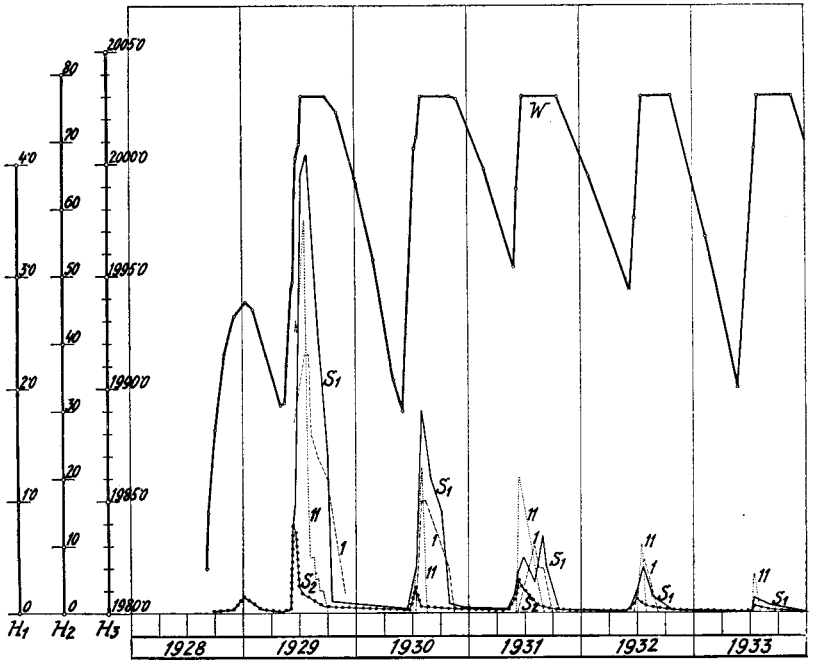


ABBILDUNG 4.—**Wasserstand im Stausee und Sickerwassermengen in den Jahren 1928 bis 1933.** — Reservoir level and quantities of leakage in the years 1928 to 1933. — Niveaux de la retenue et quantité d'eau de fuite pour les années 1928 à 1933. — Nivel del depósito y cantidades de agua infiltrada en los años 1928 a 1933.

W. **Wasserstand im Stausee in absoluten Höhen.** — Reservoir elevation above sea level. — Cotes des niveaux de la retenue. — Elevación del depósito sobre el nivel del mar.
H3. **Masstab für W.** — Scale for W. — Echelle pour W. — Escala para W.
S1. **Summe aller Sickerwässer in Litern je 1 Minute.** — Total leakage in l/min. — Fuites totales in l/min. — Infiltración total en l/min.
S2. **Summe aller Sickerwässer im Begehungsstellen in Liter je 1 Minute.** — Total leakage inside inspection gallery in l/min. — Fuites totales dans la galerie d'inspection. — Infiltración total en la galería de inspección.
H2. **Masstab für S1 and S2.** — Scale for S1 and S2. — Echelles pour S1 et S2. — Escalas para S1 y S2.
1, 11. **Sickerwassermengen der Messtellen 1 und 11 in Litern je 1 Minute.** — Quantities of leakage at measurement points 1 and 11 in l/min. — Fuites aux points 1 et 11 en l par min. — Infiltración en los puntos de medida 1 y 11 en l/min.
H1. **Masstab für 1 und 11.** — Scale for 1 and 11. — Echelle pour 1 et 11. — Escala para 1 y 11.

der Tatsache, dass bei der Bauausführung wegen der engbegrenzten Platz- und Arbeitsverhältnisse im Bereich der Dehnungsfugen das Gefüge des Betons an einigen Stellen poröse Nester aufwies und dass die Kupferbleche durch die verschiedenen Arbeitsverrichtungen ge-

lockert wurden, wodurch an manchen Stellen die dichte Umhüllung des Betons gestört worden war. Aus den an anderen Stelle des Berichtes angeführten Schlussfolgerung ergab sich, dass mit der Feststellung dieser fallweisen Baumängel nicht alle Möglichkeiten für den Weg des Wassers erschöpft waren und dass noch anderen Ursachen eine viel grössere Bedeutung beizumessen sei.

Ein zweiter Weg, auf welchem das Wasser in das Innere des Sperrenkörpers eindringen konnte, führt durch das wasserseitige *Verkleidungsmauerwerk*. Die Herstellung desselben hatte laut Vorschreibung aus Bruchstein mit wasserdichtem Mörtel und wasserdichter Verfugung zu erfolgen, wobei auf einen guten Anschluss an den dahinterliegenden Vorsatzbeton zu sehen war. Die Einhaltung dieser Bedingung stiess bei der Bauausführung auf erhebliche Schwierigkeiten. Der Arbeitsvorgang machte es notwendig. dass vor Herstellung einer Betonschichte die Mauerung des Verkleidungsmauerwerkes erfolgt, wobei wasserseits nur eine Steinschar verlegt werden konnte. Es ist nun ausgeschlossen, den Mauermörtel so zu verarbeiten, dass derselbe wasserdicht wird. Die Körnung des Sandes und der Zementzusatz entsprachen vollkommen den Forderungen nach Wasserdichtheit. Hingegen war es nicht möglich, dem Mörtel durch entsprechenden Wasserzusatz und ausgiebiges Stampfen ein wasserdichtes Gefüge zu geben. Der Mörtel der Lagerfuge konnte wohl mit der Kelle etwas bearbeitet, aber nicht gestampft werden; das Gewicht des darauf liegenden Steines wirkte nur bis zu einem gewissen Grade verdichtend auf den Mörtel. Falls der Mörtel zu dünn angemacht war, so rann er aus der Fuge aus, wodurch es unmöglich war, den zu versetzenden Stein in die richtige Lage zu bringen und in der richtigen Lage zu erhalten; der Mörtel musste daher ziemlich trocken sein. Durch mehrmaliges Aufkanten und Rücken des Steines wird die Bildung von Hohlräumen in der Lagerfuge begünstigt. Zum Schliessen der Stossfuge durfte ebenfalls nicht dünner, breiiger Mörtel verwendet werden, weil derselbe ausgeronnen wäre. Selbst der trocken gehaltene Mörtel konnte dort nicht ausgiebig gestampft werden, weil die Fuge an der Vorder- und Rückseite keine feste Begrenzung hatte. Es mangelte daher dem Mauerwerk sowohl der satte Anschluss des Mörtels an den Stein, wie auch das wasserdichte Gefüge des Mörtels.

Der Verfugmörtel sollte ebenfalls wasserdicht sein und an den Bruchstein anschliessen. Die erste Bedingung war unschwer einzuhalten. Die zweite Bedingung war schwieriger zu erfüllen. Damit der Mörtel alle Unebenheiten des Bruchsteins gut ausfüllt, musste er weiche Konsistenz haben. Wurde jedoch der Mörtel wegen der besseren Streichfähigkeit zu weich gemacht, so hatte er das Bestreben, durch das Eigengewicht sich zu setzen; hiebei löste er sich aber vom Stein los. Das Bemühen des Maurers, den weichen Mörtel durch wiederholtes Nachstreichen mit den Glätteisen hinaufzudrücken und einen guten Anschluss an den Stein wieder herzustellen, blieb meistens erfolglos oder führte nur dazu, dass nur oberflächlich eine Verkittung der weiter hinten noch offenen Fuge erfolgt. Dieser Umstand war nicht unbekannt und hatte zu einer zwei bis dreimaligen Nacharbeit an der Verfugung geführt. Bei genauer Besichtigung der Sperre fand man jedoch noch eine stattliche Zahl solcher Stellen, wo die Verfugung nicht gut an den Stein anschloss. Anlässlich der Ein-

spritzungsversuche wurden solche Stellen ebenfalls sehr deutlich wahrnehmbar, weil dort Luft, Wasser oder Zementmilch herausgepresst wurde.

Der zur Verkleidung verwendete Gneis ist vollkommen wasserdicht.

Eine weitere Bedingung für das Sperrenmauerwerk war ein guter Anschluss des Vorsatzbetons an die Steinverkleidung, eine Bedingung, deren Einhaltung bei der Bauausführung auf Schwierigkeiten stiess. Die verwendeten Bruchsteine waren so behauen, dass sich damit ein gutes Schichtenmauerwerk mit sehr schöner Fassade herstellen liess. Die den Beton zugekehrte Stelle der Steine war jedoch nicht bearbeitet und wies infolgedessen meistens sehr unebene Flächen mit oft überhängenden Vosprüngen auf. Das Stampfen des Betons entlang der Rückseite einer Steinschar war sowohl durch die abwechselnd verlegten Binder und Läufer, sowie auch durch die Vorsprünge und Unebenheiten der einzelnen Steine sehr behindert; die Wirkung des Stampfers auf den Beton unterhalb der genannten Vorsprünge sowie in der Ixe zwischen Stein und Beton konnte nicht ausgiebig genug erfolgen. Weiters wirkte sich der Umstand noch ungünstig aus, dass oftmals eine erst frisch verlegte Steinschar sofort hinterbetoniert werden musste. In solchen Fällen konnte es nur zu leicht geschehen, dass durch kräftiges Stampfen in unmittelbarer Nähe der Steinschar der eine oder andere Stein aus seiner richtigen Lage geschoben wurde. Es war naheliegend, dass die Arbeitsmannschaft in unbewachten Augenblicken die Stampfarbeit entlang der Steine vernachlässigte, um dadurch Nacharbeiten am Verkleidungsmauerwerk zu verhüten. Die weitere Folge davon war, dass der Beton, welcher an die Steine anschloss, nicht plastisch und dicht genug sein konnte. Es kann daher das Wasser, welches durch das Verkleidungsmauerwerk eindringt, an der Rückseite der Steine einen Weg finden. Man darf wohl mit ziemlicher Sicherheit annehmen, dass das Wasser beim Durchgange durch das Verkleidungsmauerwerk nur einen geringen Druckhöhenverlust erleidet. Es stand daher in diesem Falle der Vorsatzbeton unter dem unverminderten statischen Wasserdruck.

Bei der Nordsperre am Spullersee, wo an der Wasserseite prismatische Betonkunststeine als Läufer und Binder in Zementmörtel verlegt wurden, waren die Verhältnisse in dieser Hinsicht wesentlich günstiger, weil die ebenen Flächen der Verarbeitung des Betons keine Hindernisse bereiteten und dort ohne Nachteile ausgiebige Stampfarbeit geleistet werden konnte.

Das Profil der Tauermoos-Sperrmauer weist hinter dem Verkleidungsmauerwerk eine Vorsatzbetonschichte auf, die wasserdicht sein soll; diese Schichte wird nur durch die Dehnungsfugen unterbrochen. Am Orte der letzteren sind besondere Dichtungsmassnahmen vorgesehen worden. Es ist nicht nur möglich, sondern auch wahrscheinlich, dass das Wasser, welches unter Druck steht, durch den Vorsatzbeton durchgepresst wird. Inwieferne die Möglichkeit hiefür besteht, soll im Nachstehenden untersucht werden.

Der beste Vorsatzbeton einer Sperre ist jener, welcher wasserdicht ist. Die Güte dieses Betons ist abhängig von der Zusammensetzung und, da er als Stampfbeton verarbeitet wird, von der Verarbeitung. Die erstere Eigenschaft wird durch die richtige Wahl des Mischungsverhältnisses, der Körnung, des Wasserzusatzes, und durch die maschinelle Mischung gewährleistet; kleine Unregelmässigkeiten dürfen

innerhalb gewisser Grenzen vorhanden sein und dürfen keinen Einfluss auf die Güte haben.

Das vorgeschriebene Mischungsverhältnis bezog sich auf trockene Zuschlagsstoffe. Es stand jedoch nur durchnässtes, natürliches Grubenmaterial zur Verfügung, dessen Feuchtigkeitsgrad in rascher, sprunghafter Folge Änderungen innerhalb der Grenzen von 3.5 bis 10 Hundertteilen unterworfen war. Nachdem der Hohlraum eines Sandgemenges vom Wassergehalt sehr abhängig ist und in dem angegebenen Bereiche zwischen 55.5% und 38.9% schwankte, musste dieser Erscheinung bei der Zumessung von Sand und Kies unter der Voraussetzung einer gleichbleibenden Zementdosis für jede Mischung Rechnung getragen werden. Da jedoch die Schwankungen nicht immer rechtzeitig mit dem richtigen Wert erfasst werden konnten, wurde ein Durchschnittswert für einen gewissen Zeitabschnitt zugrunde gelegt; dadurch wurde jedoch auch der Zementgehalt im fertigen Beton Schwankungen um einen Mittelwert unterworfen, deren Fehlerbereich beim Vorsatzbeton zwischen +10.9 kg=3.9% bis−0.1 kg=2.9% für 1 m^3 Beton betrug. Es war daher ein Grossteil aller Mischungen mit einem Fehler behaftet, welcher die Gleichmässigkeit des Betongefüges beeinträchtigte und im Zusammenhang mit anderen ungünstigen Umständen auch für die angestrebte Wasserdichtheit des Betons die Vorbedingung verschlechterte. Diese Fehlerquelle und deren Auswirkungen konnten durch die Baueinrichtung in der Folgezeit wohl auf ein erträgliches Mass eingedämmt, jedoch nicht gänzlich ausgeschaltet werden.

Die eingehende Erforschung dieses an sich nicht unbekannten Problems führte zu wichtigen Ergebnissen, die nicht nur für den Tauernmoossand gelten, sondern verallgemeinert werden können. Die Veränderungen, denen der Hohlraum des trockenen Sandes bei zunehmendem Feuchtigkeitsgehalt unterworfen ist, bestehen in den meisten Fällen aus Raumvergrösserungen, die nach aussen als Zunahme des Rauminhaltes in Erscheinung treten, jedoch einem linearen Gesetz nicht folgen. Aus den Versuchsergebnissen lässt sich die Forderung ableiten, dass es empfehlenswert wäre, entweder möglichst trockenen oder ziemlich nassen Sand zu verwenden, weil im Bereiche dieser extremen Feuchtigkeitsverhältnisse die Streuung gering ist. Bei Verwendung von Quetschsand treten solche ideale Verhältnisse auf, wenn derselbe trocken gelagert wird; bei den Spullerseesperren, wo ausnahmslos gebrochene Zuschlagstoffe verwendet wurden, war daher ein Einfluss dieser Fehlerquelle vollkommen ausgeschieden. Weiters wurde festgestellt, dass die Korngrösse nicht nur für das Mass der Veränderungen des Hohlraumes, sondern auch für den Höchstwert ausschlaggebend ist und dass für gebrochenen Sand bedeutend höhere Werte ermittelt wurden, als für den Natursand.

Es sei ausdrücklich hervorgehoben, dass diese untersuchten Erscheinungen über die Änderung des Hohlraumes für die Wirtschaftlichkeit im Bauwesen bedeutungsvoll sind und nicht unberücksichtigt bleiben sollen. Für die Baudurchführung steht meistens nur feuchter Sand und Kies zwischen 2 und 6% Feuchtigkeitsgehalt zur Verfügung, während das vorgeschriebene Mischungsverhältnis — insofern dasselbe Raumanteile vorschreibt — auf getrocknete Zuschlagsstoffe bezogen wird. Eine Ausserachtlassung obiger Erkennt-

nisse verursacht daher eine Verschwendung von Bindemitteln und eine Erhöhung der Gestehungskosten.

Die starken Schwankungen im Feuchtigkeitsgehalt der Zuschlagsstoffe verursachten notwendigerweise auch bei der Bestimmung der

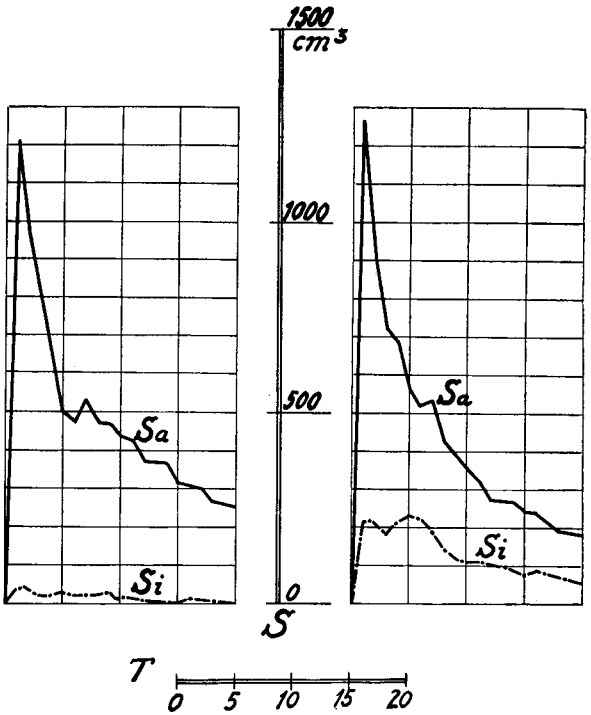


ABBILDUNG 5.—**Wasserdurchlässigkeitsversuch mit Probekörpern aus Kernbeton 190 Kg P. Z. bei 2.2 Atm. Wasserdruck.** — Test on water permeability of concrete specimen of 190 kg P. cement per m³, water pressure 2.2 atm. — Essais de perméabilité d'éprouvettes de béton: 190 kg de ciment P. par m³, pression de l'eau: 2.2 atm. — Ensayo de permeabilidad de muestras de hormigón: 190 kg de cemento P. por m³, presión del agua: 2.2 atm.

S. **Masstab für das durchgepresste Wasser cm³ je 24 Std.** — Scale in cm³ of water percolating during 24 hours. — Échelle en cm³ de l'eau filtrant durant 24 h. — Escala en cm³ del agua que se filtra en 24 h.

T. **Masstab für die Versuchszeit in Tagen.** — Scale for the test period in days. — Échelle du nombre de jours des essais. — Escala del número de días de los ensayos.

Sa. **Wasserdurchgang in der Randschichte in cm³ je 24 Stunden.** — Water percolation through the outer part in cm³ per 24 hours. — Éprouvettes prélevées dans les couches superficielles. — Infiltración de agua en la parte exterior en cm³ por 24 horas.

Si. **Wasserdurchgang im inneren Teil in cm³ je 24 Stunden.** — Water percolation through the inner part in cm³ per 24 hours. — Éprouvettes prélevées dans le corps du barrage. — Infiltración de agua en la parte interior en cm³ por 24 horas.

zusätzlichen Wassermenge Schwierigkeiten, die in weiterer Folge zu Ungleichmässigkeiten in der Konsistenz des Betons führten; dadurch war hinsichtlich der Dichtheit des Betons eine neue Fehlerquelle vorhanden, deren Beseitigung durch die üblichen Konsi-

stenzmesser wegen Zeitmangel nicht möglich war; Erfahrung und Übung bei der Erzeugung und Verarbeitung des Betons im Zusammenhang mit fallweisen Kontrollmessungen erwiesen sich in diesem Falle als die verlässlichsten Helfer.

Der Zementgehalt des Betons wurde auf Grund eingehender und zahlloser Versuche ermittelt, wobei die bekannten unvermeidlichen Fehlerquellen in der Aufbereitung und Verarbeitung durch einen kleinen Überschuss an Zement Berücksichtigung fanden. Die Druckfestigkeit und die Frostbeständigkeit waren unter allen Umständen gesichert. Die Erfahrungen bei Bau, sowie die Untersuchungen und Überprufungen ergaben, dass der Bindemittelzusatz richtig gewählt worden war.

Die seinerzeitigen Erprobungen von Betonkörpern auf Wasserdurchlässigkeit zeitigten Ergebnisse, die auf den im Grossen zur Verarbeitung und Erzeugung kommenden Sperrenbeton nicht ohne Vorsicht übertragen werden konnten, die jedoch bei der späteren Erforschung der Undichtheiten und ihrer Ursachen einen wertvollen Wegweiser mit richtigen Anhaltspunkten ergaben. Die Höhe der verwendeten zylindrischen Probekörper betrug 15 cm, der Durchmesser 20 cm, die bei der Herstellung verwendete Blechform wurde bei der Erprobung auf dem Probekörper belassen. Die beiden ebenen Flächen wurden durch Aufrauhen von der dichtenden Zementhaut befreit; lediglich am Rande, wo die Gummidichtung der Einspannvorrichtung auflag, wurde zwecks Erzielung eines dichten Anschlusses die Fläche unbearbeitet gelassen. Die für die Druckprobe zur Verfügung stehende Trinkwasserleitung wies einen gleichbleibenden Wasserdruck von 2.2 Atm. auf. Die Versuchseinrichtung ermöglichte das gesonderte Auffangen und Messen des Seiten- oder Mantelwassers und des Mittenwassers. Die Auswertung der Ergebnisse kam zu der Schlussfolgerung, dass die Durchlässigkeit mit der Steigerung des Zementgehaltes abnimmt, dass für das in Aussicht genommene Mischungsverhältnis der Zuschlagsstoffe eine Zementmenge von 255 kg je 1 m^3 fertigen Betons als unterste Grenze zu bezeichnen ist und dass daher bei 280 kg je 1 m^3 eine ausreichende Sicherheit gegen Unregelmässigkeiten der baumässigen Erzeugung und Verarbeitung des Betons gegeben erscheint; bei allen Versuchskörpern, deren Zementgehalt zwischen 190 und 255 kg je 1 m^3 lag, liess die anfängliche Wasserdurchlässigkeit infolge der eingetretenen Selbstdichtung sehr bald nach, um nach mehr oder minder starken Schwankungen dem Nullwert zuzustreben (Abb. 5). Man konnte daher auf Grund der Versuche die Überzeugung gewinnen, dass allfällig im Sperrenkörper auftretende Sickerstellen mit geringer Wasserführung im Laufe der Zeit ganz sicher infolge der Selbstdichtung austrocknen werden.

Ein Vergleich der Schaulinien (Abb. 4 und 5) welche einerseits aus den Ergebnissen der Erprobungen, anderseits aus den Messungen der Sickerstellen gewonnen wurden, ergab eine grosse Übereinstimmung und liess zunächst den Schluss folgern, dass die Undichtheiten in der Sperrmauer auf die Wasserdurchlässigkeit des Betons zurückzuführen wären und dass mithin das Gefüge des Betons feinste Porengänge enthalten müsse, deren Querschnitt durch Selbstdichtung einer Verringerung oder gänzlichen Verschliessung unterworfen sei. Die weiteren Untersuchungen, insbesondere aber die am Sperrenkörper

durchgeführten Versuche liessen erkennen, dass dieser Rückschluss nur mit gewissen Einschränkungen Geltung habe und dass sowohl stellenweise ein poröses Gefüge des Betons vorhandensein kann, dass jedoch auch noch Ursachen anderer Art zu Undichtheiten führen können. Denn die an einzelnen Stellen des Sperrenkörpers vorgenommenen Abpressversuche mittels Druckluft von 6 Atm. ergaben, dass es im Sperrenkörper einen Vorsatzbeton gibt, der bei dem genannten

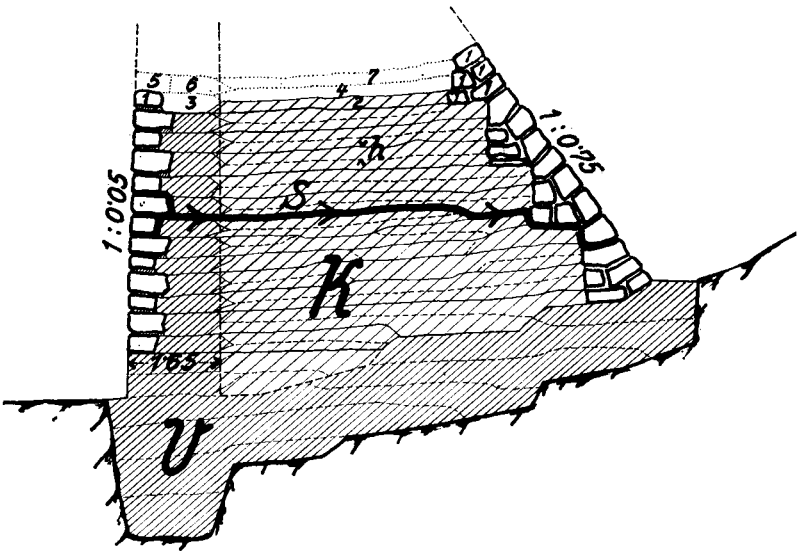


Abbildung 6.—**Mauerquerschnitt mit Arbeitsfugen, Sickerhorizont und Arbeitsfolge bei der Mauerwerksherstellung.** — Cross section showing construction joints, leakage line, and order of construction operation of the masonry of the facing and the concrete layers. — Profile montrant les joints de construction, la ligne d'infiltration et l'ordre de placement de la maçonnerie et des coulées de béton. — Perfil mostrando las juntas de construcción, la línea de infiltración y el orden de la colocación de la mampostería y de las capas de hormigón.

V. **Vorsatzbeton 280 Kg P. Z.** — Special concrete 280 kg P. cement. — Béton à 280 kg de ciment P. par. m³. — Hormigón especial a 280 kg de cemento P. por m³.
K. **Kernbeton 190 Kg P.Z.** — Concrete 190 kg P. cement. — Béton à 190 kg de ciment P. par m³. — Hormigón a 190 kg de cemento P. por m³.
S. **Sickerhorizont.** — Leakage line. — Ligne d'infiltration. — Línea de infiltración.
1–7. **Reihenfolge der Mauerwerksherstellungen.** — Order of construction operation. — Ordre de placement. — Orden de la colocación.
h. **Höhe der Betonschichten** =15 –20 cm. — Thickness of concrete layers. — Épaisseur des coulées. — Espesor de las capas de hormigón.

Druck vollkommen luftdicht hält; das eine der beiden zu diesem Zwecke hergestellten Bohrlöcher befand sich im Begehungsstollen, das andere im wasserseitigen Versatzbeton der Sperrenkrone, also in Mauerteilen die weit voneinander entfernt und zu verschiedenen Zeiten hergestellt worden waren. Ein zweiter Versuch, bei welchem zwei Bohrlöcher derart bis in den Kernbeton angelegt waren, dass sie 20 cm oberhalb eines bekannten, wasserführenden Horizontes endigten, hatte das Ergebnis, dass der Luftdruck verhältnismässig langsam innerhalb

4 Minuten von 5.9 auf 5.6 Atm. sank und dass aber der unterhalb liegende Sickerhorizont überhaupt in keiner Weise beeinflusst worden war; mithin erwies sich an dieser Stelle, die im übrigen willkürlich gewählt worden war, auch der Kernbeton als fast luftdicht und daher auch als wasserdicht. Diese Versuchsergebnisse am Bauwerke selbst liessen den Schluss gerechtfertigt erscheinen, dass der Vorsatzbeton ein dichtes, wasserundurchlässiges Gefüge aufweist, dass aber auch der Kernbeton der Sperrmauer unter dem vorhandenen Druck nahezu wasserdicht ist.

Es sei darauf hingewiesen, dass die Abpressversuche mit Druckluft sich als sehr zweckdienlich erwiesen, weil das Vorhandensein von feinsten Porengängen festgestellt und das Verhalten des Sperrenbetons und der Verkleidungen beobachtet werden konnte. Pressluft ist bei solchen Bauwerken während des Baues stets vorhanden oder kann später aus fahrbaren Aggregaten leicht beschafft werden. Es lassen sich beliebige Stellen des Sperrenmauerwerkes abtasten.

Das strichweise Auftreten von Sickerstellen in wagrechten Horizonten dürfte nicht als eine Zufälligkeit bezeichnet werden, sondern liess darauf schliessen, dass das Wasser ebenfalls in wagrechten Zonen das Mauerwerk durchdringen müsse, und dass für die Beurteilung der Undichtheiten in erster Linie die zahlreichen *Arbeitsfugen* in Betracht zu ziehen seien, welche der Arbeitsvorgang notwending machte.

Es fiel dem Beschauer der luftseitigen Mauerfläche sofort auf, und eine Betrachtung des Planes mit den eingezeichneten Sickerstellen (Abb. 2) bestätigte es, dass die stärksten Sickerstellen sich in unmittelbarer Nähe der wichtigsten Arbeitsfuge d.i. der Jahresfuge befanden. Es ist für das Urteil belanglos, dass die Austrittstellen sich mit der Betonfuge nicht genau decken, sondern meist tiefer liegen, da das Wasser im Bereich des Bruchsteinpflasters herabsinkt, aber im übrigen Teil des Mauerwerkes einen sehr verwickelten Lauf nehmen kann.

Dem endgiltigen Urteil musste eine Überprüfung des Vorganges bei der Herstellung des Sperrenmauerwerkes vorausgehen. Oberhalb der Geländelinie waren in jedem Mauerungshorizont ständig vier verschiedene Mauerwerksgattungen gleichzeitig herzustellen (Abb. 6); ein guter Arbeitsfortschritt war nur dann möglich, wenn die Arbeiten bei allen vier Mauerwerksgattungen gleichen Schritt hielten. Nun wurde aber der Arbeitsvorgang von der Eigenart der einzelnen Mauerwerksgattungen bestimmend beeinflusst und die Leistung von dem Arbeitsfortschritt bei jener Mauerwerksgattung abhängig, die den verhältnismässig grössten Anteil an Arbeits- und Zeitaufwand für die Einheit des Sperrenmauerwerkes benötigte.

Die gleichzeitige Verarbeitung des Vorsatz- und Kernbetons im gleichen Horizont und im gleichen Mauerteil machte keine Schwierigkeiten. Die Schichten der beiden Betongattungen griffen entweder lappenartig übereinander oder kammartig ineinander, wodurch ein tadelloser Verband gewährleistet worden war.

Die Betonierung hätte tunlichst im fortlaufenden Betrieb erfolgen sollen, wodurch der Höhe nach mächtige Schichten ohne Arbeitsfugen entstanden wären.

Die Herstellung der beiden Bruchsteinverkleidungen musste der Betonierung vorauseilen, weil man dadurch Schalungen ersparte und einen besseren Verband und Anschluss an die Steinverkleidung erzielte.

Die Höhe der einzelnen waagrechten Schichten schwankte zwischen 20 und 40 cm. Nach dem Versetzen einer aus Bindern und Läufern bestehenden Steinschar musste hinter derselben aufbetoniert werden; erst dann konnte an das Versetzen der nächsten, oberhalb befindlichen Schar geschritten werden. Es war gänzlich undurchführbar, zwei übereinander liegende Steinscharen in einem Zuge zu versetzen, um für die ununterbrochene Betonierung einer geschlossenen Schichte von 40 bis 80 cm Höhe vorzusorgen. Während des Versetzens der Steinschar, die 2½ bis 3 Stunden in Anspruch nahm, musste daher die Betonierung des Vorsatzbetons unterbrochen werden; unterdessen setzte jedoch der Abbindevorgang schon ein oder war bei Beendigung dieser Arbeit schon so weit fortgeschritten, dass ein fugenloser Verband der übereinanderliegenden Betonschichten nicht mehr möglich war; ausserdem wurde der Beton dadurch beunruhigt und in seinem Gefüge verletzt, dass das Versetzen der Steine von der Innenseite der Mauer erfolgte, wobei die Mannschaft die soeben fertiggestellte Betonoberfläche als Arbeitsplatz benützen musste und bei den verschiedenen Verrichtungen das Gefüge des abbindenden Betons verletzte. Der Versuch, diesen Nachteil durch Beschleunigung des Arbeitsvorganges zu begegnen, verursachte Ungenauigkeit, grosse Mörtelfugen und mangelhafte Verarbeitung des Mörtels, ging also auch auf Kosten der Arbeitsgüte. Es entstanden daher im Versatzbeton viele Lamellen von 20 bis 40 cm Stärke, deren Berührungsflächen manchesmal verwischt waren, viel häufiger aber Trennungsfugen zwischen Betonschichten verschiedenen Alters darstellten.

Es sei hier eingefügt, dass die Vermauerung der Kunststeine in der Nordsperre am Spullersee den gleichen Arbeitsvorgang bedingte, dass jedoch dort ein störungsloser Arbeitsvorgang eingehalten werden konnte, der ein Minimum an Arbeitsfugen zur Folge hatte. Die 30 x 30 x 60 cm grossen Kunststeine brauchten keinerlei Bearbeitung und liessen sich wegen der gleichen Grösse und gleichen Fugenweite wie die Steine eines Baukastens in kürzester Zeit gut und richtig versetzen.

Es wurde immer wieder beobachtet, dass die erste Betonschichte, welche auf einer harten Unterlage, also auf einer erhärteten Arbeitsfuge frisch aufgebracht worden war, auch bei ausgiebigstem Stampfen nicht die entsprechende plastische Konsistenz annahm und dass das Durchkneten der Betonmasse nicht in dem Masse erfolgte, als es der plastische Beton zur vollkommenen Dichtheit des Gefüges unbedingt erfordern würde. Die vorgeschriebene Behandlung von erhärteten Arbeitsfugen nahm auf diesen Umstand Rücksicht, sie bedeutete aber bei der grossen Anzahl von Arbeitsfugen für den Arbeitsfortschritt ein Hemmnis. Es war daher die Annahme berechtigt, dass der unmittelbar an eine erhärtete Arbeitsfuge anschliessende Vorsatzbeton hinsichtlich der Dichtheit Mängel aufweisen konnte und dass daher das Wasser längs der Arbeitsfuge einen Weg geringeren Widerstandes finden und verfolgen konnte.

Diese Vorstellung könnte nicht Anspruch auf Richtigkeit haben, wenn sie nicht auch auf dem Versuchswege bestätigt worden wäre.

Im Mauerteil 2 lagen bei Vollstau zwei deutlich wahrnehmbare Sickerhorizonte auf der Höhe 2002.50 und 2002.70 übereinander; der sehr geringe Wasseraustritt erstreckte sich bei Ersterem auf rund

11 m, bei Letzterem auf rund 7 m. Es wurden an der Wasserseite unter 45° nach abwärts führende Bohrlöcher von 1.20 m Länge gemacht, welche die Bruchsteinverkleidung durchörterten und im Versatzbeton den oberen Sickerhorizont auf Höhe 2002.70 erreichten. Zunächst wurde durch ein Loch Druckluft 6 Atm. Druck eingepresst; der Druck sank sehr rasch auf 0.25 Atm. Wasserseitig wurde aus dem genannten Horizont auf 6 m Länge Luft herausgepresst; luftseitig wurde zunächst Wasser aus dem Sickerhorizont unter Druck herausgeschleudert, hierauf erfolgte starker Luftaustritt. Dieselbe Beobachtung wurde beim Einpressen von Druckluft in dem zweiten, 3.26 m entfernten Loch gemacht, welches denselben Horizont erreichte. Nach Aufhören des Druckes setzten Sickerungen bald wieder ein, jedoch war die Wasserführung stärker als vorher, ein Zeichen, dass in den wasserführenden Kanälchen durch die strömende Luft Hindernisse beseitigt worden waren.

Nun wurde zur Fortsetzung des Versuches durch das letztgenannte Loch dünne Zementmilch im Mischungsverhältnis 1:1 mit 6 Atm. Druck eingepresst. Hiebei trat anfänglich in dem oberen Horizont an der Wasser- und Luftseite Zementmilch auf 5 m Länge aus; bald jedoch liess die austretende Menge nach und hörte schliesslich ganz auf; der Luftdruck, der ständig beobachtet worden war, sank anfänglich auf 5 Atm. blieb jedoch zum Schlusse unverändert auf 6 Atm. Während der Abpressungen mit Druckluft und der Einspritzung mit Zementmilch wurde an dem um 20 cm tiefer liegenden Sickerhorizont keinerlei Wirkung beobachtet, an der Wasserführung desselben hatte sich nichts geändert.

Nun wurden nach 6 tägiger Unterbrechung der Versuche unmittelbar neben den beiden ersten Löchern zwei andere längere Löcher gebohrt, die den unteren Sickerhorizont auf Höhe 2002.50 errichten. Beim Einpressen von Druckluft zeigten sich dieselben Erscheinungen wie vorher bei den ersten zwei Löchern, jedoch blieben dieselben auf dem unteren Horizont beschränkt; der obere Horizont war durch die vorhergehenden Zementeinspritzung vollkommen gedichtet worden. Auch beim Einspritzen von Zementmilch kam dieselbe zunächst an der Wasserseite, dann aber auch an der Luftseite zum Vorschein. Bei Beendigung des Versuches wurde der Druck in unveränderter Höhe gehalten; der Sickerhorizont konnte fast gänzlich gedichtet werden. Die Menge der vom Beton aufgenommenen Zementmilch konnte wegen der schwer erfassbaren Verluste nicht festgestellt werden.

Bei den vorgenommenen 45 Versuchen wurden 15 verschiedene Stellen des Sperrenkörpers abgetastet und hiebei immer wieder festgestellt, dass der Vorsatzbeton an Stellen, wo keine undichten Arbeitsfugen lagen, sich als vollkommen wasserdicht erwies und ungünstigenfalls nur Kapillarporengänge kleinen Querschnittes enthalten konnte, die in kürzester Zeit durch Selbstdichtung gänzlich und dauernd verschlossen wurden; beim Versuch, dünne Zementmilch unter Druck von 6 Atm. einzuspritzen, war ein Verbrauch an solcher nicht feststellbar. An Stellen, wo keine Sickerungen zu Tage traten, waren auch die Arbeitsfugen vollkommen wasserdicht. Selbst der Kernbeton war in den zwischen undichten Arbeitsfugen liegenden Lamellen praktisch wasserdicht. Hingegen konnten im Bereiche der wasserundurchlässigen Arbeitsfugen Porenkanäle von solcher Grösse

vermutet werden, dass unter einem Druck von 6 Atm. dünne Zementmilch raschestens durchbefördert werden konnte und dass erst durch Einspritzen von dicker Zementmilch und Verwendung eines Druckes von 4 Atm. eine Verschliessung und Dichtung der Porengänge möglich war. Schliesslich wurde festgestellt, dass das Sickerwasser in einem wasserführenden Horizont nicht als geschlossenes Wasserband von mehr oder minder grosser Breite durch die Mauer geführt wird, sondern dass die Wasserführung auf getrennt liegende Porengänge verschiedenen Querschnittes beschränkt war. Auch der Eintritt des Wassers in den Vorsatzbenton an der Wasserseite erfolgte nicht durch eine zusammenhängende offene Fuge, sondern ebenfalls durch Poren und durch die zwischen dem Steingerüst des Betons offen gebliebenen Zwischenräume. Es erschien ausgeschlossen, dass irgend eine Arbeitsfuge auf eine geschlossene, mehr oder minder grosse Länge oder Breite einen Unterdruck erhalten konnte.

Die Beweisführung über die Ursache der Undichtheit erschien nach den Versuchen in erschöpfender Weise abgeschlossen.

Die seit dem Bestande der Staumauer fortgeführten Beobachtungen ergaben, dass mit einigen Ausnahmen auch die Porengänge mit grösserem Querschnitt durch Selbstdichtung wasserundurchlässig geworden sind.

Es möge noch ein vorbereitender Versuch angeführt werden, der über die Dichtheit einer Arbeitsfuge Aufschluss geben sollte. Ein hiezu bestimmter Probekörper, der aus Vorsatzbeton bestand, wurde in zwei getrennten Zeitabschnitten hergestellt, wobei die Arbeitsfugen nach Erhärtung des Betons lediglich mit einer Stahldrahtbürste aufgerauht und gewaschen worden war. Vor dem Betonieren der zweiten Hälfte wurde dünne Zementmilch auf die Fugenfläche gegossen. Um an der Seitenfläche den Austritt des Wassers zu erschweren, wurden am Umfange zwei Verzahnungen gemacht. Die Druckrichtung des Wassers war parallel zur Fläche der Arbeitsfugen. Die beiden Probekörper hatten nicht das gleiche Ergebnis, jedoch war in beiden Fällen die Undichtheit grösser als bei den Probekörpers aus Vorsatzbeton ohne Arbeitsfuge. Es zeigte sich schon bei diesen zwei Versuchen, dass die Behandlung der Arbeitsfuge in dieser Art nicht verlässlich ist und dass auf eine sorgfältige Behandlung der Fugen beim Baue geachtet werden müsse.

Bie der Südsperre am Spullersee wurde zwischen zwei Schalungen, bie der Nordsperre zwischen der Kunststeinverkleidung und einer Schalung betoniert und Schichthöhen bis 1.80 m ohne Unterbrechung hergestellt. Die Zahl der Arbeitsfugen war daher sehr klein. Für die Abdichtung derselben wurde besonders grosse Mühe und Sorgfalt aufgewendet. Der Erfolg ist aber auch nicht ausgeblieben. Es entstanden nur an wenigen Stellen vorübergehend ganz kleine Sickerungen, deren Wassermenge nicht messbar war.

Die Herstellung der *luftseitigen Verkleidung* verursachte bei keiner der drei Talsperren Erschwernisse, da dort die Mauerstärke nicht genau eingehalten werden brauchte; man konnte ohne Bedenken vor der Betonierung die Pflasterung etwa 1 m hoch vorauseilen lassen, wobei wegen der schrägen Lage eine Untermauerung mit gewöhnlichem Bruchstein ausreichend war. Die Rauheit und Unebenheit der Steine ermöglichte einen ziemlich guten Verband mit dem benachbarten Kernbeton; der Anschluss an den Beton war naturgemäss

sehr lückenhaft, jedoch zur Erfüllung der statischen Bedingungen vollkommen ausreichend.

Einige Einspritzversuche, welche durch Bohrlöcher an der Luftseite der Tauernmoossperre vorgenommen wurden, gaben über die Dichtheit des Mauerwerkes in den Fugen und über den Anschluss des Bruchsteinpflasters Aufschluss. Der Bereich, bis zu welchem beim Abpressen mit Druckluft von 6 Atm. ein Luftaustritt aus dem Bruchsteinpflaster zu bemerken ist, lässt sich mit einer flachen Ellipse umschreiben, deren Verlauf durch die Dehnungsfuge unterbrochen oder gestört werden kann. Es ist daraus zu ersehen, dass in wagrechter Richtung ein kleinerer Widerstand für die durchströmende Pressluft vorhanden ist als in der Richtung nach oben und unten, dass also hinter der Verkleidung in wagrechter Richtung der Anschluss des Betons zonenweise schlechter ist, als in der anderen Richtung. Andererseits ist zu erkennen, dass an der Dehnungsfuge wo die beiden Mauerteile stumpf aneinanderstossen, der dort vorhandene Fugenmörtel so dicht hält, dass die Pressluftwirkung sich im benachbarten Teil nicht auswirkt.

Im Zusammenhang mit allen Untersuchungen, Beobachtungen, Versuchen und Erwägungen konnte die Frage, ob die Sickerstellen den Bestand der Tauernmoossperre gefährden hätten können, entschieden verneint werden.

Für die Standberechnung wurde an der Wasserseite der Auftrieb mit 50% und an der Luftseite mit 0% des vollen Wasserdruckes und dazwischen mit gradlinigem Verlauf angenommen; tatsächlich kann der Auftrieb nur mit einem verschwindend kleinen Bruchteil zur Wirksamkeit kommen. Auch in der Gründungssohle konnte an den vorgesehenen Beobachtungsstellen bei Vollstau kein Unterdruck festgestellt werden.

Da 450 m², das sind 15% der gesamten wasserseitigen Fläche, auf Mörtelfugen entfallen, deren Wasserdichtheit unvollkommen ist, muss ein verhältnismässig grosser Teil der an die Bruchsteinverkleidung anschliessenden Fläche des Vorsatzbetons dem vollen Wasserdruck ausgesetzt sein, dessen Druckgefälle jedoch knapp hinter dieser Fläche auf Null herabsinken dürfte.

Ein gefährlicher Feind des wasserdurchtränkten Betons ist infolge unserer klimatischen Verhältnisse, der Frost. Die Bruchsteinverkleidung bildet jedoch einen hervorragenden Schutz sowohl beim Abbinden als auch in der folgenden Zeit und verhindert die schädlichen Auswirkungen der starken Tagesschwankungen der Lufttemperatur auf das Mauerwerk. Eine Eisbildung im Innern des Mauerkörpers war auch während der andauernd kalten Jahreszeit nicht zu befürchten, denn das aus den Sickerstellen austretende Wasser wies stets Temperaturen über 0° C auf.

Die schwächsten Stellen der ganzen Sperre sind die Mörtelfugen des Verkleidungsmauerwerkes, die wiederholt durchfeuchtet werden und schliesslich vom Frost beschädigt werden können; die Ausbesserung dieser Schäden wird jedoch erst in ferner Zeit notwendig und ist dann ohne grosse Kosten und Schwierigkeiten durchführbar.

Von grösster Bedeutung für den weiteren Bestand der Sperrmauer ist die Tatsache, dass eine fast vollständige Trockenlegung des Mauerwerkes im Laufe von vier Jahren erfolgt ist und dass infolgedessen eine Verminderung der Substanz des Mauerkörpers durch

Sickerwässer, die das Mauerwerk durchdringen und lösliche Kalkverbindungen abbefördern, weiterhin ausgeschlossen ist. Die Aufzählung aller Vorgänge, welche bei der Selbstdichtung des Betons eine Rolle spielen, wäre unvollständig, wenn man gerade bei der Tauernmoossperre nicht hinweisen würde, dass auch eine Dichtung auf mechanischem Wege erfolgt sein muss. Die trübe und milchige Färbung des Gletscherwassers ist auf den Gehalt feinster Gesteinsteilchen zurückzuführen, die sich sehr lange im Wasser schwebend erhalten. Solche Schwebestoffe werden nicht nur an den vom Wasser benetzten Flächen, so z.B. am wasserseitigen Verkleidungsmauerwerk abgelagert, sondern auch mit dem Wasser in das Mauerwerk verfrachtet und dort in den Poren abgesetzt, wo eine Querschnittsverkleinerung die unmittelbare Folge ist. Wasserproben, die wasser- und luftseitig an den Sickerstellen unternommen und auf den Gehalb von Schwebestoffen untersucht wurden, bestätigen die Richtigkeit der Annahme. Dieser natürliche Vorgang, der sich ohne menschliches Zutun abspielte, war bei der Selbstdichtung des Betons ganz wesentlich beteiligt und hat sicher dieselbe sehr beschleunigt.

Wenn man aus den Ergebnissen der vorstehenden Untersuchungen und auf Grund der Bauerfahrungen für die Zukunft eine nutzbringende Folgerung ziehen wollte, so würde sich dieselbe bei einer Staumauer im Hochgebirge hauptsächlich darauf beschränken lassen dass die mit den Arbeitsfugen zusammenhängenden Fehlerquellen auf ein erträgliches Mindestmass gebracht werden müssen und dass die Zahl der Arbeitsfugen möglichst klein ausfällt. Es wäre mithin lediglich bei der Ausgestaltung dar wasserseitigen Mauerbegrenzung zu erwägen, ob nicht beim Arbeitsvorgang für eine Mauerungsschichte von 2 m Höhe vor der Betonierung das Bruchsteinmauerwerk freistehend aufgeführt werden soll oder ob nicht ein dichterer frostsicherer und etwas fetterer Vorsatzbeton, so wie z.B. bei der Südsperre am Spullersee, zweckmässiger sein würde. Eine Kunststeinverkleidung dürfte wegen der hohen Kosten meistens aus der Erwägung ausscheiden, obwohl die Erfahrungen bei der Nordsperre sehr günstig waren. Alle übrigen Einzelheiten können mit Vorteil beibehalten werden.

Es hat sich zweifellos die Erkenntnis durchgesetzt, dass die Wasserdichtheit des Betons durch die Beschaffenheit seiner Grundstoffe und seines Gefüge erreicht und gewährleistet werden muss und dass auf Zusätze verzichtet werden kann, welche durch ihre chemische, physikalische und mechanische Wirkung bekannt geworden sind und häufig anempfohlen werden. Jeder Zusatz ist mit Erschwernissen im Arbeitsvorgang verbunden, verursacht neue Fehlerquellen und vermindert den Arbeitsumfang und daher die Kosten nicht; für Bauherstellungen grossen Umfanges mit vorzüglicher Einrichtung kann mit Zement allein unter allen Umständen das Auslangen gefunden werden.

Die Anstriche, welche auf der Betonoberfläche aufgebracht werden, haben meist wasserabweisende Wirkung und sollen daher das Eindringen vom Wasser verhindern. Im Hinblick auf die beschränkte Lebensdauer eines jeden Anstriches ist auch dessen Wirkungsdauer zeitlich mehr oder minder begrenzt und seine Wirkungsweise als unverlässlich zu bezeichnen, falls er nicht rechtzeitig erneuert wird. Demgemäss ist die Erhaltung desselben insbesonders an der benetzten Wasserseite mit Schwierigkeiten betriebstechnischer und technischer Natur verbunden. Das bei den beiden Spulerseesperren verwendete

Inertol, das in zwei Flüssigkeitsgraden geliefert und als Doppelanstrich aufgetragen wurde, hat sich bisher auf den schattseitigen Betonflächen gut gehalten; an den sonnenbestrahlten Flächen, namentlich an der Luftseite der Südsperre haben im Verlaufe der ersten Jahre des Bestandes schuppenartige Abblätterungen stattgefunden. Die Schuppen hatten kegelförmige Gestalt, die Höhe derselben betrug bis zu 2 mm, d.i. das Mass bis zu welchem der erste Inertolanstrich in den Beton eingedrungen ist. Durch den Anstrich, der schwarz ist, scheint die dünne, mit dem Anstrichmittel durchtränkte oberflächliche Betonschichte ein bedeutend grösseres Wärmeaufnahmsvermögen zu erhalten, als der unterhalb liegende Beton; in weiterer Folge werden Spannungsunterschiede ausgelöst, denen der Beton nicht gewachsen ist und die zu einer Zerstörung des Betongefüges führen. Es handelt sich mithin um eine schädliche Wirkung, die bei schalreinem, naturfarbenen Beton niemals eingetreten wäre und die lediglich durch den Anstrich verursacht worden ist. Der Beton an der Luftseite weist an sich vorzügliche Beschaffenheit auf, ist nach fast zehnjährigem Bestande so gut erhalten, dass die Schalungsnähte unverändertes Aussehen haben.

Wenn auch die im Vorstehenden behandelten drei österreichischen Talsperren hinsichtlich ihrer Grösse den meisten anderen Talsperren derselben Entstehungszeit nachstehen, so entbehren sie nicht des Interesses für den Fachmann, denn nicht nur der plastische Stampfbeton, dessen Zusammensetzung und Frostbeständigkeit haben die Vorbedingungen für eine Spitzenleistung der österreichischen Ingenieurtechnik geschaffen, sondern auch die Erkenntnisse über die Wasserdichtheit des Betongefüges und die Erfahrungen bei der Herstellung des wasserdichten Betons und der Bruchsteinverkleidungen wurden bei der Errichtung dieser Talsperre wesentlich erweitert.

ZUSAMMENFASSUNG

Von den drei Talsperren, welche die österreichischen Bundesbahnen anlässlich der Elektrifizierung des westlichen Bahnnetzes errichteten, wies die als letzte erbaute Staumauer am Tauernmoosboden des Stubachkraftwerkes bereits beim ersten Anstau geringe, unbedenkliche Wasserdurchsickerungen auf; dieselben gaben Veranlassung, die Ursache von Wasserdurchlässigkeit des Betonmauerwerkes und der Bruchsteinverkleidungen nicht nur in diesem besonderem Fall, sondern auch im Allgemeinen zu erforschen.

Nach einer Beschreibung der Beobachtungen werden die in Betracht kommenden möglichen Wege des Wassers durch den Sperrenkörper einer Beurteilung unterzogen; die Erwägungen, welche auch auf den Aufbau der einzelnen Sperrenteile und auf die Zusammensetzung des Betons eingehen, stützen sich auf die Beobachtungen am Bauwerke selbst von der Errichtung bis in die jüngste Zeit, sowie auf die planmässig vorgenommenen Versuche an Probekörpern und an der Sperre.

Als Ergebnis der Untersuchungen wird festgestellt, dass der Arbeitsvorgang bei der Herstellung des wasserseitigen Verkleidungsmauerwerkes auf die Betonierung hemmend wirkte und die Anordnung vieler dünner, wagrechter Betonlamellen mit zahlreichen, schwierig zu behandelnden Arbeitsfugen bedingte, und dass die

hiebei auftretenden und schwer zu bekämpfenden Fehlerquellen in ursächlichem Zusammenhang mit den Undichtheiten stehen; es wird jedoch nachgewiesen, dass die getroffenen Massnahmen unter den gegebenen Verhältnissen als vollkommen ausreichend bezeichnet werden können, um ein für praktische Zwecke vollkommen dichtes Mauerwerk mit unbeschränkter Bestanddauer zu erhalten. Am Bauwerke selbst wurde erhoben, dass die mit besten Baustoffen und grosser Sorgfalt hergestellte Bruchsteinverkleidung nicht Anspruch auf Wasserdichtheit erheben kann, weil der Arbeitsvorgang des Mauer- und Verfugmörtels ebenfalls Fehlerquellen in sich birgt, deren Einfluss wohl eingedämmt, jedoch nicht ausgeschaltet werden kann.

Es empfiehlt sich daher, bei künftigen Bauten ähnlicher Art, die Zahl der Arbeitsfugen dadurch möglichst gering zu halten, dass Betonschichten von grosser Höhe in einem ununterbrochenen Arbeitsgange hergestellt werden; die allfällige Verkleidung an der Wasserseite könnte vorteilhafterwiese durch einen sorgfältig zusammengesetzten, frostbeständigen und ohne Trennungsfugen hergestellten Vorsatzbeton oder durch Betonformsteine mit entsprechend grossen und geeigneten Abmessungen bewirkt werden. Bei Verwendung von Bruchsteinverkleidungen an der Wasserseite wäre Sorge zu tragen, dass dieselben vor oder nach der Betonierung des Sperrenkörpers ausgeführt werden können, wobei eine gegenseitige Hemmung der Arbeitsvorgänge vermieden werden muss.

SUMMARY

Of the three large dams which were erected by the Austrian Federal Railroads at the time of the electrification of the western system, the most recent is that of the Stubach Power Plant at Tauernmoosbaden. Even at the first trial, minor water leakage appeared. This brought about a search for the causes of the permeability of concrete dams and their masonry facings, not only in this special case, but also in general.

After a description of the observations made, the possible passage of water through the body of the dam is discussed. The consideration which is given to the construction of the individual parts of the dam and to the composition of the concrete is based on observations on the structure itself from the time of erection to the present, as well as on the systematic experiments on specimens and on the dam itself.

As a result of this research, it was determined that the building process of the masonry facing on the upstream side delayed the concrete pouring work and made it necessary to superimpose numerous thin concrete layers, separated by construction joints. This implied a difficulty in itself. The sources of faults so occurring are hard to eliminate and actually constitute a cause of the leakage. However it has been proven that under the prevailing circumstances the measures as applied are entirely sufficient to obtain a practically watertight dam of unlimited duration. It was found on the construction itself, that masonry facings, constructed with the best materials and with special care, cannot be made waterproof, as the setting process of the mortar in the facing masonry is, in itself, a source of faults, the influence of which might be limited but cannot be entirely eliminated.

Therefore, it is recommended for future similar projects that the

number of construction joints be kept as small as possible by building concrete layers of great thickness, each in a single operation; the facing on the upstream side should preferably be an apron of concrete, of carefully chosen composition, frost-proof, and without joints, or of concrete blocks of large and suitable dimensions. When using a masonry facing for the upstream side it should be noted that it could be erected before or after the concrete pouring of the body of the dam, but in such a way that the construction process could be carried out without hindrance.

RESUMÉ

Des trois barrages que les Chemins de Fer Autrichiens ont construit pour l'électrification du Réseau de l'Ouest, le dernier construit, le barrage de Tauernmoos (Centrale de Stubach), a montré, à la première mise en eau, des infiltrations minimes et sans inconvénient; cependant, en raison de ces infiltrations, on s'est occupé de rechercher les causes de cette imperfection d'étanchéité du béton et des parements en pierres, non seulement pour ce cas particulier mais aussi en général.

Après une description des observations faites, le rapport étudie les passages possibles suivis par l'eau à travers le corps du barrage; les considérations, concernant la construction des diverses parties de l'ouvrage et la composition du béton, s'appuient sur les observations faites sur place depuis la construction jusqu'à ces derniers temps, ainsi que sur les essais systématiques exécutés sur des éprouvettes et sur l'ouvrage lui-même.

Les recherches ont montré que la construction de la maçonnerie des parements, du côté amont, a gêné le bétonnage et a conduit au coulage du béton en plusieurs lamelles horizontales minces séparées par de nombreux joints de constructions, d'où difficulté d'exécution, et que les défauts, difficiles à éliminer, impliqués par cette méthode sont une des causes de l'imperfection d'étanchéite. Cependant, il a été prouvé que les mesures prises peuvent être considérées, étant donné les circonstances locales, comme complètement suffisantes pour assurer pratiquement une maçonnerie parfaitement étanche et possédant une durée de résistance illimitée. On a fait valoir qu'un revêtement en matériaux de toute première qualité et exécuté avec le plus grand soin ne peut assurer une étanchéité absolue, parce que le procéde d'exécution de la maçonnerie et du mortier de jointoiement implique également des défectuosités dont l'influence a été sans doute réduite au minimum, mais qui ne peuvent néanmoins être absolument supprimées.

Il est donc recommandé, dans les constructions de cette nature de réduire à l'avenir, au minimum possible le nombre des joints de construction, de manière que des couches de béton de grande hauteur soient exécutées chacune sans interruptions; il y aurait avantage à exécuter le revêtement du parement amont en un béton spécial, résistant à la gelée, et sans joints, ou bien en blocs de béton moulés en chantier, ayant une épaisseur et des dimensions adéquates. Quand on emploie des revêtements en pierres pour le parement amont, on peut les exécuter soit avant, soit après le bétonnage du corps du barrage, mais de manière à ce que les deux opérations ne se gênent pas mutuellement.

RESUMEN

De las tres presas construídas por los Ferrocarriles Austriacos para la electrificación de las redes del Oeste, la última construída, la presa de Tauernmoos (Central de Stubach), presentó en el primer ensayo pequeñas infiltraciones. Esto hizo que se investigaran las causas de la infiltración de agua en las presas de hormigón y en sus paramentos de mampostería, no sólo en este caso especial, sino en general.

Después de una descripción de las observaciones hechas, se discute el paso posible del agua a través del cuerpo de la presa. La descripción que se hace de la construcción de cada parte de la presa y de la composición del hormigón se basa en las observaciones hechas en la obra misma desde el momento de la construcción hasta una fecha reciente, así como también en los ensayos sistemáticos hechos en muestras y en la misma presa.

Estas investigaciones han demostrado que la construcción de la mampostería de los paramentos de aguas arriba obstruía la colada del hormigón y hacía necesario sobreponer numerosas capas delgadas de hormigón, separadas por las juntas de construcción; esto era ya difícil de por sí, pero además los defectos que existen son difíciles de eliminar y son una de las causas de las filtraciones. Sin embargo se ha demostrado que las medidas tomadas son suficientes, en las actuales circunstancias, para obtener una presa suficientemente impermeable de ilimitada duración. Se halló en la obra misma que los paramentos de mampostería, construídos con los mejores materiales y cuidadosamente, no pueden ser absolutamente impermeables, porque el fraguado del mortero en los paramentos de mampostería es, en sí, una fuente de defectos, cuya influencia puede limitarse pero no se puede eliminar por completo.

Por lo tanto se recomienda que en las construcciones de esta naturaleza que se hagan en el futuro, se reduzca todo lo posible el número de juntas de construcción, de manera que cada capa de hormigón de gran espesor sea ejecutada sin interrupciones; es preferible que el revestimiento del paramento de aguas arriba sea de hormigón especial, que resista el hielo, y sin juntas, o bien de bloques de hormigón de grandes y apropiadas dimensiones. Cuando se empleen revestimientos de mampostería en el paramento de aguas arriba pueden ejecutarse antes o después del hormigonado del cuerpo de la presa, pero de manera que la construcción pueda conducirse sin obstáculos.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

MAUERVERKLEIDUNG VON BRUCHSTEINMAUERWERK- UND BETONSTAUMAUERN *

IWAN IWANOW
Bulgarien

Eine der wichtigsten Aufgaben beim Bau von Talsperren — seien sie aus Bruchsteinmauerwerk oder aus Beton — ist, die Mauer so wasserdicht herzustellen, dass das Stauwasser des Beckens nicht in das Innere des Bauwerkes eindringen und auf diese Weise dort seine Einwirkungen ausüben kann.

Die schädliche Einwirkung des Talsperrenwassers auf den Mörtel des Bruchsteinmauerwerks oder des Betons der Talsperre, insbesondere wenn das Wasser weich und aggressiv ist und die Sperrmauer in Zonen ungünstiger klimatischer Verhältnisse liegt, ist bekannt, nachdem man in letzter Zeit die Ursache der teilweisen Zerstörung einiger skandinavischen, schweizer und amerikanischen Talsperren kennen gelernt hat.

Das in der Mauer unter Druck gelangte Talsperrenwasser übt, während seiner Bewegung im Mauerkörper, nicht nur seinen Auftrieb aus, sondern, wenn es dazu noch aggressiv ist, wirkt es auch chemisch auf den Mörtel ein. Es löst hauptsächlich den freien Kalk desselben auf und auf diese Weise schwächt es allmählich die Bindekraft des Zementes oder Mörtels ab. Die Folge davon ist die progressive Verminderung der Festigkeit des Mörtels, bzw. der Mauer; gleichzeitig damit vermindert sich die Dichtigkeit derselben, und es beginnt eine fortschreitende, schnellere oder langsamere Zerstörung des Mörtels, resp. der Sperrmauer. Unabhängig von der chemischen Einwirkung des Wassers auf die Sperrmauer geht auch eine mechanische vor sich,

**The facings of masonry and concrete dams.*
Les revêtements des parements des barrages en maçonnerie et en béton.
Los revestimientos de los paramentos de las presas de mampostería y de hormigón.

die sich hauptsächlich durch die bekannten Frostzerstörungen des Mörtels einzelner Steinfugen oder des Betons auf der Luft- und Wasserseite der Mauer äussert.

Die Mittel, diese zerstörende Einwirkung des Talsperrenwassers auf die Mauer selbst zu verhindern, bzw. auszuschalten, sind zweierlei Art: entweder die Herstellung eines dichten, festen und den chemischen und mechanischen Einwirkungen des Wassers widerstandsfähigen Mörtels, bzw. Betons, was zur Anwendung von Spezialzementen und fetten Mischungen führt, oder die Schaffung einer Schutz- und Isolierungsschicht auf der Wasserseite der Mauer, die das Eindringen des Talsperrenwassers in den Mauerkörper verhindert und nicht erlaubt, dass dasselbe in Kontakt mit dem Talsperrenmaterial kommt.

Während bei der ersten Methode, d. h. bei der Verwendung von Spezialzementen, fetten Mischungen usw. die ganze Masse der Talsperrenmauer wasserdicht und widerstandsfähig gegen die Einwirkungen des angreifenden Wassers zu machen wäre, kann im zweiten Falle, die tragende, konstruktive Masse der Mauer, mit Rücksicht auf deren Stabilitäts- und Festigkeitsbedingungen, mit bedeutend weniger Zement hergestellt werden, da die Wasserdichtigkeit des ganzen Werkes nur durch die spezielle Schutz- und Dichtungsschicht auf der Wasserseite erreicht wird.

Diese Trennung und Verteilung der Funktionen bei den massiven Talsperrenmauern ist nicht nur zielmässig und rationell, sondern, mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit und die Ersparnisse, die mit dieser Bauweise beim Bau von massiven Talsperren von grösseren Ausmassen gemacht werden können, sehr vorteilhaft.

Auf Grund der Erfahrungen, die man bis jetzt auf dem Gebiet des Talsperrenbaues hat, lässt sich wohl die Meinung aussprechen, dass die radikale Lösung des Problems des Talsperrenschutzes gegen die zerstörende Einwirkung des aggressiven Wassers nicht hauptsächlich in der Herstellung von widerstandsfähigem Mörtel und Beton mittels Spezialzementen und fetter Mischungen zu suchen ist, sondern in dem Bestreben, eine unter allen Umständen wirksame, billige und dauerhafte Schutz- und Isolierungsschicht auf der Wasserseite der Mauer zu schaffen, die das Wasser vom Mauerwerk vollständig trennt.

In gewissem Sinne könnte man sogar sagen, dass das Problem der Lebensdauer und der Wirtschaftlichkeit der massiven Talsperren ein Problem der Herstellung einer guten Isolierungs- und Schutzschicht derselben ist.

Die Schutzschicht einer Talsperre wird entweder aus Bruchsteinen oder aus zementreichem Beton hergestellt. Wir sind der Meinung, dass die Bruchsteinverkleidung auf der Wasserseite immer vorzuziehen und die Einzige, die zu verwenden ist, wenn die Talsperre in Hochgebirgszonen mit ungünstig klimatischen Verhältnissen liegt und das Talsperrenwasser aggressiver Natur ist.

Die Dichtungs- und Isolierungsschicht auf der Wasserseite der Mauer wird auf verschiedene Weise hergestellt; doch das Wesentlichste ist, dass die Mauerfläche, die zu dichten und zu isolieren ist, gewöhnlich einen Verputz aus dichtem Zementmörtel bekommt. Die Ausführung kann mit der Hand oder maschinell erfolgen. In

der Regel erhält die Dichtungszementschicht einen mehrmaligen bituminösen Anstrich.

Bedeutend bessere und zuverlässigere Resultate kann man erreichen, wenn die Isolierungs- und Dichtungsschicht nicht aus Zementmörtel und dergleichen gemacht wird, da der Zementverputz, der alle Bewegungen der Mauerfläche mitmacht und dadurch Risse erhält,

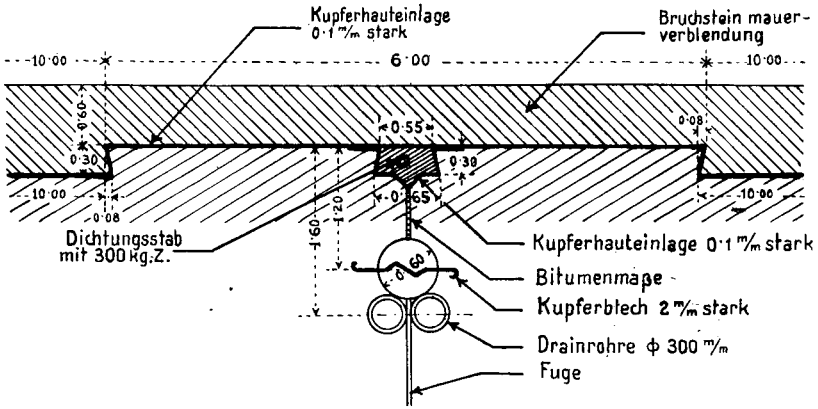


ABBILDUNG 1.—**Detail der Dichtung der Staumauer und der Dehnungsfugen bei der Beli-Iskertalsperre.** — Details of the waterproofing of the dam and of the expansion joints in the Beli-Isker dam. — Détails du dispositif d'étanchéité et des joints de dilatation du barrage de Beli-Isker. — Detalles de la impermeabilización y de las juntas de dilatación de la presa Beli-Isker.

gewisse Nachteile aufweist, sondern aus einer Materie hergestellt wird, die vom Wasser nicht angreifbar ist, gut an der zu dichtenden Mauerfläche haftet und doch so elastisch und dehnbar ist, dass sie alle Bewegungen der Mauer mitmachen kann.

Die Idee, dünne Blätter für die Isolierungs- und Dichtungsschicht bei Talsperren zu verwenden, ist zum ersten Male von Dr. Link — Essen, beim Bau der "Beli-Isker Talsperre" zur Ausführung vorgeschlagen.[1]

Die genannte Talsperre, deren Bau im Sommer 1936 beginnt, und die für die Wasserversorgung der Hauptstadt Sofia dienen wird, liegt im Rila Gebirge auf einer Höhe von 1880 m. ü.M. Die Kronenlänge der Mauer ist 520 m; die maximale Höhe 49 m. Die Mauer wird aus Beton mit 185 kg Portlandzement hergestellt. Die Kubatur der Mauer ist 180.000 m³.[2]

Die Isolierung und Dichtung der Mauer wird durch Bekleben der zu dichtenden Mauerfläche mit einer dünnen Haut aus gewalzter Kupferbronze mit Bitumen als Klebmasse hergestellt. Die Stärke des Bleches ist 0,1 mm; 1 m² wiegt etwa 0,95 kg. Zur Erhöhung der Steife und zur Verbesserung der Haftfestigkeit ist das Blech dicht gekörnt. Die Dichtung dieser Isolationssichicht geschieht ähnlich wie die Isolation aus Jutegewebe mit Bitumen. Das Kupferblech

[1] *Dr. Link und Prof. Kleinlogel: Gutachtliche Äusserungen und Beratungen zum Entwurf einer Talsperre im Rila Gebirge bei Sofia (Bulgarien).*

[2] *Dipl. Ing. Iwan Iwanow: Beli-Iskertalsperre. Jahresbericht des Vereins bulgarischer Ingenieure und Architekten. Sofia, 1936.*

wird auf die zu dichtende Fläche mit einer heissen bituminösen Masse von unten nach oben aufgeklebt und nach der Verlegung nochmals mit Bitumen überstrichen.

Die genannte Isolation, die schon bei anderen Bauobjekten erprobt ist, wird zum ersten Male im Talsperrenbau bei der Beli-Iskertalsperre Verwendung finden.

Natürlich, an Stelle von Kupferbronzeblech kann auch solches aus Blei, Aluminium und anderen vom Wasser nicht angreifbaren Metallen oder Metallegierungen Verwendung finden.

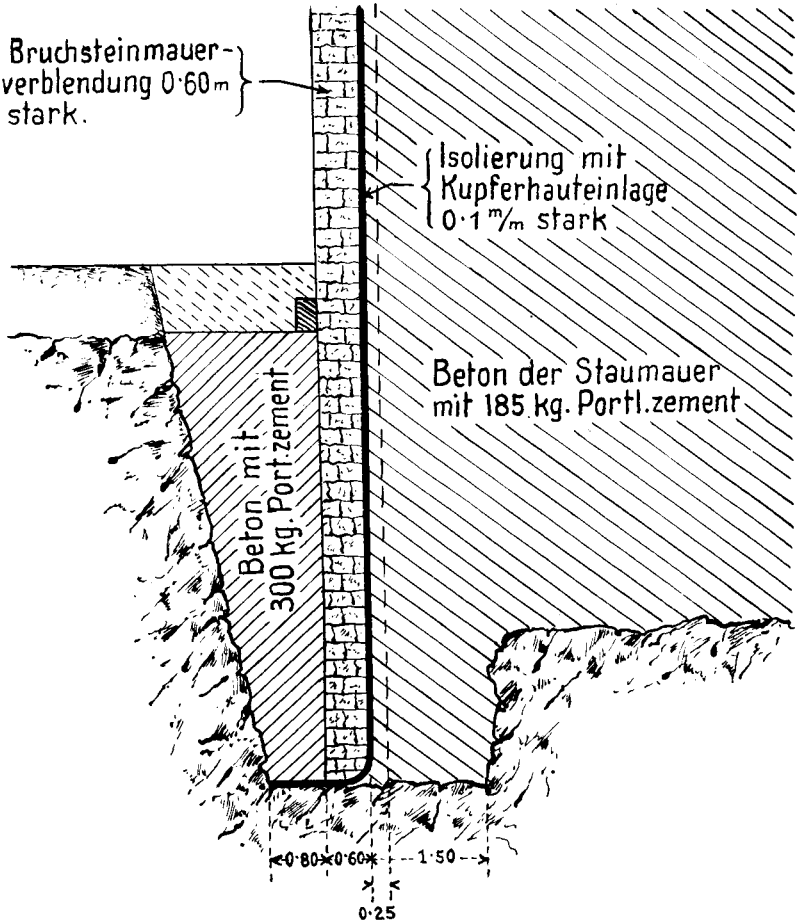


ABBILDUNG 2.—**Bruchsteinverkleidung und Dichtung der Beli-Iskertalsperre.** — Masonry facing and waterproofing of the Beli-Isker dam. — Revêtement en maçonnerie et dispositif d'étanchéité du barrage de Beli-Isker. — Revestimiento de mampostería e impermeabilización de la presa Beli-Isker.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser betont die Wichtigkeit der Verkleidung der Staumauer, speziell auf der Wasserseite, die als Schutz gegen Frostschaden und zerstörende Einwirkung des aggressiven Stauwassers dient.

Auf Grund der bis jetzt gemachten Erfahrungen auf dem Gebiete des Talsperrenbaues in Hochgebirgszonen, spricht er die Meinung aus, den Mauerkörper bei massiven Talsperren aus Beton mit wenig Zement herzustellen, dagegen die Dichtung auf der Wasserseite so auszubilden, dass das Talsperrenwasser nicht in das Innere der Mauer eindringen und in Kontakt mit dem Material des Mauerkörpers kommen kann.

Ein sicheres und zuverlässiges Verfahren zum Dichten und Isolieren der Talsperrenwasserseite sieht er in dem von Dr. Link für die Talsperre Beli-Isker in Bulgarien gemachten Vorschlag, die Isolierung mittels dünnem Kupferbronzeblech, aufgeklebt auf der ganzen Wasserseite der Talsperre, auszuführen.

SUMMARY

The author emphasizes the necessity and importance of the facing of dams, especially on the upstream side, as protection against frost damage and the deteriorating influence of aggressive water. According to past experience with dams in high mountain regions, and in the opinion of the author, it is felt that in large massive dams the structure should be made of concrete with a small quantity of cement and the upstream side of the dam should be waterproofed in such a way that the water cannot enter the interior of the dam and thus come in contact with the inner material of the dam body.

In the author's opinion the best method of waterproofing and insulating the upstream side of dams is that suggested by Dr. Link, Essen (Germany), for the Beli-Isker Dam in Bulgaria such as the construction of the insulation by means of an attached copper-brass sheet (aluminum, lead, etc.) on the entire upstream side of the dam.

RESUME

L'auteur du rapport fait ressortir l'importance des revêtements des parements des barrages, spécialement du côté amont, qui servent de protection contre les variations de la température extérieure et contre les dégâts susceptibles d'être causés par l'action agressive de l'eau.

Grâce à son expérience sur les barrages en haute montagne, l'auteur est d'avis que la partie principale de ces derniers doit être construite en béton pauvre en ciment, tandis que la couche d'imperméabilisation du côté amont doit être exécutée de manière que l'eau ne puisse pénétrer dans le corps du barrage et ne vienne ainsi en contact avec les matériaux de la masse.

L'auteur voit dans ce que le Dr. Link propose pour le barrage de Beli-Isker en Bulgarie un moyen sûr et efficace de rendre le barrage imperméable. Ce moyen consiste à revêtir de plaques de cuivre le côté amont du barrage.

RESUMEN

El autor de la memoria hace resaltar la importancia de los revestimientos de los paramentos de las presas, especialmente del lado aguas arriba, que sirven de protección contra las variaciones de la temperatura exterior y contra los daños que puede causar la acción agresiva del agua.

A causa de sus experiencias con presas emplazadas en montañas altas, el autor opina que éstas deben construirse de hormigón pobre en cemento pero que la capa de impermeabilización del lado aguas arriba debe ejecutarse de manera que el agua no pueda penetrar en el cuerpo de la presa, evitando así que se ponga en contacto con los materiales de la masa.

El autor considera que el método propuesto por el Dr. Link para la presa Beli-Isker en Bulgaria resulta seguro y eficaz para impermeabilizar la presa; dicho método consiste en revestir el lado aguas arriba con planchas de cobre o de otro metal apropiado.

D34

QUESTION V

LOSSMANN and PETZNY

CZECHOSLOVAKIA

SECOND CONGRESS

ON LARGE DAMS

WASHINGTON, D. C., 1936

UNTERSUCHUNG DER VERBLENDUNG VON BRUCHSTEINMAUERWERK- UND BETON-STAUMAUERN*

Ing. Dr. K. Lossmann und Ing. J. Petzny

Tschechoslovakei

Die Behandlung dieser Frage sowie auch der Frage "Entwurf und Prüfung auf Wasserdichtheit von Schrumpfungs-, Schwindungs- und Dehnungsfugen" basiert auf den Erfahrungen und Beobachtungen an der Vranov-Talsperre am Thayaflusse, welche in den Jahren 1930–33 erbaut wurde.

1. Technische Angaben

Die Vranov-Talsperre wurde in dem tief in das Urgestein (Amfibolit-Schiefer) eingeschnittenen Thayatal errichtet. Der Zweck dieser Talsperre ist die Regulierung des Abflusses, die Ausnützung der Wasserkräfte sowie die Wiesenbewässerung am Thayaunterlauf.

Der Inhalt des Staubeckens beträgt 135 Mill. m^3 Das Profil der Schwergewichtsmauer wurde mit Berücksichtigung eines Unterdruckes von 0.7 der Wasserhöhe und für ein spezifisches Gewicht des Gussbetons von 2.4 t/m^3 bestimmt. Die Neigung der Wasserseite beträgt 0.048, die der Luftseite 0.738, die Höhe über dem Fundament 55 m, die Kronenbreite 5 m, die gesamte Länge 290.45 m mit Einbeziehung einer etwa 9 m langen, in den Uferhang eingreifenden Membrane und der Krümmungsradius 500 m. Die Betonkubatur incl. der Kaskadenanlage beträgt 217.000 m^3.

**Study of the facing of masonry and concrete dams.*
Étude des revêtements des parements des barrages en maçonnerie et en béton.
Estudio de los paramentos de las presas de mampostería y hormigón.

Der Hochwasserabfuhr dienen 9 Kronenüberfälle zusammen 123 m lang und 4 Grundablassröhre von 1.600 mm Durchmesser. Zur Wasserentnahme für das Kraftwerk wurden 3 Rohre von je 2.600 mm Durchmesser in einen Block einbetoniert. Jene Blöcke, durch welche die Turbinenröhre und die Grundablassröhre führen, wurden normal zur luftseitigen Mauerflucht um 2 m verstärkt. Der Mauerkontrolle dienen 3 Gänge, ferner Schächte in jeder Dilatationsfuge, eine Mauerdrainage und Auftriebsbeobachtungsröhre.

Das Klima der Gegend um die Sperre ist relativ rauh und die Temperaturen schwanken von maximal +42° C bis minimal −22° C.

Das statische Querprofil der Mauer wurde aus verschieden dosierten Betonen hergestellt. Die Aussenseiten wurden mit Beton P. 331.5

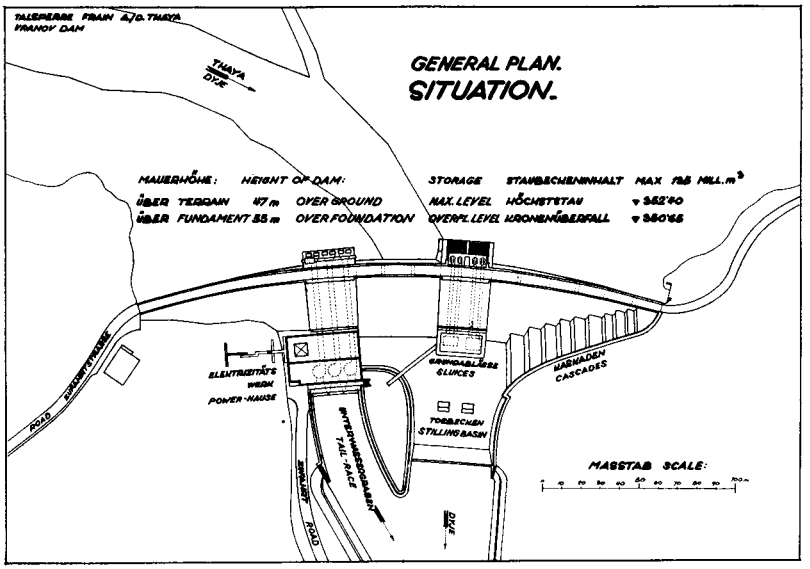


ABB. 1.—**Gesamtansicht.** — General plan. — Plan d'ensemble. — Plan de conjunto.

kg verkleidet, um die Mauer widerstandsfähig gegen Wettereinflüsse und an der Wasserseite die Mauer ausserdem wasserdicht zu machen. Der innere Raum der Mauer wurde mit Beton P. 264.5 kg, P. 221, P. 200 ausbetoniert.

2. AUSFUEHRUNG DER SPERRE

Das Mauerfundament wurde mit Zementmilch-injektionen abgedichtet und die Felsoberfläche vor dem Aufbringen des Betons mit Druckwasser gründlich gereinigt sowie mit einer Torkretschichte überzogen.

Das für den Gussbeton verwendete Gestein war Amfibolit, welcher in einem eigenen Steinbruch gebrochen wurde, und ein spezifisches Gewicht von 2.8 t/m³, eine Druckfestigkeit von 1,541 kg/cm² und Wasseraufnahmefähigkeit von 0.19% i. G. T. hatte.

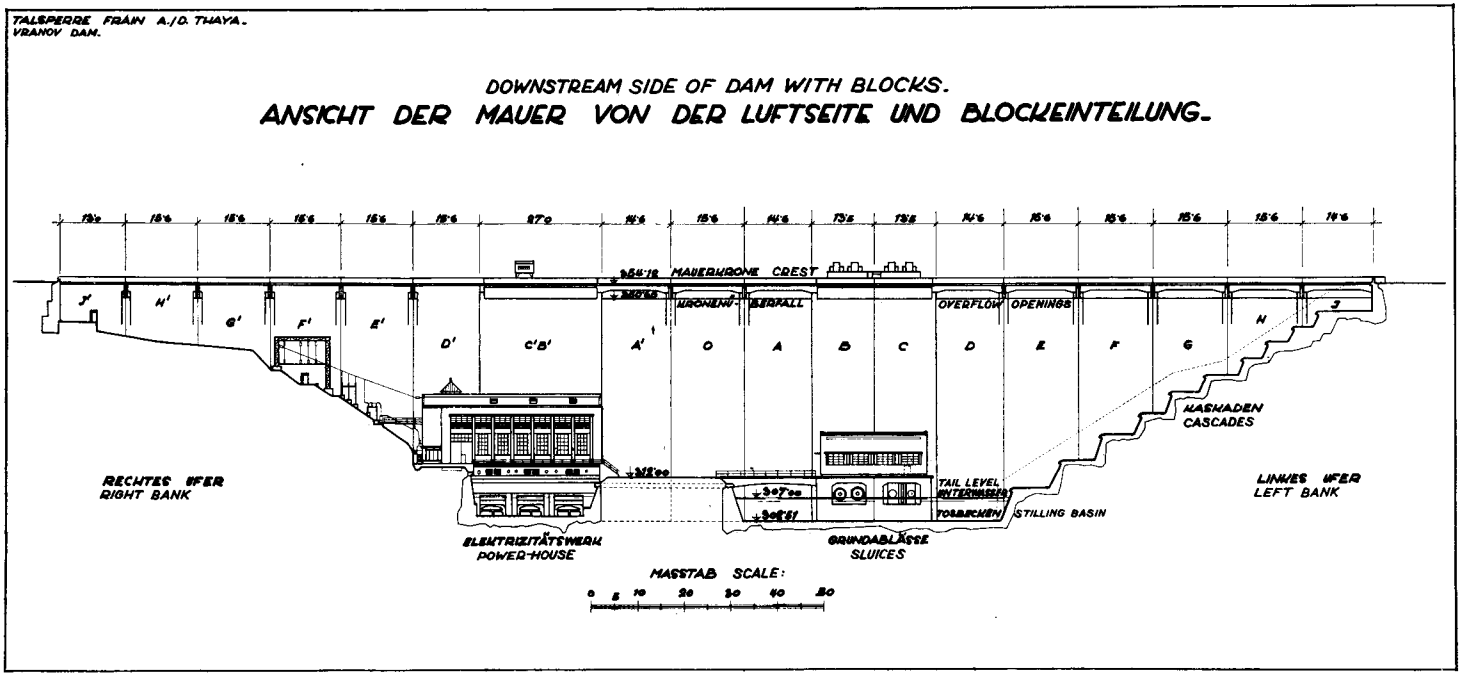


ABB. 2.—**Ansicht der Mauer von der Luftseite und Blockeinteilung.** — Downstream elevation of the dam showing the sections. — Élévation aval du barrage montrant les sections. — Elevación de aguas abajo de la presa mostrando las secciones.

Die Körnung der Zuschlagstoffe, die auf Rüttelsieben in 4 Fraktionen geschieden worden, betrug:

	Prozent
I. Fraktion 0–2 mm	21
II. Fraktion 2–7 mm	19
III. Fraktion 7–25 mm	20
IV. Fraktion 25–90 mm	40

Die Eignung der Körnung wurde durch Vergleich mit den aufgetragenen günstigsten Körnungskurven von Graf, Fuller und Bolomey kontrolliert. Das Raumgewicht der Zuschlagstoffe im eingerüttelten Zustand betrug im Mittel . . . 2.120 kg/m³ und das Porenvolumen cca 23%.

Verwendet wurde normaler Portlandzement mit besonders vorgeschriebener Qualität, dessen 28 Tage Festigkeit 499–550 kg/cm² auf Druck und 33–44 kg/cm² auf Zug betrug.

Der Wasserzusatz wurde mit Rücksicht auf die notwendige Fliessfähigkeit des Betons folgendermassen gewählt:

	Liter
Beim Beton P. 331.5 kg Z/m³	250
Bein Beton P. 265.– kg Z/m³	240
Beim Beton P. 200.– kg Z/m³	225

Das zugesetzte Wasser war chemisch einwandfrei.

Nach 28 Tagen wurden folgende Betonwürfelfestigkeiten erziehlt:

	Kg/cm²
Beton P. 331.5 im Mittel	227.8
Beton P. 221.– im Mittel	132.2

Die Wasseraufnahmefähigkeit eines 20/20/20 cm grossen Betonwürfels, der 7 Tage einem allseitigen Wasserdruck von 15 atm. ausgesetzt war, betrug für die Betonart P 331.5 . . . 4.9% i.G.T.

Der Gussbeton wurde auf der Baustelle in 2 Mischmaschinen von je 1300 Liter Inhalt erzeugt und mit dem Kabelkran über die Giessbühne mittels Rinnen der Verarbeitungsstelle zugeführt. Die grösste tägliche Arbeitsleistung erreichte 1,100 m³. Die Höhe der einzelnen Betonschichten betrug durchwegs 1.50 m.

Die Ausschalung der Baublöcke erfolgte normalerweise nach etwa 2 Tagen. Die Betonoberfläche wurde entweder durch Besprengen von Hand, oder mittels eines gelochten Rohres feucht gehalten. Vor dem Einfluss der Sonnenstrahlung oder der Frostwirkung wurde der fertige Beton nicht besonders geschützt.

3. Blockeinteilung und Abdichtung der Dilatationsfugen

Die ganze Sperrmauer wurde durch Dilatationsfugen in einzelne Blöcke von 14.60–15.60 m Länge unterteilt. Nur beim Block hinter dem Elektrizitätswerk wurde die Blocklänge ausnahmsweise aus konstruktiven Gründen 27 m gewählt, da diesem Block an der Wasserseite Eisenbetonschächte für die Schieber vorgelagert sind und daher eine etwaige Rissbildung in diesem Blocke keinen Einfluss auf dessen Wasserdichtheit haben kann.

Die Dilatationsfugen reichen bis auf den Fundamentfels. Die Abdichtung der Dilatationsfugen auf der Wasserseite bestand normalerweise — wie aus der Abbildung ersichtlich ist — aus einer cca 15 mm starken Dichtungsschichte, welche durch eine Eisenbetonplatte,

angedrückt durch den Wasserdruck an diese Dichtungsschichte, geschützt wurde. Diese Dichtungsschichte setzt sich zusammen aus:

0.4 mm Rhenabit (verdünnt)
2.5 mm Rhenabit (unverdünnt)
1.25 mm Rhenasbest (Ausgleichsschichte)
1.– mm Rhenabit (unverdünnt) mit einer Jutelage
1.– mm Rhenabit (unverdünnt) mit einer Jutelage
1.– mm Rhenabit (unverdünnt) mit einer Jutelage
1.25 mm Rhenasbest (Ausgleichsschichte)
1.– mm Rhenabit (unverdünnt)
3.– mm Zement – Schutzschichte.

Zur weiteren Abdichtung der Dilatationsfuge dient ein 20/20 cm grosser Schacht, welcher mit Asfaltmasse ausgefüllt ist und ein Rohr zur Erwärmung des Asfalts mit Heissdampf enthält.

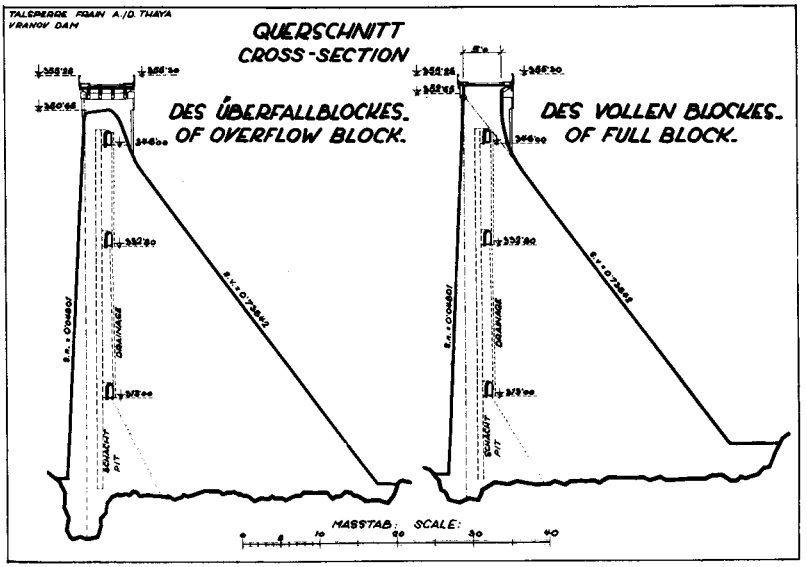


ABB. 3.—**Staumauer-Querschnitt.** — Cross sections of dam. — Coupes transversales du barrage. — Cortes transversales de la presa.

Die Wirkungsweise dieser Abdichtungen kann aus einem vertikalen Beobachtungsschacht kontrolliert werden, welcher vom Fundament bis zur Mauerkrone führt und gegebenenfalls ausbetoniert werden kann, um so einen weiteren Dichtungskörper zu bilden. Auf der Luftseite wurden die Dilatationsfugen nicht abgedichtet.

Wasserseitig wurde eine Mauerdrainage angeordnet, bestehend aus 25 cm weiten, porösen Betonrohren im Abstande von 3 m voneinander. Das gesammelte Sickerwasser wird in einem eigenen Gerinne durch die Kontrollgänge abgeführt. Zur Kontrolle des Mauerkörpers (Messung der Durchbiegung, Dilatation, Temperatur u.s.w.) sind 3 Kontrollgänge in verschiedenen Höhenlagen und schliefbare, vertikale Beobachtungsschächte in jeder Dilatationsfuge angeordnet, wie schon vorher erwähnt wurde. In den unteren Kontrollgang münden auch die eisernen Beobachtungsrohre, welche in schräge

Bohrlöcher reichen und zur Unterdruckmessung dienen. Der während des Höchststaues gemessene grösste Unterdruck betrug 1.84 Atm. auf Kote 313.00.

Die Baublockeinteilung für das Betonieren wurde derart gewählt, dass die einzelnen Schichten, welche maximal 1.50 m hoch waren, in der Querprofilebene eine T Form aufweisen, wodurch eine ausreichende Verzahnung der Schichten und eine grössere Schubsicherheit erzielt wurde.

Besondere Sorgfalt wurde der Ausführung des wasserseitigen Dichtungsmantels gewidmet, um denselben möglichst frei von Rissen und möglichst wasserdicht zu machen. Es wurde hiebei zwischen

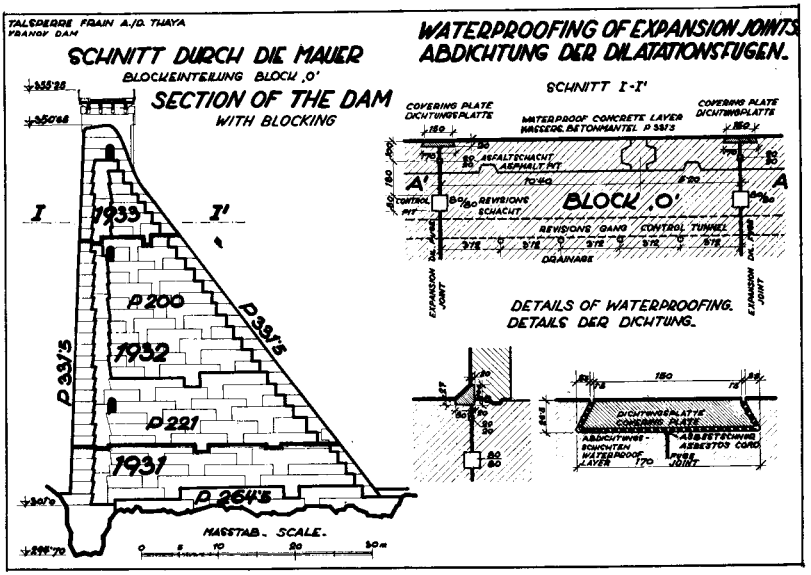


ABB. 4.—**Schnitt durch die Mauer. Abdichtung der Dilatationsfugen.** — Sections of the dam with blocking, details of waterproofing of expansion joints. — Coupes du barrage montrant les joints de construction, détails du système d'étanchéité des joints de dilatation. — Cortes de la presa mostrando las juntas de construcción, detalles del sistema de impermeabilización de las juntas de dilatación.

diesem Mantel und dem Beton des eigentlichen Mauerkörpers während der Betonierung ein Belüftungsschlitz vorübergehend freigelassen, welcher erst nach dem Hochführen von 5–7 Schichten des wasserseitigen Betonmantels (d.i. auf eine Höhe von cca 7 bis 10 m) mit Beton P. 221 ausgefüllt wurde. Dadurch wurde ein rascheres Auskühlen und eine Beschleunigung des Schwindens des dichtenden Betonmantels erzielt. Da der ausbetonierte Belüftungsschlitz ausserdem die wagrechten Arbeitsfugen des wasserseitigen Betonmantels abedckte, wurde dadurch dessen Wasserdichtheit noch erhöht. Die Wasserseite der Mauer blieb in dem Zustand nach der Betonierung, erhielt keinen Dichtungsanstrich, nur die Oberfläche der dem Elektrizitätswerksblock vorgelagerten Schächte wurde mit einem Anstrich versehen.

Die Sickerwassermenge aus den Drainageröhren, Beobachtungs-

schächten und Beobachtungsröhren für den Auftrieb wird täglich sowohl einzeln als auch in ihrer Gesammtheit gemessen. Die gesamte Sickerwassermenge der ganzen Sperre während des Höchststaues betrug nur 1.2 l/sec. Es ist dies ein Beweis, dass sich die ausgeführte Abdichtung der Sperrenmauer und der Dilatationsfugen voll bewährt hat.

4. Temperaturmessungen und Rissbildung im Beton

Die Temperatur der Staumauer wurde mit elektrischen Widerstandsthermometern gemessen, welche in 4 Querprofilen der Mauer und in 3 Höhenlagen, d. i. 315, 327 u. 338 angeordnet sind.

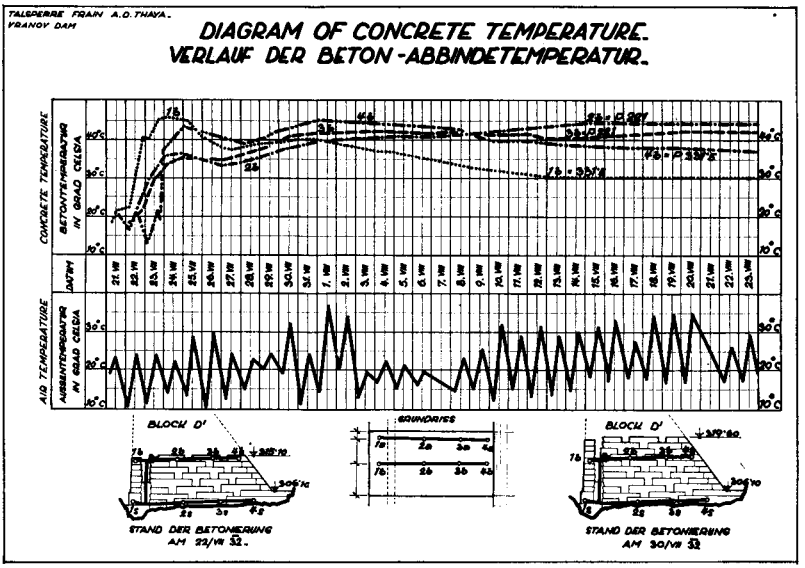


Abb. 5.—**Verlauf der Beton-Abbindetemperatur.** — Diagram of concrete temperature. — Courbes de température du béton. — Curvas de temperatura del hormigón.

In einem Profil wurden auch die Betontemperaturen an der Oberfläche des Fundamentfelsens gemessen.

Die grösste gemessene Abbindetemperatur der Betongattung P. 331.50 betrug 2 Tage nach dem Betonieren 45.8° C. d. i. 23–24° C über der Aussentemperatur. Bei der Betonart P. 221 wurde nur ein Maximum von cca 36° C, oder cca 18° C über Aussentemperatur, gemessen. Allerdings erreichte die Temperatur dieser Betonart im Mauerkern nach etwa 2 Monaten ebenfalls 42° C. Diese hohe Innentemperatur fiel dann langsam ab und näherte sich erst nach 3 Jahren dem Aussentemperaturmittel.

Die Aussenschichten des Betons widerstanden nicht überall den durch die Temperatur hervorgerufenen Nebenspannungen, welche noch durch die Schwindwirkungen vergrössert wurden.

Die Rissbildung wurde sorgfältig beobachtet und die ersten Risse wurden etwa 1–2 Jahre nach der Betonierung festgestellt. Eine

Rissbildung in dem 27 m langen Baublock sowohl an der Wasser — als auch an der Luftseite war zu erwarten und wurde tatsächlich in 8–12 m vom Rand beobachtet. Da jedoch eine Fortsetzung dieser Risse in den Kontrollschächten im Inneren der Mauer nicht festgestellt werden konnte, handelt es sich allem Anscheine nach um lokale Oberflächenrisse, die nicht tief ins Betonmassiv reichen.

Auch bei den 15.60 m langen Blöcken waren stellenweise nach 1–2 Jahren Risse in der unteren Hälfte der Luftseite zu beobachten und zwar in den Blöcken F′, E′, O, A, D, F. Da auch diese Risse,

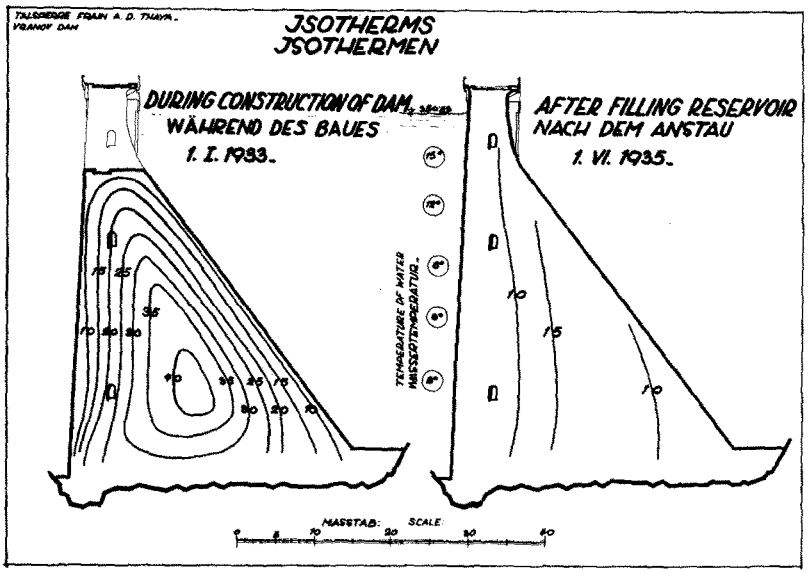


Abb. 6.—Isothermen: während des Baues und nach dem Anstau. — Isotherms, during construction of the dam and after filling the reservoir. — Isothermes, pendant la construction et à niveau maximum de la retenue. — Isotermas, durante la construcción de la presa y al nivel máximo del embalse.

welche eigentlich nur im Winter genügend genau beobachtet werden konnten, sich nicht bis in die Kontrollgänge fortsetzten, sind es wohl auch nur Oberflächenrisse, welche etwa bis zur Arbeitsfuge zwischen Beton P. 331.5 und Innenbeton P. 221 bezw. P. 200 reichen.

Sollten aber auch die vorher erwähnten Rissbildungen etwas tiefer in den Mauerkörper reichen, können sie keineswegs einen Einfluss auf die Stabilität der Mauer haben, noch die Spannungsverteilung ungünstig beeinflussen, da es sich um Risse in der Querprofilebene einer Schwergewichtsmauer handelt. Die wasserdichtheit an und für sich ist durch den unversehrten wasserseitigen Teil der Mauer gewährleistet.

Im Winter wurden an der Wasserseite der Mauer an manchen Stellen, meist knapp oberhalb des absinkenden Wasserspiegels, kleine, lokale Haarrisse festgestellt. Ihre Entstehung ist wahrscheinlich auf den Temperaturunterschied zwischen den vom Winterwasser abgekühlten und den von der abströmenden Innenwärme erwärmten Betonpartien des Aussenmantels P 331.5 zurückzuführen.

Eine Beobachtung dieser Haarrisse war nur im Winter möglich, im Sommer nur ganz vereinzelt.

Zusammenfassend kann man sagen, dass keine Risse festgestellt wurden, welche Einfluss auf die Wasserdichtheit oder Stabilität der Mauer haben könnten. Die festgestellten Rissbildungen wurden durch Temperatureinflüsse und Schwinden hervorgerufen.

5. Ueberpruefung des Abstandes der Dilatationsfugen

Der Abstand der Dilatationsfugen, welcher unter anderem auch von den Betoneigenschaften und dessen Verarbeitung im besonderen Masse aber von der Abbindetemperatur und dem Schwindmass abhängig ist, wurde für diese Talsperre mit . . . . 14.6–15.6 m angenommen, hauptsächlich auf Grund der Erfahrungen an ausgeführten Talsperren. Wenn auch aus Gründen der Wirtschaftlichkeit ein möglichst grosser Abstand der Dilatationsfugen zweckmässig wäre (Ersparniss an Schalung, Verminderung des Ausmasses der Abdichtungen), hatte es sich gezeigt, dass die Wahl eines Abstandes von cca 15 m zwecks Verminderung der Nebenspannungen und Rissbildung am Platze war.

Für die Abstandsbestimmung waren massgebend: die Abbindetemperatur des Betons, welche bei der verwendeten Zementart (t_z=87° C) und der angewandten Bauausführung auf cca 20–30° C über der Aussentemperatur liegend, einzuschätzen war. Letztere schwankte um durchschnittlich cca ± 15° C um ein Jahresmittel von cca + 15° C.

Das Schwindmass des Betons wurde aus Versuchen mit s=0.00055 nach etwa 3–5 Monaten ermittelt, nach welcher Zeit fast keine weitere Zunahme des Schwindmasses festzustellen war. Ferner wurde aus Biegezugversuchen eine reine Zugfestigkeit des jungen Betons P 331.5 von etwa $\sigma_1 = 24/2 = 12$ kg/cm² abgeleitet.

Nach den grundlegenden Formeln von Engesser-Kammüller wäre die grösste Blocklänge unter der Voraussetzung, dass die Betonfestigkeit durch die Nebenspannungen nicht überschritten wird:

$$l = \frac{2h\sqrt{14.\beta.s.\sigma}}{\sqrt{3\frac{E(\omega s+\theta)}{\sigma_1}-2}}$$

Darin wären die einzelnen Koefizienten für das gegebene Mauerprofil und das gegebene Material zu setzen:
E=160,000 kg/cm², der Elastizitätsmodul des jungen Betons,
ω=0.000009, der lineare Ausdehnungskoefizient des Gussbetons,
γ, das Verhältniss der mittleren durchschnittlichen Beanspruchung zu der in den Randpartien auftretenden, wurde mit Rücksicht auf den gewählten Baufortschritt und die Betonierungsart mit γ=0.5 angenommen; das ist eine für die Berechnung der Länge l ziemlich günstige Annahme.

Der Koefizient β beträgt für das Dreiecksprofil 0.5. Der Faktor δ, welcher das Verhältniss der mittleren Schubspannung zur grössten an der Mauersohle darstellt und in gewissen Masse auch von der Sohlenhaftfestigkeit und Blockeinteilung abhängt, kann mit δ=0.5 angenom-

men werden, was etwa einem linearen Spannungsabfall von Sohle bis Mauerkrone entspricht.

Dies ergibt den Faktor $\frac{E(wt+s)}{C_1} = 10.7$ und die noch zulässige Blocklänge

$$1 = 0.48\ h$$

oder für eine mittlere Blockhöhe von cca 30 m, wie eine solche in einem Arbeitsjahre vorgesehen war, im Mittel 1 = 14–15 m.

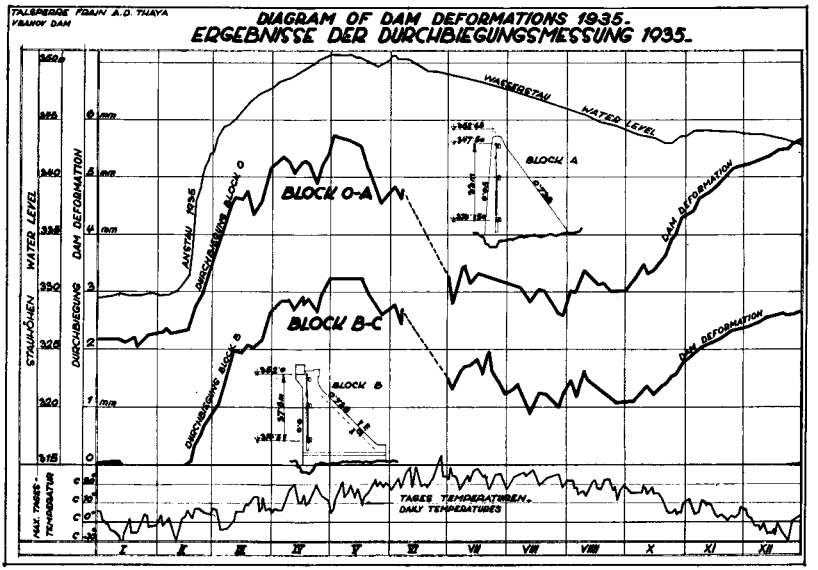


Abb. 7.—**Ergebnisse der Durchbiegungsmessung 1935.** — Diagram of dam deformations 1935. — Courbes de déformation du barrage, 1935. — Curvas de deformación de la presa en 1935.

Dass die Wahl des Fugenabstandes von 14.60–15.60 m für die Vranov-Sperre richtig war, bestätigen die Beobachtungen und insbesondere auch die Ausbildung von Rissen im 27 m langen Blocke.

6. Messungen der Mauerdeformation

Messung der Durchbiegung mittels Senkel, 33 m lang, im Ölbad schwebend, dessen Bewegungen auf optischem Wege vergrössert und gemessen wurden, nach einem Entwurf der Ingenieure der Bauleitung.

Diese Methode wurde in den Kontrollschächten zwischen den Blöcken O–A und B–C u. zw. in zwei Höhenlagen eingerichtet. Auf diese Weise wurde eine maximale Durchbiegung des Blockes O auf der Höhenkote 347.50 während des Höchststaues (350.65) gemessen mit . . . 5.77 mm. Es war interessant zu beobachten, wie die maximale Durchbiegung mit einer gewissen Verspätung dem maximalen Stau folgte und in welch hohem Masse auch die Temperatur die Durchbiegung der Sperre beeinflusste. Der Genauigkeitsgrad der Messung war so gross, dass sogar der Einfluss grösserer Tagestem-

peraturschwankungen gemessen werden konnte, welcher sich in den Grenzen von 0.25–0.30 mm auswirkte.

Messung mittels Senkel im Ölbad, dessen Bewegungen durch Fotografieren festgehalten wurden, nach einer Methode von Hochschulprofessor Ing. Dr. Semerád, Brno.

Mit dieser Methode war es möglich, die Bewegungen des Blockes *O* auf Kote 347.50 nicht nur in der Wasserdruckrichtung, sondern auch in beliebiger Richtung zu beobachten und auf fotografischem Wege festzuhalten. Die Messergebnisse beider Methoden stimmen überein.

Einmessung von Maueraussenpunkten (Mauerkrone, luftseitiger Fuss) durch Visurlinienmessung mit einen Prezisions-Theodoliten mit 2'' Mikroskopablesung von 2 festen Standpunkten am Uferhang.

Wenn auch mit dieser Methode keine besondere Genauigkeit zu erzielen war, so gab sie doch eine übersichtliche gute Kontrolle der anderweitig bestimmten Durchbiegungswerte.

Bestimmung der relativen Verschiebung je zweier Blöcke durch Einmessung von drei, in Dreiecksform einbetonierten Bolzen nach einer von Ing. Petzny ausgearbeiteten Methode.

Die genaue Längenbestimmung der Bolzenabstände wurde mittels Mahr'scher Uhr auf 1/100 mm genau vorgenommen, wobei die Hartstahlspitzen des Messaparates in genau zugeschliffene Ausnehmungen der Bolzen zentriert wurden. Auf diese Weise wurde nicht nur die relative Verschiebung der Blöcke auf Höhe 346.00 in der Druckrichtung, sondern auch die jeweilige Öeffnung der Dilatationsfuge bestimmt.

Im ersten Beobachtungsjahre konnte zwischen den Ueberfallsblöcken auf Kote 346.00 eine maximale Fugenöffnung von 3.1 mm (infolge Schwinden und Temperaturabfall) festgestellt werden, während diese Fugenöffnung im folgenden Jahre um cca 1.4 mm (hauptsächlich Temperatureinfluss) schwankte.

Die Fugenöffnung zeigte keine lineare Abnahme von Mauerkrone bis zum Gundament, sondern betrug auf der Höhenkote 332.80 cca 60% der Oeffnung auf der Kote 346.00.

7. Erfahrungen

(A) Verkleidung der Aussenseite der Vranov-Talsperre

Die Erfahrungen während des bisherigen Betriebes der Vranov-Talsperre haben gezeigt, dass die Verkleidung der Aussenseite der Mauer mit einem Betonmantel P. 331.5 kg sich sowohl an der Wasserseite als auch an der Luftseite sehr gut bewährt hatte. Die entstandenen Temperatur- und Schwindrisse sind kaum wahrnehmbar. Die Wasserdichtheit der Mauer ist vollkommen erreicht. Die Oberfläche des Betons, die dem Einwirken der Witterung mit Frösten ausgesetzt war, zeigt keine wie immer geartete Schäden.

Die Ausstattung der Mauer an den Aussenflächen mit einem Betonmantel P. 331.5 kg hat sich bei der angewandten Betonierungsart in Verbindung mit der Anordnung der Dilatationsfugen in cca 14–15 m Entfernung bis jetzt voll und ganz bewährt.

(B) Anordnung der Dilatationsfugen bei der Vranov-Talsperre

Die Aufteilung der Sperrenmauer in 14–15 m lange Blöcke hat sich für die angewandte Betonierungsart und verwendete Betone als

richtig erwiesen. Die Messungen bestätigen, dass die Dilatationsfugen sich nicht nur infolge Schrumpfung und Auskühlen des Betons öffnen, sondern auch weiterhin infolge der Temperatureinflüsse ständig arbeiten. Die Dilatationsfugen ermöglichen nicht nur ein Auskühlen der Blöcke und einen vorteilhaften Baufortschritt, sondern auch den Ausgleich von Temperatur- und Schwindwirkungen. Da bei der Vranov-Talsperre die Dilatationsfugen an der Luftseite nicht abgedichtet wurden, wirken sie auch als Drainage, indem sie das Sickerwasser, das in den Fugen sich ansammelt, luftseitig abführen.

Die Wirkungsweise der Abdichtung der Dilatationsfuge an der Wasserseite mittels elastischer Dichtungsschichten, gedeckt durch eine Eisenbetonplatte, ist dann als verlässlich anzusehen, wenn die Dilatationsfuge und ebenso auch ihre Abdichtung bis auf den Fundamentfelsen reichen, damit kein Sickerwasser unterhalb einer etwa höher angesetzten Abdichtung in die Dilatationsfuge dringt und dieselbe etwa bis zur zweiten Abdichtung (Asfaltschacht) ausfüllt. Die angewendeten Dichtungsschichten aus Rhenabit, Rhenasbest und Jute haben sich bewährt. Die Abdichtung würde sich noch vorteilhafter gestalten lassen, wenn die Dilatationsfuge knapp hinter der Deckplatte dreicksförmig erweitert und diese Ausnehmung vor dem Auflegen der Dichtungsschichten mit Dichtungsmaterial ausgefüllt würde. Die Eisenbetonplatte muss eine ausreichende Armierung sowie Gelenkausbildungen erhalten.

Der Frage der Anordnung von Dilatationsfugen als auch deren verlässlichen Abdichtung ist die grösste Aufmerksamkeit zuzuwenden. Es kann dem Bauwerke in jeder Hinsicht, sei es in technischer, sei es in wirtshaftlicher, nur zum Vorteile gereichen, wenn alle Umstände möglichst ausgenützt werden, welche das Dilatieren begünstigen und die Möglichkeit der Bildung von Nebenspannungen herabmindern. Hauptsächlich wäre folgenden Umständen besonderes Augenmerk zuzuwenden:

Den Eigenschaften des Zementes und damit zusammenhängend der Abbindetemperatur des Betons, dem Schwinden des Betons, der Verarbeitung des Betons und der Blockeinteilung der Mauer sowie dem zeitlichen Betonierfortschritt mit Rücksicht auf das gleichmässige Auskühlen der Baublöcke.

Oft erscheint es möglich, durch geeignete Wahl der zeitlichen Schichtenfolge die Schwindwirkungen im Baublock zu vermindern, eventuell plastische Deformationsmöglichkeiten des jungen Betons auszunützen, sowie durch geeignete Anordnung der Dilatationsfugen Blöcke mit relativ geringen Nebenspannungen zu erzielen. Oft erweist es sich vorteilhafter und wirtschaftlicher, Mehrkosten für zahlreichere, gut abgedichtete Dilatationsfugen aufzuwenden, als eventuell nachträgliche, kostspielige Abdichtungsarbeiten an Rissen durchführen zu müssen. Es erscheint daher von diesem Gesichtspunkte aus, die Ausführung von richtig angeordneten und gut abgedichteten Dilatationsfugen nicht nur wirtschaftlich, sondern auch notwendig mit Rücksicht auf die Sicherheit des Bauwerkes.

ZUSAMMENFASSUNG

Die 55 m hohe Talsperre bei Vranov am Thayaflusse ist eine Schwergewichtsmauer aus Gussbeton. Im Querschnitte ist der

innere Raum mit beton P. 264.9, P. 221, und P. 200 ausbetoniert und die Aussenflächen sind mit einem Betonmantel P. 331.5 kg versehen, um den Damm widerstandsfähig gegen Wetter- und sonstige Einflüsse und and der Wasserseite ausserdem wasserdicht zu machen. Die Betonierung erfolgte in 1.50 m hohen Schichten, die in der Querprofilebene T Form aufweisen. Hinter dem 2–3 m starken wasserseitigen Dichtungsmantel P. 331.5 kg wurde ein cca 2 m breiter Belüftungsschlitz freigelassen, welcher immer erst nachträglich ausbetoniert wurde, bis der dichtende Betonmantel cca 7.5 –10 m hochgeführt war, so das der Mantel auskühlen konnte.

Die Dilatationsfugen wurden in einer Entfernung von 14.60–15.60 m angeordnet, nur beim Block vor dem Elektrizitätswerk betrug dieselbe 27 m.

Die Entfernung der Dilatationsfugen von cca 15 m wurde auf Grund von Erfahrungen an gebauten Sperren gewählt und ausserdem für den verwendeten Beton nach den Gleichungen von Engesser-Kammüller kontrolliert. Durch Messungen wurde das Arbeiten der Dilatationsfugen infolge Temperatur und das Oeffnen infolge Schwinden festgestellt.

Risserscheinungen wurden 1–2 Jahre nach Fertigstellung beobachtet. Im 27 m langen Block entstanden 2 Risse in cca 8–12 m Entfernung vom Rand, ohne sich ins Innere der Mauer fortzusetzen. Bei weiteren fünf 14–15 m langen Blöcken konnten nach 1–2 Jahren an der Luftseite Risse, in der Mauerquerprofilebene gelegen, festgestellt werden. Lokale unbedeutende Risserscheinungen entstanden an der Wasserseite über dem Stauspiegel im Winter wohl infolge lokaler Temperaturdifferenzen. Alle diese Risserscheinungen sind auf Temperatur- und Schwindwirkung zurückzuführen und haben keinen Einfluss auf die Wasserdichtheit noch auf die Sicherheit der Talsperre. Die Art der Betonierung hat sich also bewährt.

Jede Dilatationsfuge wurde an der Wasserseite mit einer 15 mm starken aus Rhenabit und Rhenasbest bestehenden und durch eine Eisenbetonplatte geschützten Dichtungsschichte, zugedeckt. Als zweite Abdichtung ist in jeder Dilatationsfuge ein Asfaltschicht 20/20 cm vorgesehen. Während des Höchststaues betrug die gesamte Sickerwassermenge 1.2 l/sec.

Die Deformationen der Mauer werden an Senkeln abgelesen. Es wird dabei die Verschiebung optisch vergrössert und dann gemessen oder es wird nach Prof. Semerád die Lage des Senkels mikrofotografisch aufgenommen. Ferner findet eine Einmessung von Mauerpunkten durch Triangulation statt. Die Durchbiegung während des Höchststaues betrug . . . 5.77 mm.

Die relative Verschiebung der Blöcke in der Dilatationsfuge wird mit Mahr'scher Uhr an in Dreiecksform einbetonierten Bolzen gemessen. Die Dilatationsfugen öffnen sich nicht nur infolge Schrumpfung und Auskühlen des Betons, sondern arbeiten ständig auch weiterhin bei Temperaturänderungen.

Während des bisherigen Betriebes war die Vranov-Talsperre Frösten und sonstigen Einflüssen ausgesetzt; sie weist keine wie immer gearteten Schäden auf. Dieser Erfolg ist der angewendeten Betonierungsart, der Umhüllung der Mauer mit wetterfestem Beton und auch der Anordnung der Dilatationsfugen im Abstande von 15 m zuzuschreiben.

SUMMARY

The 55 m high Vranov Dam on the River Dyje is a concrete dam of the gravity type. In the cross-section the inner part of the dam is built of concrete with a cement content of 264.9, 221, and 200 kg/m^3, and the facing of concrete with a cement content of 331.5 kg, so as to protect the dam against the influences of weather and also to make waterproof the upstream facing. The concreting was done in layers of T-shaped cross-section of 1.50 m depth. Behind the waterproof facing of 2–3 m thickness, a space approximately 2 m broad was left to be filled with concrete when the waterproof facing had reached a height of 7.5–10 m, thus allowing the facing time to cool. The expansion joints were spaced from 14.60 to 15.60 m, except those in the turbine-conduit block, which were 27 m apart. The distance of approximately 15 m between the joints was chosen in accordance with experience obtained on existing dams, and also computed by the Engesser-Kammüller's formula for the concrete used.

Cracks were observed to form in the concrete when 1 to 2 years old. In the 27 m block, two cracks appeared at a distance of 8 to 12 m from the joint, situated in the cross-section of the dam, but did not extend into the inner part of the dam. In five of the 15 m blocks, cracks on the downstream face appeared in the concrete when 1 to 2 years old. Some insignificant local hair cracks caused by the local difference in temperature were also observed in winter on the upstream face, just above the water surface. All these cracks, which are quite invisible in summer, were caused by shrinkage and temperature and have no influence either on the impermeability or on the stability of the dam.

Each expansion joint was waterproofed on the upstream face by a layer of Rhenabit and Rhenasbest 15 mm thick, protected by a plate of reinforced concrete. As a second waterproofing there is incorporated in each expansion joint a pit (20/20 cm) filled with asphalt.

These two arrangements for waterproofing the expansion joints, and the waterproofing of the upstream face of the dam with a rich concrete facing, proved so successful that the leakage through the dam was only 1.2 liters per second at a maximum filling of the reservoir.

The deflection of the dam was measured by a plumb-line, this deflection being enlarged optically or taken microphotographically by Prof. S. Semerad's method. Some dam points were also measured by triangulation. The greatest deflection, when the dam was filled to capacity, was 5.77 mm.

The relative movement of the blocks was measured by a Mahr apparatus on bolts embedded in the concrete in a triangle. By these measurements it was ascertained that the width of the joints increases owing to shrinkage and cooling of the concrete, but that the joints continue to function owing to temperature changes.

The construction of the dam of different concretes, protected on the faces with a concrete layer of a cement content of 331.5 kg has, up to the present, proved fully satisfactory, as, on exposure to frost and other influences, it shows no signs of damage or deterioration.

This was also due to the spacing of the expansion joints about 15 m, and to the manner of placing the concrete.

RESUME

Le barrage du réservoir de Vranov sur la Dyje est un barrage gravité en béton coulé. La partie intérieure du profil est en béton, 264,9 kg/m³ Ciment Portland, 221 kg/m³ C. P., 200 kg/m³ C. P. et les parois extérieures sont protégées par un tablier en béton 331,5 kg C. P. contre les intempéries et en outre pour le rendre étanche, côté amont.

Le béton a été mis en œuvre, en couches, de 1 m, 50 de hauteur, ayant un profil en T. Entre le tablier, épais de 2 à 3 m, et le béton de masse, un intervalle de 2 m de largeur environ a été bétonné plus tard, lorsque le tablier eut atteint 7,50 à 10 m de hauteur, et qu'il ait eu le temps de refroidir.

Les joints de dilatation sont espacés de 14,60 à 15,60 m, excepté ceux du bloc traversé par les conduites forcées allant aux turbines, pour lesquels l'espace est de 27 m. La longueur des blocs, 15 m environ, choisie d'après les résultats d'expériences obtenus sur des barrages déjà construits, a été aussi vérifiée dans le cas du béton utilizé par les formules de Engesser-Kammiller.

Des fissures furent observées dans le béton d'un à deux ans d'âge. Dans le bloc, long de 27 m, deux fissures visibles se formèrent à une distance de 8 à 12 m, mais sans se prolonger à l'intérieur du barrage. Dans cinq blocs de 15 m de longueur, des fissures sont apparues sur la paroi d'aval du barrage. Des fissures locales sont apparu es, en hiver, sur la paroi d'amont au-dessus du niveau de la retenue.

Toutes ces fissures, à peine visibles en été, ont été causées par l'action du retrait et de la température, et n'ont aucune influence en ce qui concerne l'étanchéité et la stabilité du barrage. Chacun des joints de dilatation fut, du côté d'amont, étanché par une couche de Rhenabit et de Rhenasbest d'une épaisseur de 15 mm, protégée par une plaque en béton armé. En outre chaque joint a été muni d'une encoche de 20/20/cm de section, remplie d'asphalte. Au niveau maximum du réservoir, la percolation totale du barrage était de 1,2 litre par seconde. Les déformations du barrage sont déterminées à l'aide de fils à plomb dont les mouvements sont amplifiés optiquement avant d'être mesurés, les positions du fil sont prises microphotographiquement d'après la méthode du professeur Semerad. Les déplacements du barrage sont également vérifiés par triangulation. Pour niveau maximum de la retenue on a constatée une déformation de 5,77 mm. L'écartement dû aux déformations des blocs voisins du joint de dilatation est déterminé par la mesure très par la mesure très précise des longueurs de trois repères, scellés en triangle dans les blocs, au moyen de l'appareil de Mahr. Par ces mesures, on a constaté que les joints de dilatation s'élargissent par suite du retrait du béton et qu'ils continuent à travail ler avec les variations de température.

Pendent la mise en charge du réservoir, le barrage a été exposé aux intempéries et à des gelées. Jusqu'à présent il est resté parfaitement intact.

Ce succès est dû à la méthode de mise en oeuvre du béton, mentionnée plus haut, au revêtement des parois du barrage par un béton résistant et à l'écart de 15 m environ entre joints de dilatation.

RESUMEN

La presa de embalse de Vranov en el Dyje es una presa-gravedad de hormigón. La parte interior del perfil es de hormigón, 264,9 kg/m^3, cemento portland, 221 kg/m^3, cemento portland, 200 kg/m^3, cemento portland y las paredes exteriores están protegidas por una pantalla de hormigón 331,5 kg cemento portland contra la intemperie y además para hacerla impermeable en el lado de aguas arriba.

El hormigón se colocó en capas de 1,50 m de altura teniendo un perfil en T. Entre esta pantalla, de un espesor de 2 a 3 m, y el hormigón de masa, un intervalo de unos 2 m de ancho, se hormigonó más tarde, cuando la pantalla alcanzó una altura de 7,50 a 10 m para que tuviese tiempo de enfriarse.

La separación de la juntas es de 14,60 a 15,60 m, excepto para las del bloque de los conductos de la turbina, que la separación es de 27 m. La largura de los bloques, de unos 15 m, se eligió de acuerdo con la experiencia obtenida en las presas ya construídas, se ha comprobado también con referencia al hormigón empleado por la fórmula de Engesser-Kammiller.

Se observaron grietas en el hormigón de uno a dos años de edad. En el bloque de 27 m de largo se formaron dos grietas a una distancia de 8 a 12 m de la junta, pero sin prolongarse al interior de la presa. En cinco bloques de 15 m aparecieron grietas en el paramento de aguas abajo de la presa. En el invierno también aparecieron algunas grietas locales en el paramento de aguas arriba sobre el nivel del agua. Todas estas grietas, que apenas se ven en el verano, fueron causadas por la retracción y los cambios de temperatura y no tienen ninguna influencia en la impermeabilidad ni en la estabilidad de la presa.

Cada una de las juntas de dilatación fué impermeabilizada en el lado de aguas arriba por medio de una capa de Rhenabit y de Rhenasbest de un espesor de 15 mm. protegida por una placa de hormigón armado. Además cada junta tiene una abertura de 20/20 cm. llena de asfalto. Al nivel máximo del embalse, la infiltración total de la presa fué de 1,2 litro por segundo.

Las deformaciones de la presa se determinan por medio de una plomada que amplifica los movimientos opticamente antes de ser medidos; las posiciones de la plomada se toman microfotográficamente siguiendo el método del profesor Semerad. Los desplazamientos de la presa también se verifican por triangulación. En el nivel máximo del embalse se ha probado una deformación de 5,77 mm. El movimiento debido a las deformaciones se midió por medio de un aparato de Mahr, con tres puntos de referencia colocados en triángulo en los bloques. Por estas medidas se comprobó que las juntas de dilatación se alargan a causa de la retracción del hormigón y que continuan trabajando con los cambios de temperatura.

La construcción de la presa hasta el presente ha demostrado ser completamente satisfactoria, pues ha estado expuesta a las intemperies y a las heladas y no presenta deterioros.

Este éxito se debe al método empleado en la colocación del hormigón mencionado más arriba, al revestimiento de hormigón resistente de los paramentos de la presa y a la separación de unos 15 m de las juntas de dilatación.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

ETUDE DES REVETEMENTS DES PAREMENTS DES BARRAGES EN MACONNERIE ET EN BETON*

A. HAEGELEN
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
France

Nous nous proposons de présenter, dans une première partie du présent rapport, les observations faites sur la tenue des revêtements d'un certain nombre de barrages en maçonnerie ou en béton établis en France, et pour lesquels nous avons pu obtenir des renseignements suffisamment précis.

Dans une seconde partie du rapport, nous examinerons les dispositions adoptées pour les revêtements d'un certain nombre d'ouvrages du même type, récemment édifiés, que nous avons choisis parmi les plus importants.

Nous essaierons ensuite de dégager de notre étude un certain nombre de conclusions, concernant les tendances actuelles de la technique française en cette matière.

I. OBSERVATIONS FAITES SUR DES OUVRAGES EXISTANTS

1. OUVRAGES ÉTABLIS À FAIBLE ALTITUDE ET SOUMIS À DES TEMPÉRATURES NORMALES

Cette catégorie comprend plusieurs ouvrages, d'importance grande ou moyenne, dont la mise en service s'échelonne de 1926 à 1933.

**Study of the facing of masonry and concrete dams.*
Eine Untersuchung der Mauerwerkverblendung von Bruchsteinmauerwerk- und Beton-Staumauern.
Estudio de los paramentos de las presas de mamposteria y hormigón.

Ces ouvrages, en béton, n'ont donc fait l'objet que d'observations assez récentes, dont les conclusions ne peuvent pas être toujours considérées comme définitives. Nous nous bornerons à quelques exemples.

(*a*) *Barrage d'Eguzon sur la Creuse.*

Cet ouvrage, d'une hauteur maximum de 61 mètres, est un barrage-gravité en béton cyclopéen de ciment de laitier; il a son niveau normal de retenue à la cote 202,70 et a été mis en service en 1926.

Le parement amont est en maçonnerie de moellons d'amphibolite d'une épaisseur de 0 m 50 à 1 m, avec enduit au mortier de ciment Portland de 0 m 04 d'épaisseur appliqué en deux couches, au cement gun. La composition du mortier était de 800 kg de ciment pour 700 litres de sable.

L'étanchéité était complétée par l'application de deux couches de goudron.

La renue de ce parement, entre les joints de contraction, a été parfaite jusqu'à ce jour.

Le parement aval a été exécuté en moellons d'amphibolite disposés en "opus incertum" sans enduit. Son état est également excellent.

(*b*) *Barrage du Moulinard sur la Diège.*

Cet ouvrage, dont la hauteur maximum est de 40 mètres, est construit en béton de ciment de laitier, renfermant environ 10% de blocs de granit. Il a son niveau de retenue maximum à la cote 547,50 et a été mis en service en août 1927.

Le parement aval n'a fait l'objet d'aucun traitement spécial et est en bon état.

Le revêtement du parement amont est constitué par:

(1) Un enduit au mortier de ciment de Portland de 0 m 04 d'épaisseur, appliqué au cement-gun, après repiquage du parement,

(2) Deux couches d'une peinture bitumineuse (inertol).

Le mortier de ciment contenait 600 kg de ciment pour 1.000 litres de sable.

Jusqu'à ce jour, l'enduit au mortier de ciment s'est très bien comporte. Quant au revêtement d'inertol, il est altéré dans beaucoup d'endroits, principalement dans la partie supérieure. Son renouvellement est prévu dans le courant des années prochaines.

(*c*) *Barrage du Pinet sur le Tarn.*

Cet ouvrage, mis en service en 1930, est du type des barrages-gravité déversants et est construit en béton. Il est situé dans le Massif central; le niveau maximum de retenue est à la cote 320 au-dessus du niveau de la mer et la hauteur maximum du barrage est de 40 m au-dessus des fondations.

Le barrage a pour but principal de créer une hauteur de chute exploitée dans l'usine de pied et le niveau ne subit que de très faibles variations.

Le parement amont n'est jamais découvert, la réserve ne jouant le rôle que de réserve journalière. Les dispositions suivantes ont été adoptées:

Le dosage du béton a été porté à 250 kgs de ciment artificiel Portland par mètre cube, sur une épaisseur variant de 3 à 6 m à partir du parement. En outre, celui-ci a été revêtu de deux couches d'inertol (solution bitumineuse). L'étanchéité obtenue est parfaite.

Le parement aval est en béton au dosage de 200 kg de ciment par mètre cube. A la partie inférieure, le parement a reçu un revêtement en syénite à opus incertum.

La paroi de béton est restée intacte après 5 hivers et des crues importantes.

Quelques joints de la maçonnerie ont été affouillés par les crues déversantes et 3 ou 4 moellons emportés. Il s'agit d'un accident local, sans importance, qui ne contredit pas la bonne tenue générale de cette partie de l'ouvrage.

(*d*) *Barrages Grande Rhue et Petite Rhue.*

Les deux barrages Grande Rhue et Petite Rhue ont respectivement leurs niveaux normaux de retenue aux cotes 487,5 et 692. Ils sont soumis à un climat un peu plus rude que les précédents.

Ces deux ouvrages, du type des barrages-gravité, ne comportent qu'un enduit sur le parement amont, le parement aval étant en béton brut de décoffrage.

L'enduit du parement amont est identique pour les deux barrages; il a été exécuté en mortier de ciment artificiel au dosage de 650 kgs de ciment par mètre cube de sable, avec incorporation de "Porolithe" (produit imperméabilisant) atteignant 14 kgs par mètre cube de sable.

Cet enduit a été exécuté au ciment-gun en trois couches de 7 m/m d'épaisseur chacune. Sur le parement amont du barrage Grande Rhue l'épaisseur de l'enduit a été portée à 3 cm sur certains points à grande profondeur.

Les réservoirs des barrages sont en service depuis le commencement de l'année 1926, l'étanchéité des ouvrages est très satisfaisante; les pertes par infiltration recueillies par les drains et dues seulement à la porosité du béton protégé par l'enduit, sont insignifiantes.

Aucune réfection d'enduit n'a encore été effectuée au barrage Grande Rhue. Par contre, au barrage Petite Rhue, on a constaté, lors d'une vidange partielle du réservoir effectuée au cours de l'été 1933, des décollements et des soufflures de l'enduit sur une surface d'ailleurs restreinte atteignant 75 mq sur 800 mq environ.

Cette situation parait provenir du fait que le plan d'eau baisse très sensiblement et assez fréquemment dans le réservoir, la prise d'eau étant au fond, et que le revêtement se trouve ainsi exposé alternativement à de fortes gelées et à des températures assez élevées.

La réfection des enduits détériorés effectuée au cours de l'été 1933 a amélioré sensiblement l'étanchéité du barrage qui est actuellement très satisfaisante.

2. BARRAGES ÉTABLIS À HAUTE ALTITUDE

Nous citerons, dans cette catégorie, un certain nombre d'ouvrages des Pyrénées, qui nous paraissent donner lieu à des constatations intéressantes.

(*e*) *Barrage de Naguilles.*

Cet ouvrage, en moellons de granit hourdés au mortier de chaux hydraulique, est situé dans les Pyrénées et a été mis en service en 1910. Il a une hauteur maximum de 17 m 40 et son niveau maximum de retenue à la cote 1863 m. Il est vidangé chaque hiver.

Sur le parement aval, la maçonnerie qui n'a reçu aucun revêtement, est restée en bon état.

Sur le parement amont, la maçonnerie a été recouverte d'un enduit au mortier de ciment, d'une épaisseur de 0 m 05 armé par un grillage en métal déployé fixé par des crampons dans les joints des moellons.

Quatre ou cinq ans après la mise en eau du barrage quelques joints des parties soumises au soleil par suite des variations du plan d'eau se cloquèrent et les réparations de ces cloques par le même procédé eurent le même sort.

De 1913 à 1918, quelques parties furent réparées en supprimant l'armature métallique, les joints entre les moellons furent profondément dégarnis et un enduit en ciment armé fut appliqué. Les résultats obtenus ne furent pas satisfaisants.

En 1925, le revêtement fut entièrement remplacé par un nouvel enduit au mortier de ciment, armé par un quadrillage de 0 m 10 de côté en fer rond de 6 m/m et recouvert par un produit hydrofuge "Pichtoline". Ce revêtement est encore en place et se comporte assez bien. Toutefois la Pichtoline s'effrite et tombe par petites écailles.

(*f*) *Barrage du Lac d'Oo.*

Cet ouvrage est situé dans les Pyrénées, à la cote 1507 et n'a que 9 m 80 de hauteur. Il a été mis en service en 1921. C'est un barrage-poids en maçonnerie de granit. La réserve est vidangée chaque hiver.

Le parement amont a reçu un enduit au mortier de ciment Portland recouvert d'un badigeon à l'Evéol noir (produit bitumineux).

Sous l'action du gel, cet enduit, qui n'est pas armé, s'est fissuré et décollé par endroits de la maçonnerie.

Une visite du parement, faite en 1933, révéla que ces décollements intéressaient une assez grande partie de la surface (de l'ordre de 10%). En outre, une fissure horizontale, presque ininterrompue et pénétrant dans la maçonnerie, suivait le couronnement de l'ouvrage. Quelques autres fissures, moins importantes, étaient constatées en différents points.

Des injections de ciment sous faible pression, ont été pratiquées pour aveugler la fissure horizontale existant à la liaison du couronnement avec le corps de l'ouvrage.

Les parties d'enduit les plus défectueuses ont été réfectionnées, mais ont été à nouveau décollées de la maçonnerie.

Le parement aval a bien tenu, dans les parties où la maçonnerie avait été laissée sans revêtement. Sur la partie centrale de l'ouvrage, qui est déversante, l'enduit, analogue à celui du parement amont a souffert de la même manière.

(*g*) *Barrages de l'Oule et d'Artouste.*

Le barrage de l'Oule, construit par la Compagnie des chemins de fer du Midi, a une hauteur maximum de 33m et son plan d'eau normal à la cote 1,799.

C'est un barrage-poids, qui a été mis en service à la fin de 1923. Il est vidangé chaque hiver et également à la fin de l'été.

Le profil (fig. 1) indique les dispositions de l'ouvrage et notamment des parements.

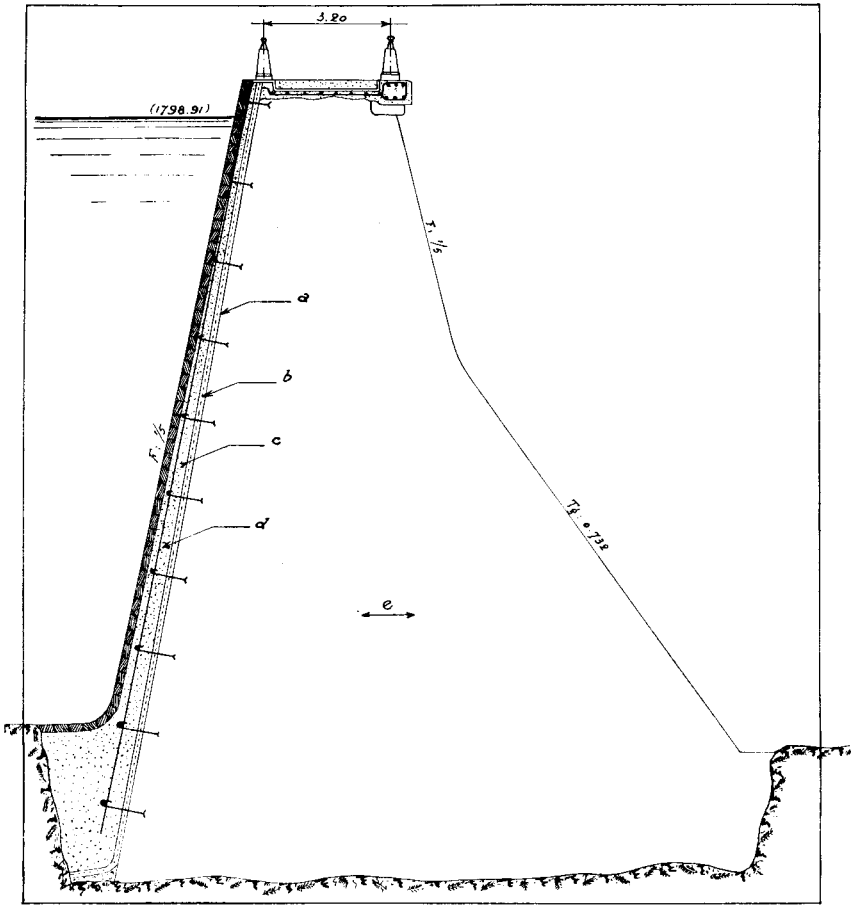


FIGURE 1.—**Profil du Barrage de l'Oule.** — Vertical cross section, Oule Dam. — Vertikal-Querschnitt: Oule-Talsperre. — Perfil de la presa del Oule.

a. **Enduit en ciment de 0 m ,03 d'épaisseur.** — Cement coating 0.03 m thick. — Zement-Verputz von 0.03 m Stärke. — Capa de cemento de 0 m .03 de espesor.
b. **Grillage métallique noyé dans l'enduit.** — Steel mesh reenforcement of the coating. — Stahl-Netz-Verstärkung des Verputzes. — Enrejado metálico encastrado en la capa.
c. **Revêtment en asphalte.** — Coat of asphalt. — Asphaltdecke. — Revestimiento de asfalto.
d. **Béton riche.** — Rich concrete. — Reicher Beton. — Hormigón rico.
e. **Béton maigre.** — Lean concrete. — Magerer Beton. — Hormigón magro.

Le corps de l'ouvrage est en maçonnerie de granit.

Au voisinage du parement amont, sur une épaisseur moyenne d'environ 0 m 50, existe un masque d'étanchéité en béton riche, armaturé, et relié par des épingles au corps du barrage, dont il est séparé par un enduit grillagé au mortier de ciment de 0 m 03 d'épaisseur, avec interposition d'une couche d'asphalte entre l'enduit et le masque.

Ce masque est lui-même protégé extérieurement par un revêtement en moellons assisés de granit.

Le parement aval a été laissé sans revêtement.

La tenue et la conservation des parements se sont montrées pleinement satisfaisantes.

Des dispositions assez analogues des parements ont été adoptées pour le barrage d'Artouste, mis en service en 1930 par la même compagnie.

Comme le montre le profil (fig. 2) on a simplement renforcé l'épaisseur du masque en béton armaturé, qui est en contact direct avec le béton à faible dosage, constituant le corps de l'ouvrage. A mi-épaisseur du masque, dosé à 450 kg de ciment par mètre cube de béton, existe un enduit au mortier de ciment grillagé, revêtu d'asphalte du côté extérieur. Un revêtement en maçonnerie de moellons protège le masque contre le gel.

II. Dispositions Adoptées dans des Ouvrages Récents

Les ouvrages que nous examinerons viennent d'être mis en service.

(*h*) *Barrages de la Truyère.*

Nous retenons, en premier lieu, un groupe de trois barrages d'importances très diverses, construits sur la Bromme et sur la Truyère, dans le Massif Central, par la Société des Forces Motrices de la Truyère.

Barrage de la Cadène.—Ce barrage, d'une hauteur maximum de 26 mètres, est un barrage gravité, à profil déversant, dont la crête est arrasée à la cote 550,75.

Le corps de l'ouvrage est exécuté en béton, au dosage de 175 kgs de ciment de laitier par mètre cube de béton.

Sur une épaisseur de 2 m 20 à partir du parement amont, le dosage du béton a été porté à 225 kg de ciment de laitier par mètre cube.

Le parement amont a été laissé brut de décoffrage.

Barrage de la Bromme.—Ce barrage, d'une hauteur maximum de 34 mètres, est un barrage-voûte à profil déversant, dont la crête est arrasée à la cote 556,75.

Le corps de l'ouvrage est exécuté en béton, avec des dosages variant de 260 à 325 kgs de ciment Portland artificiel par mètre cube de béton.

Les coffrages du parement amont ont été vibrés en cours de bétonnage.

Sur ce parement, un enduit en mortier de ciment, avec grillage en fer, a été appliqué au ciment-gun de la base du barrage jusqu'à la cote 540.

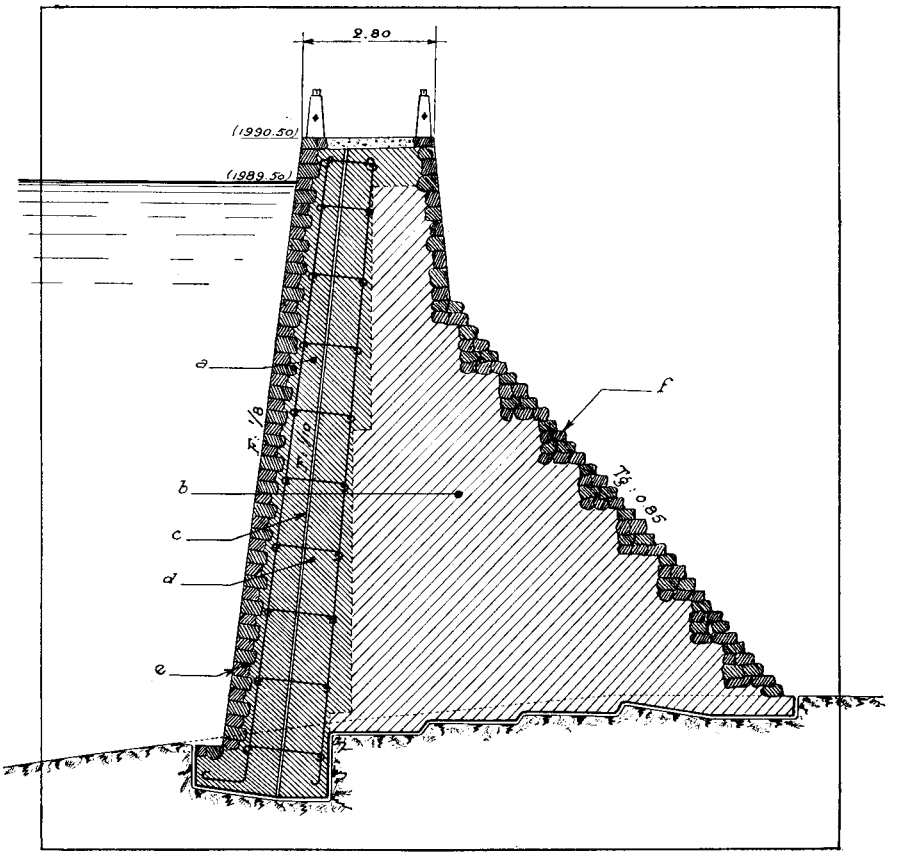


FIGURE 2.—**Profil du Barrage d'Artouste.** — Vertical cross section, Artouste Dam. — Vertikal-Durchschnitt: Artouste-Talsperre. — Perfil de la presa de Artouste.

a. **Béton au dosage de 450 kg de ciment par mètre cube.**— Concrete: cement content, 450 kg per cu. m. — Beton: Zementgehalt: 450 kg/m³. — Hormigón de dosificación de 450 kg de cemento por metro cúbico.

b. **Béton au dosage de 250 kg de ciment par mètre cube.** — Concrete: cement content, 250 kg per cu. m. — Beton: Zementgehalt: 250 kg/m³. — Hormigón de dosificación de 250 kg de cemento por metro cúbico.

c. **Enduit grillagé au mortier de ciment.** — Reenforced mortar cement coating. — Verstärkter Mörtelzement-Verputz. — Capa de cemento armado.

d. **Revêtement en asphalte.** — Coat of asphalt. — Asphaltdecke. — Capa de asfalto.

e. **Maçonnerie de moellons assises.** — Rubble masonry laid in rows. — Mauerwerk von aneinandergereihten Feldsteinen. — Mampostería de sillares alineados.

f. **Murettes en moellons.** — Rubble masonry. — Feldsteinmauerwerk. — Muretes.

Au-dessus de cette cote, on a pratiqué des injections à basse pression dans les parties du parement où des infiltrations s'étaient révélées pendant les essais du barrage. Dans ces parties, on a procédé par plaques à l'application d'un enduit au ciment-gun.

En outre, une peinture bitumineuse (inertol) a été passée sur tout le parement.

Barrage de Sarrans.—Ce barrage, d'une hauteur maximum de 113 mètres, est un barrage-gravité, dont le niveau normal de retenue est à la cote 646.

Le corps de l'ouvrage est exécuté pour la partie basse en béton de ciment Portland artificiel avec des dosages variant de 290 à 180 kg par mètre cube et pour la partie haute, soit sur environ les 2/3 de la hauteur, en béton de ciment de laitier, avec des dosages variant de 150 à 240 kg de ciment par mètre cube.

Sur une épaisseur variant de 3 à 5 mètres, à partir du parement amont, le dosage minimum pratiqué a été de 195 kg de ciment par mètre cube.

Les coffrages du parement amont ont été vibrés en cours de bétonnage.

Sur ce parement a été mis en place un enduit grillagé, d'une épaisseur d'environ 0 m 03, exécuté au ciment-gun en deux couches, avec emploi de ciment de laitier, pour résister aux eaux pures de la retenue dont il faut redouter l'action sur les ciments. Le grillage comportait des mailles de 41 m/m de côté, en fil galvanisé n° 6½.

En outre, sur cet enduit, a été appliquée une peinture bitumineuse (Antac) en deux couches, depuis la fondation jusqu'à la cote 623, en trois couches au-dessus de cette cote.

Aucune précaution spéciale n'a été prise pour les parements avals des trois barrages mentionnés ci-dessus.

Dans le barrage de Sarrans, le dosage minimum du béton, sur le parement aval, tombe à 175 kg de ciment par mètre cube.

(*i*) *Barrage de Marèges.*

Nous devons à l'obligeance de notre éminent collègue M. Coyne des renseignements détaillés concernant le barrage de Marèges.

Cet ouvrage, d'une hauteur maximum de 80 mètres, est du type des barrages-voûtes. Il est édifié dans le Massif Central et a son niveau maximum de retenue à la cote 417.

Il est exécuté en béton vibré dans la masse.

Le service constructeur a apporté un soin tout spécial à assurer l'étanchéité du parement amont au voisinage duquel le béton a été serré à l'aide de pervibrateurs à aiguilles.

Ce parement a fait l'objet d'un repiquage soigné, exécuté soit à la pioche, soit au marteau piqueur. Ce repiquage ne précédait pas le gunitage de plus de 10 jours.

Un enduit ferraillé, exécuté au ciment-gun a été appliqué sur le parement amont. On a commencé par fixer, au moyen d'épingles scellées à 0 m 10 de profondeur dans le béton, un grillage Gantois, constitué par des mailles de 30 millimètres, en fil n° 13, pesant 1,509 kg au mètre carré.

L'enduit a été exécuté en deux couches de 0 m 015 d'épaisseur, par bandes verticales en allant de haut en bas. Avant passage de la première couche, le parement était humidifié pendant au moins 12

heures. En cours d'exécution, un jet d'eau sous pression fonctionnait en permanence pour enlever les projections qui s'accrochaient au grillage sous la partie en exécution ou sur les parties voisines.

La deuxième couche était passée après lavage et soufflage avec les mêmes précautions en ce qui concerne les projections.

Sur 15.000 mètres carrés exécutés, quelques parties sonnant le creux (une dizaine de mètres carrés) ont été décelées. Le repiquage de ces zones a permis de constater que tous les décollements provenaient d'un défaut de nettoyage local de la surface de la première couche. Aucun décollement entre le béton et la première couche n'a été trouvé.

Aucune précaution spéciale n'a été prise au passage des joints sauf:

(*a*) Un repiquage plus profond, avec abatage des angles sur quelques centimètres,

(*c*) Aucun recouvrement de grillage ne se trouvait au droit du joint.

L'enduit au cement-gun a été protégé par une peinture bitumineuse.

Sur la plus grande partie de la surface, la peinture employée a été l'Ecrantine, répandue en deux couches, à concurrence de 1 kg 800 par mètre carré pour les deux couches.

La surface d'application devait être sèche.

Sur les 10 derniers métres de retenue (entre 408 et 418) on a essayé différentes peintures, pour faire des essais comparatifs.

Toutes ces peintures ont été passées au pistolet *K-V-B* à réservoir sous pression, après tamisage. Elles se projettent facilement, à condition que la température ne tombe pas au-dessous de 15 à 20 degrés centigrades.

Le parement amont du barrage, sur la moitié du développement, n'est ensoleillé qu'en été, quelques heures dans l'après-midi. L'autre moitié reste dans l'ombre.

Aucun revêtement n'a été exécuté sur le parement aval, dont le béton e été vibré à la lance pneumatique pendant la construction. Ce parement est ensoleillé toute l'année.

(*j*) *Barrage du Chambon.*

Cet ouvrage est du type des barrages-gravité. Il a une hauteur maximum de 135 mètres au-dessus des fondations. Son niveau de retenue normal est à la cote 1040.

Il est construit entièrement en béton coulé, avec des dosages variant de 150 à 250 kg de ciment Portland artificiel à haute résistance par mètre cube de béton.

La partie du barrage située à l'amont des drains verticaux, dont l'épaisseur varie de 6 à 3 mètres, est exécutée au dosage de 250 kgs. Ce dosage a été toutefois réduit à 225 kgs au-dessus de la cote 1030.

Le parement amont a reçu un enduit d'étanchéité. Dans la partie basse, au-dessous de la cote 985, a été appliqué un enduit au cement-gun de 0 m 012 d'épaisseur, recouvert ultérieurement de deux couches d'une peinture bitumineuse (évéol) à raison de 500 grammes par mètre carré.

Dans la partie supérieure, au-dessus de la cote 985, a été appliqué, en deux couches de 0,010 d'épaisseur, un enduit au ciment-gun.

Les enduits en ciment-gun sont au dosage de 600 kgs de ciment Portland par mètre cube de sable. Le sable est entièrement de dimension inférieure à 2,5 millimètres.

Avant l'exécution de la première couche de ciment-gun, le parement était repiqué au marteau pneumatique et assez profondément dégradé.

Sur une aile du barrage a été essayé un produit hydrofuge nouveau (Guttaterna) à base de bitume et de caoutchouc.

Le parement aval n'a fait l'objet d'aucun traitement spécial. Le dosage du béton y atteint, par mètre cube, 225 kgs de ciment pour la partie basse (au-dessous de la cote 970) et 200 kgs pour la partie haute.

La mise en eau a montré que le barrage était étanche, à l'exception de quelques joints, qui laissent passer des fuites peu importantes.

(*k*) *Barrage de Bissorte.*

Le barrage de Bissorte, d'une hauteur maximum de 60 mètres, a son niveau normal de retenue à la cote 2.083 et alimente, sous une chute de 1.100 mètres, une usine hydro-électrique. Il crée une retenue de 40 millions de mètres cubes d'eau.

C'est donc un ouvrage de haute altitude, soumis à un climat dur comportant en hiver des températures très basses.

L'ouvrage est exécuté entièrement en maçonnerie de moellons.

Le parement amont, dont la surface totale est de 18.300 mq est exposé au midi. Il est construit en pierres de taille de façon à être insensible au gel et à la chaleur.

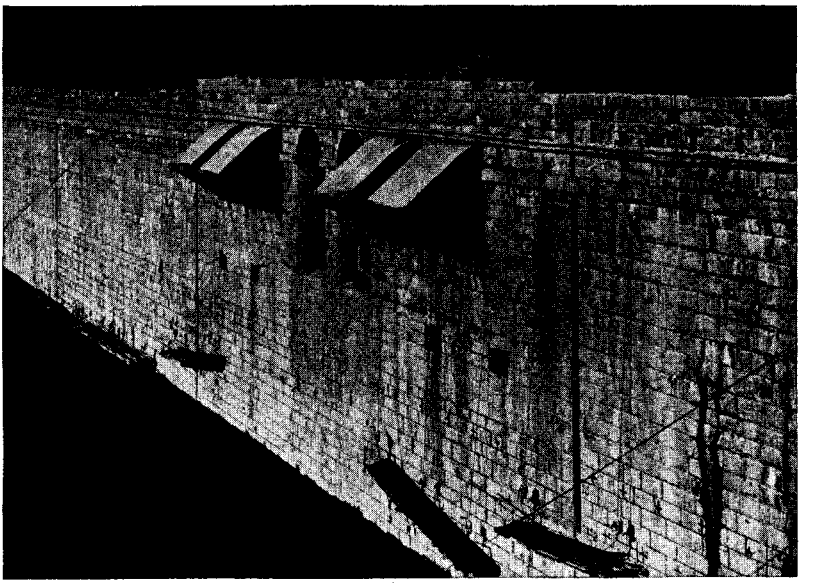


FIGURE 3.—**Parement amont du barrage de Bissorte.** — Upstream facing, Bissorte Dam. — Wasserseitige Mauerwerkverblendung: Bissorte-Talsperre. — Paramento de aguas arriba de la presa de Bissorte.

Les pierres de taille proviennent de carrières ouvertes à proximité du barrage, dans des grès houillers très denses, reconnus non gélifs. Leur densité moyenne est de 2,725 kg/mc.

La résistance à la compression de ces pierres est en lit de 1.490 kg/cmq et en délit de 1.790 kg/cmq.

Les dimensions des pierres de taille sont les suivantes:

Longueur de 0 m 55 à 1 m 00

Hauteur de 0 m 35 à 0 m 60

Leur queue varie de 0 m 40 à 0 m 60.

Les lits et les joints montants sont retournés d'équerre et dressés sans ciselure sur 0 m 15 à partir du parement.

Sur le restant des faces latérales, un démaigrissement est réservé, variable suivant le bloc employé. Sur les faces horizontales (lits), ce démaigrissement ne devait pas dépasser 10% de la longueur de la queue, retour d'équerre déduit Sur les faces verticales (joints montants), un démaigrissement plus prononcé a été toléré et même recherché, de façon à permettre une bonne pénétration du mortier entre les pierres, sans toutefois que ce démaigrissement dépasse 30% de la longueur de la queue, retour d'équerre déduit.

Afin de faciliter la confection des joints, le parement vu a ses arêtes dressées et rectilignes, avec une ciselure de 0 m 03. Le bossage naturel est conservé en parement à l'intérieur des ciselures.

Les pierres du parement ont été posées assises par assises. Des cordes en chanvre étaient ensuite serties dans l'intervalle des pierres, dans l'épaisseur des joints.

On procèdait alors au coulage des joints. Des essais méthodiques ont amené à employer un mortier assez fluide, adhérant bien à la pierre et dont la pression, sous la hauteur d'une assise, facilitait la pénétration dans toutes les cavités. L'eau et l'air en excès s'échappaient facilement, par la corde de chanvre.

Le mortier contenait 750 kg de ciment Portland artificiel par mètre cube de sable sec. Ce dernier contenait 26% d'éléments plus grands que 1 millimétre.

La quantité d'eau employée atteignait 110% du poids du ciment. La compacité d'un tel mortier n'était guère que de 0,681. Ce défaut a été compensé par les injections, dont nous parlerons plus loin.

Ce n'est que lorsqu'une assise était coulée, qu'on procèdait à la pose de l'assise suivante.

Les joints ont été l'objet d'un soin tout particulier.

Après la prise des joints coulés, les joints entre les pierres, qui ont été réservés d'une largeur maximum de 0 m 02, ont été refouillés sur 0 m 04 à 0 m 05 d'épaisseur et bourrés très soigneusement, avec un mortier de sable et de ciment au dosage de 600 kg par mètre cube de sable.

Une fois ce mortier pris, il a été passé sur toute la largeur du joint et des ciselures adjacentes:

1. Une couche de kerbitum.
2. Une couche de kerbéton.
3. Une couche de keralu.

Les deux premiers produits (kerbitum et kerbéton) sont des peintures bitumineuses très fluides, à base de bitumes asphaltiques avec adjonction de résines synthétiques et d'huile de bois de chine comme plastifiant.

Ils ont la propriété, après application, de garder leur souplesse, et tout en devenant très durs, ne se craquèlent et ne se cloquent pas.

Ils ont fait l'objet d'essais méthodiques, qui ont donné de très bons résultats.

Le kerbitum, plus fluide, facilite la fixation du kerbéton sur la pierre et sur le mortier.

Le keralu est une peinture qui a l'éclat de l'argent. Elle est constituée par un vernis uniquement à base d'huile de bois de chine et de résines synthétiques avec, comme pigment, de la poudre extra-fine. Elle joue un rôle de protection contre les radiations solaires, aussi bien thermiques qu'ultra-violettes ou infra-rouges.

Pour compléter l'étanchéité du revêtement de pierre de taille et surtout pour combler les vides inévitables de la maçonnerie au voisinage du parement amont, il a été procédé à des injections systématiques de la maçonnerie au travers du parement en pierre de taille.

Les trous d'injections, de 1 mètre de profondeur, ont été percés au marteau pneumatique. Ils sont disposés en quinconce sur des rangées horizontales, distantes verticalement de 1 m 50. Leur espacement, dans chaque rangée, est d'environ 1 m 50. La pression a été poussée jusqu'à 25 kg/cm^2.

La quantité moyenne de ciment injecté a atteint 66 kg par mètre carré en moyenne.

Il convient de noter que le projet primitif prévoyait l'interposition, entre le revêtement de pierres de taille et la maçonnerie de masse, d'un écran étanche en béton richement dosé et vibré dans la masse, dont l'épaisseur variait de 1 m 50 à 2 m.

Cette disposition a été suivie pour la partie basse de l'ouvrage. Elle a été abandonnée par la suite, en raison des sujétions d'exécution qui en découlaient et parce qu'elle n'a pas paru, par son efficacité, répondre au but qu'on se proposait.

La mise en eau du barrage, qui a eu lieu au cours de l'année 1935, a démontré l'efficacité des dispositions prises, au point de vue de l'étanchéité de l'ouvrage.

Malgré la grande surface du parement, le total des fuites recueillies dans le système de drainage, n'a pas excédé 4 litres par minute, provenant en majeure partie des joints de contraction, au nombre de 27, pour une longueur totale de 500 mètres mesurée sur le couronnement de l'ouvrage.

Le parement aval du barrage de Bissorte est constitué par de la maçonnerie de moellons assisés. Les moellons sont tirés des mêmes carrières que les pierres de taille constituant le parement amont.

(*l*) *Barrage du Sautet.*

Le barrage du Sautet, d'une hauteur maximum de 120 mètres, a son niveau normal de retenue à la cote 765, et alimente une usine hydro-electrique. Il crée une retenue de 120 millions de mètres cubes d'eau.

C'est donc un ouvrage d'altitude moyenne, édifié dans une gorge très étroite.

L'ouvrage est exécuté entièrement en béton.

Le parement amont est exposé au sud-est.

Le béton du corps du barrage a été fait au dosage de 220 kg de ciment artificiel Portland à haute résistance. Le béton était vibré dans la partie amont de l'ouvrage.

Sur les parements amont et aval, ce dosage a été porté à 300 kg par mètre cube de béton, sur une épaisseur moyenne de 2 mètres. Ce béton, spécialement préparé, a été mis en place au moment voulu avec des bennes, sans qu'il y ait une démarcation très nette entre le béton à 300 kg et le béton à 220 kg.

En outre, le parement amont, après avoir été soigneusement gratté, débarrassé de toutes particules de laitance et brossé, a reçu une couche d'impression de kerbitum, puis un enduit de kerbéton, à raison de 0 kg 170 du premier produit et de 0 kg 250 du second produit par mètre carré de parement.

En outre, dans toute la zone supérieure du parement qui sera découverte chaque année par suite de l'exploitation de la réserve, soit sur 45 mètres de hauteur, une couche de keralu a été appliquée, pour protéger l'enduit bitumineux contre les rayons solaires.

Tous ces produits ont été appliqués au pinceau.

L'étanchéité du barrage a été assurée de façon parfaite, comme l'a montré la mise en eau de l'ouvrage.

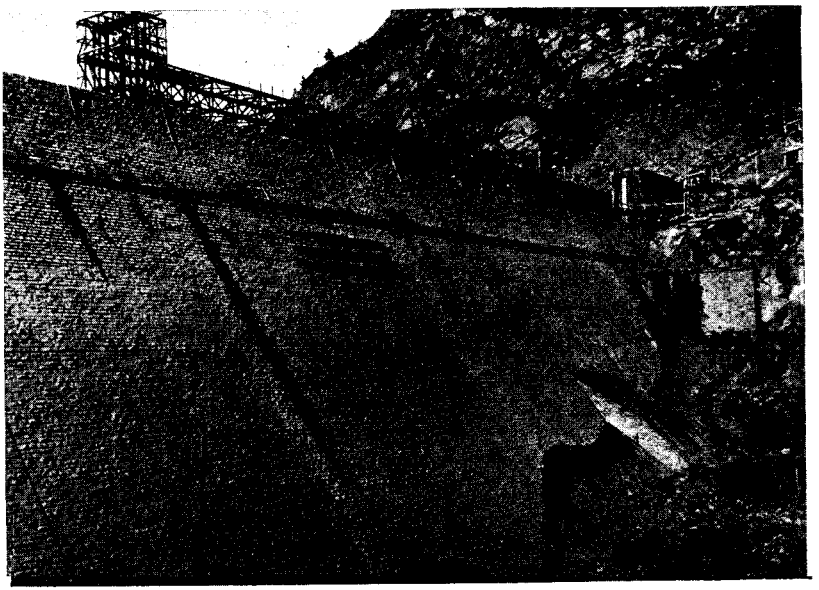


FIGURE 4.—**Parement aval du barrage de Bissorte.** — Downstream facing, Bissorte Dam. — Luftseitige Mauerwerkverblendung: Bissorte-Talsperre. — Paramento de aguas abajo de la presa de Bissorte.

CONCLUSIONS

Dans notre conclusion, nous traiterons en premier lieu la question du revêtement du parement amont. Ce revêtement joue en effet un rôle important au point de vue de l'étanchéité du barrage.

Dans la plupart des cas, les barrages sont exécutés en béton. Le dosage en ciment du béton est généralement renforcé sur plusieurs mètres d'épaisseur à partir du parement amont du barrage. La composition granulométrique des bétons a fait d'ailleurs l'objet, sur

tous les chantiers d'ouvrages récents, d'études systématiques, au point de leur résistance à la compression et de leur imperméabilité. La vibration des bétons, soit par les coffrages (barrage de Sarrans), soit dans la masse (barrages de Marèges et du Sautet) est de plus en plus en faveur. Elle permet, à condition d'être pratiquée avec méthode et discernement, d'améliorer la compacité et l'imperméabilité des bétons.

Malgré la qualité des bétons mis en oeuvre, les ingénieurs de notre pays ont très généralement estimé qu'il convenait de parfaire l'étanchéité en appliquant des revêtements imperméabilisants sur les parements amont des ouvrages. Ils se prémunissaient ainsi contre les passages possibles d'eau le long des surfaces de reprise des bétons, et à travers les nids de cailloux et les fissures de retrait des bétons.

Dans ces revêtements ont été employés, concurremment ou séparément, les enduits au mortier de ciment, appliqués au ciment-gun et les peintures à base de produits bitumineux.

La solution qui parait la plus en faveur consiste dans la pose d'un enduit au ciment-gun, ferraillé, de façon à en améliorer la tenue et la résistance au gel. Sur cet enduit, richement dosé, dont l'épaisseur est de 0 m 03 à 0 m 04, et qui est exécuté en deux couches, est appliquée, au pistolet pneumatique ou au pinceau, une peinture bitumineuse.

Il existe une grande variété de ces peintures qui, dans un certain nombre de cas, ont paru adhérer insuffisamment aux bétons ou aux enduits de mortiers de ciment sousjacents. D'autre part, l'action d'usure des vagues des retenues, le frottement des glaces, paraissent ne laisser souvent qu'une durée limitée à ces peintures qui ont également tendance en vieillissant, à perdre leur plasticité et subissent des altérations chimiques.

Il sera intéressant, par la suite, de constater comment se comporteront les produits adoptés pour le revêtement du Sautet, dont la mise en oeuvre a été particulièrement soignée.

Pour les barrages situés à haute altitude, l'expérience des ouvrages Pyrénéens montre que des dispositions spéciales doivent être adoptées. Ainsi que nous l'a indiqué le Service Officiel chargé de la surveillance de ces ouvrages, "les enduits et les revêtements mixtes, armés ou non, de quelque nature qu'ils soient, résistent mal aux influences d'un climat rude qui finit par amener des fissures, des soufflures et des désagrégations. Les excès de la température et surtout la forte variation journalière, très rapide, entre la nuit et le plein soleil du jour, quand le niveau est bas, sont la cause principale mais qui peut agir, soit directement par phénomène de retrait et d'allongement, ou indirectement par congélation de l'eau intérieure, en particulier celle placée entre le barrage et l'enduit, d'où un soufflage de celui-ci."

Le seule solution qui ait donné toute satisfaction aux barrages d'Oule et d'Artouste consiste à protéger le masque d'étanchéité par un parement de maçonnerie de moellons ou de pierres taillées. On met ainsi à l'abri des variations rapides de température et de l'action des glaces le masque d'étanchéité.

Les dispositions adoptées pour le barrage de Bissorte que nous avons décrites, procèdent de la même idée: emploi de pierres de taille pour résister aux actions climatiques. Toutefois, c'est à cette maçonnerie, particulièrement soignée, et injectée de façon à ne

laisser aucun vide ni dans les joints, ni dans, la liaison avec la maçonnerie plus grossière qui constitue le corps de l'ouvrage, qu'on a demandé de jouer le rôle de masque étanche.

Nous rejoignons les conceptions auxquelles sont arrivées les ingénieurs suisses pour la réfection des parements amont des barrages de Barberine et de Schräh.

Les parements avals des barrages qui ne sont pas en contact avec l'eau et ne remplissent aucune fonction d'étanchéité, ne nous paraissent nécessiter aucune disposition spéciale dans un grand nombre de cas, surtout s'il s'agit de barrages pourvus d'un système de drainage efficace, arrêtant les infiltrations d'eau.

Toutefois, lorsque le climat est rude et que la neige peut séjourner sur le parement, il faut redouter l'action du gel.

On peut y parer, soit pas un revêtement en maçonnerie de moellons soit par l'emploi de bétons assez richement dosés et imperméables.

RESUME

L'auteur du rapport examine, dans une première partie, les observations faites sur des barrages en maçonnerie ou en béton existant en France.

Un grand nombre de ces ouvrages sont d'ailleurs trop récents, pour qu'on puisse considérer comme définitives les conclusions auxquelles ont conduit les observations déjà faites.

Au barrage de la Grande Rhue, situé à altitude modérée et mis en service en 1926, on a constaté que l'enduit au cement gun non armé appliqué sur le parement amont commence à être détérioré par l'action du gel.

Dans les Pyrénées, on a constaté sur plusieurs barrages établis à des altitudes supérieures à 1.500 mètres, audessus du niveau de la mer, que les enduits au mortier de ciment, même s'ils sont renforcés par des armatures, ou protégés par des peintures bitumineuses, résistent mal aux actions climatiques.

Les dispositions adoptées pour les barrages de l'Oule et d'Artouste, qui comportent un revêtement de moellons venant protéger le masque étanche, paraissent par contre avoir donné pleinement satisfaction.

Dans une seconde partie, l'auteur décrit les revêtements adoptés pour les parements de quelques ouvrages, dont la construction vient d'être achevée et parmi lesquels figurent les grands barrages de Sarrans, du Chambon, de Marèges, de la Bissorte et du Sautet.

Dans ses conclusions, l'auteur du rapport essaie de dégager les tendances actuelles de la technique française en la matière:

(*a*) *Parement amont.*—Étude méthodique de la composition des bétons et de leur étanchéité, vibration des bétons, renforcement des dosages en ciment des bétons dans la partie amont des barrages, emploi séparé ou simultané d'enduits au ciment-gun, de produits bitumineux, ferraillage des enduits.

Pour les barrages de haute altitude, emploi de revêtements maçonnés capables de résister au gel et aux variations de température.

(*b*) *Parement aval.*—Pour les barrages exposés à des conditions climatiques rigoureuses, renforcement du dosage des bétons au

voisinage du parement aval, ou même revêtement en maçonnerie de moellons.

SUMMARY

In the first part of this paper, the author discusses observations made on the masonry and concrete dams existing in France.

A great many of these constructions, however, are so recently completed that it is not possible to consider as final the conclusions based on the observations made so far.

Referring to the Grande Rhue Dam, situated at a medium altitude and placed in operation in 1926, it has been noticed that the layer of cement, without steel reinforcement, applied on the upstream face by cement gun, is showing signs of damage by the action of frost.

In the Pyrenees it has been noticed on several dams built above 1,500 meters (about 5,000 feet) of altitude, that cement mortar coatings, even if reinforced with steel or protected by bituminous paint, withstand climatic actions but poorly.

The means of protection used for the Oule and Artouste Dams, consisting of an ashlar facing protecting the waterproofing system, seem, on the other hand, to give full satisfaction.

In the second part the author describes the facings used for some dams, of which construction has just been completed, and among which are the large dams of Sarrans, of the Chambon, of Marèges, of the Bissorte, and of the Sautes.

In his conclusions the author of the paper endeavors to point out the present trends of the French technology in reference to:

(*a*) *Upstream faces.*—Methodical study of the composition and watertightness of different concretes, vibration of the poured concrete, increase of the cement ratio of the concrete in the upstream part of the dams, use of bituminous coatings applied by cement gun or use of steel reinforcement in the coatings, either separately or together.

For dams located at high altitudes, use of facings made of masonry able to withstand frost and variations of temperature.

(*b*) *Downstream facing.*—For dams subjected to rigorous climatic conditions, increase of the cement ratio of the concrete in the vicinity of the downstream face, or even an ashlar work facing.

ZUSAMMENFASSUNG

In dem ersten Teil bespricht der Berichterstatter die an den in Frankreich errichteten Talsperren aus Bruchsteinmauerwerk und aus Beton gemachten Beobachtungen.

Eine grosse Anzahl dieser Bauten ist jedoch erst kürzlich errichtet worden, sodass die aus den Beobachtungen gezogenen Schlüsse noch nicht als endgültig angesehen werden können.

An der in mittelmässiger Höhe über dem Meeresspiegel liegenden, im Jahre 1926 in Betrieb genommenen Grande-Rhue-Talsperre ist festgestellt worden, dass der nicht armierte Cement-Aufspritz-Verputz auf der Wasserseite Frost Schäden aufweist.

In den Pyrenäen ist an mehreren Talsperren, die in Höhen von über 1500 m über dem Meeresspiegel liegen, festgestellt worden, dass der Verputz aus Zementmörtel den klimatischen Einflüssen schlecht

widersteht, selbst wenn er durch Armierungen verstärkt oder durch bituminöse Anstriche geschützt ist.

Demgegenüber scheint die an den Oule- und Artouste-Talsperren angewandte Lösung, die darin besteht, den Dichtungs-abschluss mittels einer Verkleidung aus Bruchsteinen zu erreichen, voll befriedigt zu haben.

In einem zweiten Teil beschreibt der Berichterstatter die Verkleidungen, die für die Wasser- und Luftseite einiger kürzlich fertig gestellter Talsperren angewandt wurden, namentlich bei den grossen Talsperren bei Sarrans, Le Chambon, Marèges, Le Sautet und an der Bissorte-Sperre.

Am Schluss versucht der Berichterstatter die in Frankreich gegenwärtig herrschenden Tendenzen im Talsperrenbau folgendermassen zu definieren:

(*a*) *Wasserseite.*—Systematische Untersuchung der Zusammensetzung und Dichtigkeit des Betons, Vibrieren des Betons, Erhöhung des Zementgehalts im Mischungsverhältnis des Betons in den auf der Wasserseite liegenden Teilen der Talsperre, getrennte oder gleichzeitige Anwendung von Cement-Aufspritz-Verputz aus bituminösen Massen, Armierung des Verputzes.

Bei hoch über dem Meeresspiegel gelegenen Talsperren: Anwendung von gemauerten Verkleidungen, die Frost und Temperaturwechsel aushalten.

(*b*) *Luftseite.*—Bei klimatisch schwer beanspruchten Talsperren: Erhöhung des Zementgehalts im Mischungsverhältnis des Betons in Nähe der Luftseite, oder sogar gemauerte Bruchsteinverkleidung.

RESUMEN

En la primera parte de esta memoria el autor examina las observaciones hechas en las presas de mampostería y de hormigón que existen en Francia.

Un gran número de estas construcciones, sin embargo, han sido terminadas tan recientemente que no es posible considerar como finales las conclusiones basadas en las observaciones que se han hecho hasta la fecha.

Con referencia a la presa de Grande Rhue, situada a una altura moderada y puesta en operación en 1926, se ha notado que la capa de cemento, sin armadura de acero, aplicada en el paramento de aguas arriba por medio de "cement gun", comienza a estar deteriorada a causa de las heladas.

En los Pirineos, se ha notado en varias presas construídas a más de 1500 metros de altura sobre el nivel del mar, que las capas de mortero de cemento, aunque tengan armadura o estén cubiertas de pintura bituminosa, resisten mal las acciones climáticas.

Por otra parte los medios de protección empleados en las presas del Oule y Artouste, que consisten en un revestimiento de sillares que protege la pantalla impermeable, parecen ser completamente satisfactorios.

En la segunda parte, el autor describe los revestimientos usados en los paramentos de algunas presas, cuya construcción acaba de terminarse, y entre las que se encuentran las grandes presas de Sarrans, Chambon, Marèges, Bissorte y Sautes.

En sus conclusiones, el autor de la memoria procura indicar las tendencias presentes en la técnica francesa con respecto a:

(*a*) *Paramentos de aguas arriba.*—Estudio metódico de la composición y de la impermeabilidad de los diferentes hormigones, vibración de los hormigones, aumento de la dosificación del cemento del hormigón en la parte de aguas arriba de las presas, empleo separado o simultáneo de capas de productos bituminosos aplicadas por medio del "cement gun", o de armaduras de acero en las capas.

Para las presas ubicadas a elevadas altitudes, el empleo de revestimientos de mampotería capaces de resistir las heladas y las variaciones de temperatura.

(*b*) *Paramentos de aguas abajo.*—Para las presas expuestas a condiciones climáticas rigurosas, aumento de la dosificación del cemento del hormigón en la vecindad del paramento de aguas abajo, o un revestimiento de sillares.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

GESTALTUNG UND BEWAEHRUNG DER AUSSENFLAECHEN DER IN DEUTSCHLAND ERBAUTEN STAUMAUERN*

Prof. Adolf Ludin
Deutschland

I. Entwicklung und Besondere Fragen der Gestaltung der Aussenflächen von Staumauern im Allgemeinen

Der Bestand der Staumauern wird gefährdet durch Temperaturänderungen, die unzulässig hohe Schub- und Zugspannungen im Mauerkörper erzeugen können, ferner durch die Sprengwirkung des Frostes auf wassererfüllte Mauerporen, endlich durch chemische Angriffe, die das meistens sehr weiche Sickerwasser der Talsperren auf den Kalkgehalt der im Mörtel enthaltenen Bindemittel ausübt. Die Aussenflächen der Staumauern haben die Aufgabe, den tragenden Mauerkern gegen diese schädlichen Einflüsse zu schützen, die naturgemäss gerade an den Aussenflächen, namentlich der Wasserseite, am stärksten wirksam sind. Die äusseren Mauerschichten müssen daher möglichst dicht, wetterbeständig, unempfindlich gegen zeitliche und örtliche Temperaturunterschiede (Temperaturgefälle von aussen nach innen!) sein und hohe Widerstandsfähigkeit gegen die vorkommenden chemischen und etwaigen mechanischen Angriffe besitzen. Wirtschaftliche und technische Gründe zusammen führen in der Regel zu einer diesen Forderungen und den verschiedenen Aufgaben entsprechenden konstruktiven Gliederung des Mauerquerschnitts

**Design and behavior of the facing of large dams in Germany.*
Étude des revêtements des parements des grands barrages construits en Allemagne.
Estudio de los revestimientos de los paramentos de grandes presas construídas en Alemania.

in den im wesentlichen nur tragenden Mauerkern und die ihn umhüllenden Verkleidungs- oder Schutzschichten, die für die Luft- und Wasserseite der Verschiedenartigkeit der Angriffe entsprechend auch oft verschiedenartig gewählt und gestaltet wurden.

Die ersten Schöpfungen des neuzeitlichen, auf die Zeit um 1860 zurückgehenden Staumauerbaues waren einfache Bruchsteinmauern, die an der Luft- und Wasserseite, oft unter Verwendung von nach Beschaffenheit und Steingrösse ausgesuchtem Steinmaterial, lediglich besonders sorgfältig ausgefugt wurden, um dem Eintritt des Stau- und Niederschlagswassers und den damit verbundenen chemischen Angriffen und Frostschäden zu wehren. Auch bei erstklassiger Ausführung waren diese Mauern, namentlich im Anfang, nicht ganz dicht; sie wurden es aber mehr oder minder vollkommen mit der Zeit durch die sogenannte Selbstdichtung. Diese beruht auf der Einlagerung feinster Schwebestoffe oder in unlösliche Formen übergehender im Stauwasser enthaltener Eisen- und anderer Verbindungen und der im Innern und an der Luftseite der Mauer vor sich gehenden Ausscheidung von Kalk, der in den wasserseitigen Mauerteilen von dem durchsickernden Wasser aus dem Mörtel zunächst gelöst und nachher unter Einwirkung der in der Luft enthaltenen Kohlensäure wieder ausgeschieden wird. Kalksinterungen sind daher an der Luftseite vieler Staumauern vorhanden, aber, wenn sie nicht mehr in Zunahme begriffen sind, nicht ohne weiteres beunruhigend.

In der Folge erkannte man aber die mit diesem Vorgang auf jeden Fall verbundene Gefahr der Entwicklung eines statisch nachteiligen Wasserdruckes im Mauerinneren ("Fugenwasserdruck") und suchte durch Einführung von besonderen Dichtungsschichten an der Wasserseite dem Druckwasser den Eintritt in die Mauer möglichst zu erschweren. Und später, in der mehr oder minder klaren Erkenntnis, dass jeder Mörtel und Beton (auch abgesehen von unvermeidlichen Temperatur-Haarrissen) seiner Natur nach immer eine gewisse, wenn auch vergleichsweise stark verminderte Porigkeit aufweisen muss, ging man zu dem Versuch über, das wenige, die Dichtungsschichten noch durchdringende und nicht in den luftnäheren Mauerschichten durch Verdunstung aufgezehrte Druckwasser durch *Entwässerungsschichten* schon nahe hinter der Wasserseite der Mauer zu erfassen und abzuleiten. Wie vielfältige Beobachtungen beweisen, erreicht man bei guter wasserseitiger Dichtung durch eine sachgemäss angeordnete Entwässerung tatsächlich, dass es weder zu bemerkenswerter Druckentwicklung im Mauerinneren noch zu Austritten von Spritz- oder Sickerwasser und damit verbundenen Frostschäden an der Luftseite der Mauer kommt.

Der vollkommenste, allerdings auch in der Ausführung sehr teuer Vorschlag in dieser Richtung wurde von dem um die frühzeitige Erkenntnis der Gefahren des inneren Wasserdruckes verdienten Ingenieur Maurice Lévy gemacht und u.a. an der Talsperre La Mouche verwirklicht. Er trennte die aus einer verputzten Eisenbetonplatte bestehende und mit senkrechten Rippen gegen die Mauer abgestützte Dichtungsschicht durch einen dränierten Luftspalt von der Mauer.

In der weiteren Entwicklung des Talsperrenbaues hat man sich meistens mit dem viel billigeren Einbau eines Netzes von Entwässerungsröhren in das Mauerinnere, mindestens 1–2 Meter hinter der

Wasserseite, begnügt, was das Auftreten von Spritzwasser an der Luftseite wohl ausnahmslos verhindert hat, dagegen im Falle nicht ganz vollkommener Beschaffenheit und Wirkung der wasserseitigen Dichtungsschicht doch häufig nicht genügt hat, um das Auftreten von Sickerungen, Sinterbildungen und namentlich von feuchten Flecken an der Luftseite der Mauern ganz auszuschliessen. Indes kennen wir verschiedene Ausführungsformen sehr wirksamer Dichtungsschichten, die auch dies vollkommen verhindern können (s.u.).

Bei Einführung der Gussbetonbauweise behielt man in einigen Fällen die an den Bruchsteinmauern entwickelten und vielfach gut bewährten Verkleidungen: der Wasserseite durch Putz, der Luftseite durch wetterfeste Bruchsteine bei. Teils wegen der dabei erkannten praktischen Schwierigkeit der Herstellung eines tadellos auf den Betonflächen haftenden Putzes, teils aus dem Gesichtspunkte der Verbilligung der Ausführung der Luftseite ging man aber bald dazu über, den Schutz der Wasser- wie der Luftseite nur zementreicheren Vorsatzbetonschichten anzuvertrauen. Obwohl in Europa bei einigen sehr bedeutenden Beispielen dieser Ausführungsweise umfangreiche und tiefer gehende Frostschäden auftraten, die zu nachträglicher Verkleidung der Luftseite der betroffenen Mauern geführt haben, sind doch zahlreiche im Staumauerbau besonders erfahrene Ingenieure der Ueberzeugung, dass die Misserfolge weniger der Verwendung von Vorsatzbeton an sich zuzuschreiben seien, als vielmehr gewissen grundsätzlichen und auch zufälligen Mängeln des Giessverfahrens, der verwendeten Zuschlagstoffe und übermässiger Höhe des Wasserzusatzes.

Nachdem im Vorstehenden die *allgemeine* Entwicklung der konstruktiven Behandlung der Aussenflächen von Staumauern in den groben, auf Ländergrenzen keine Rücksicht nehmenden Linien umrissen wurde, soll nun im Folgenden in einer durch den vorgeschriebenen Raum notgedrungen, stark zusammengefassten Form die Entwicklung *in Deutschland* in allen wichtigeren Einzelheiten dargestellt und über die dabei gemachten Erfahrungen berichtet werden.[1] Bei der engen, physikalisch und konstruktiv bedingten Abhängigkeit zwischen Bauart und Baustoff des Mauerkerns und der Gestaltung der Aussenflächen muss dabei die gesamte technische Entwicklung des Staumauerbaues ihren Hauptlinien nach mitbetrachtet werden.

II. Stand und Entwicklung des Baues von Staumauern in Deutschland im Hinblick auf die Behandlung der Aussenflächen der Mauern

1. ALLGEMEINES

In Deutschland waren am 1. Januar 1936, 74 Talsperren von mehr als 15 m Höhe (über der Gründungssohle) in Betrieb oder wenigstens vollendet. Hierunter befanden sich (neben 14 Dämmen aus Erd- oder Steinschüttung) 60 Staumauern, und zwar 59 Gewichtsstaumauern und 1 Pfeilerstaumauer.

[1] *Ein ganz ausführlicher Bericht liegt im Archiv des Berichterstatters bei der Zentralstelle für Talsperrenforschung des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft, Berlin, Technische Hochschule.*

Von den 59 Gewichtsstaumauern sind 48 in Bruchsteinmauerwerk (teilweise auch in Stampfbeton), eine ganz überwiegend in Stampfbeton und 10 in Gussbeton oder weichem (plastischem) Beton ausgeführt.

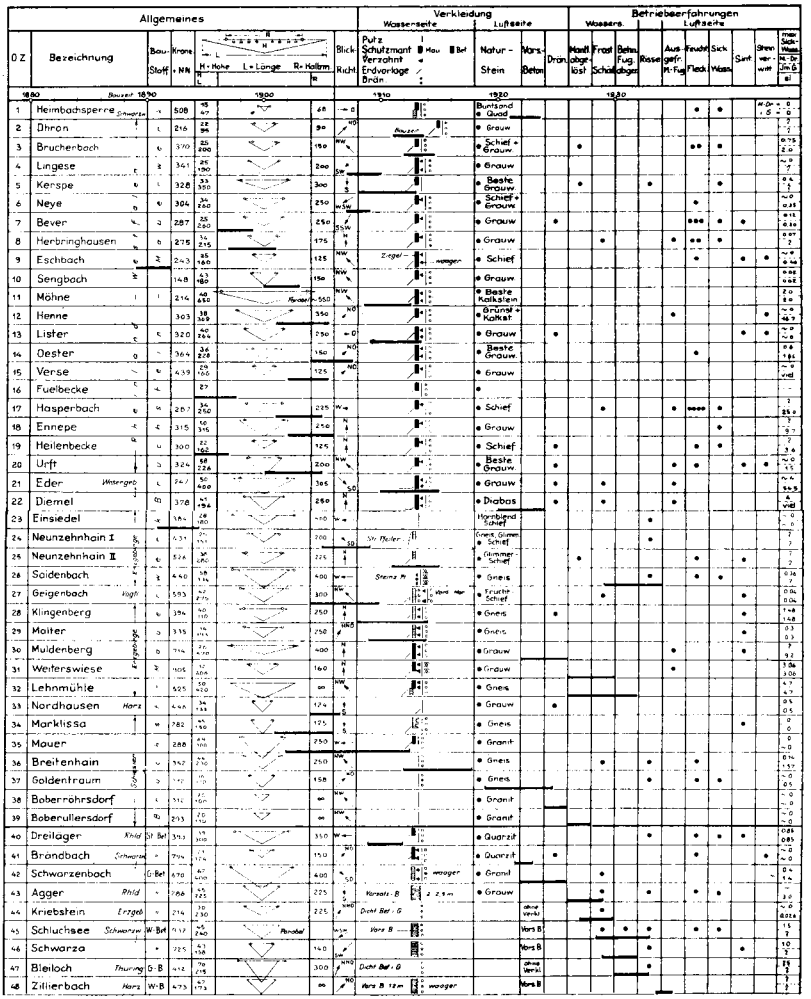


ABBILDUNG 1.—**Tabelle über deutsche Staumauern in Bruchsteinmauerwerk und Beton.** — Tables of experimental data on masonry and concrete dams in Germany. — Données sur des barrages en maçonnerie et en béton exécutés en Allemagne. — Datos sobre las presas de mampostería y de hormigón construídas en Alemania.

Die vorliegende Darstellung beschränkt sich auf die eingehendere Betrachtung von 47 Gewichtsstaumauern, über deren Errichtung und Bewährung aufgrund eines an alle Besitzer von Staumauern ausgeschickten Fragebogens und des Studiums der Literatur nähere Angaben zu erlangen waren.

Der wesentlichste Inhalt der beantworteten Fragebögen wurde, der besseren Übersichtlichkeit halber in eine Tabelle eingetragen (siehe Abb. 1 [2]). Dabei wurden zwei Hauptgruppen "Mauern aus Bruchsteinmauerwerk" und "Mauern aus Beton" gebildet.

Innerhalb jeder dieser Gruppen sind die verzeichneten Talsperren nochmals nach geografischen Merkmalen gebietsweise zusammengefasst und geordnet. Diese Unterteilung rechtfertigt sich zunächst durch wichtige örtlich bedingte Einflüsse auf die Bauausführung und das spätere Betriebsverhalten der Bauwerke: Wasser- und Untergrundbeschaffenheit, Art der verfügbaren Bausteine und Zuschlagstoffe, Klima und Höhenlage.

In den verschiedenen Talsperrengebieten von Deutschland liegen die Talsperren jeweils in typisch verschiedenen Höhenzonen und im ganzen zwischen etwa 200 und 900 m über N. N. (Kronenlage). Das Klima in Deutschland weist zwar erhebliche Unterschiede, namentlich hinsichtlich Luftfeuchtigkeit, Niederschlagshöhe, Zahl der Frosttage, mittleren und äussersten Lufttemperaturen auf. Doch sind die für Angriffe auf den Bestand der Staumauern vor allem massgebenden Temperaturunterschiede nicht so sehr verschieden. Sie sind im ganzen Deutschland beträchtlich. Die Mindesttemperaturen (Einzelwerte, Luft im Schatten) reichen bis unter −30° C, die Höchsttemperaturen bis über +30° C, und die grösste Temperaturspanne liegt in den rauheren Gegenden (Schlesien und Erzgebirge mit halb kontinentalem Klima, Schwarzwald mit halb ozeanischem Höhenklima) zwischen 60 und 67° C. Das Flusswasser der deutschen Talsperren, von denen keine im Kalkgebirge liegt, ist sehr weich (vielfach nur 1,5° D. H.) und z.T. (Schwarzwald) moorsäurehaltig.

Ausser den natürlichen, geografischen Unterschieden sprach aber für die gewählte Unterteilung auch die in Deutschland nachweisbare gebietsweise, verschiedene Entwicklung bestimmter Sonderbauweisen und konstruktiver Einzelheiten, namentlich hinsichtlich der Behandlung der Wasserseite der Staumauern. Die im Folgenden hierfür näher aufzuzeigenden verschiedenen Bauformen sind wesentlich bestimmt durch die geschichtliche Entwicklung, und durch die — wohl noch in vielen anderen Ländern nachweisbare — Tatsache, dass kleinere oder grössere Gruppen benachbarter Talsperren je von einem und demselben leitenden Ingenieur oder seiner Schule geschaffen worden sind.

2. TALSPERRENBAUTEN DER DEUTSCHEN VERWALTUNG IN DEN VOGESEN

Die erste grössere, von einem deutschen Ingenieur erbaute Staumauer, 28 m hoch, 255 m lang, entstand 1883–87 am Alfeldsee in den Vogesen. Ihr Erbauer, Ministerialrat Fecht, ging mit grosser Umsicht an die für damalige Zeit und wegen der bedeutenden Länge des Bauwerks neuartige Aufgabe heran.[3]

[2] *Die ursprünglich weit mehr umfassende Tabelle mit 30 Angaben für jede Staumauer konnte hier nur auszugweise wiedergegeben werden; die Urschrift befindet sich im Archiv des Berichterstatters bei der Zentralstelle für Talsperrenforschung des Reichsverbandes der deutschen Wasserwirtschaft, Berlin, Technische Hochschule.*

[3] *Vgl. Zeitschrift f. Bauwesen, Berlin 1889 und 1893.*

Die an sich einfache Bauweise ist gekennzeichnet durch wohlüberlegte Wahl der Mörtelmischung (1 Rtl. Zem., 4 Rtl. hydr. Kalk, 10 Rtl. Sand), sachgemässe Verwendung der hervorragend guten, grosstückig (bis zu 0,5 m³) eingebauten Granitsteine, dadurch ermöglichten geringen Mörtelanteil (23 v.Hdt. im unteren, 30 v.Hdt. im oberen Mauerteil) und Verwendung eines Versetzgerüstes mit Portalkran.

Die Verblendung beider Aussenflächen wurde dabei in grossen quaderähnlichen Blöcken dem Mauerkern immer etwas voraus mit demselben Mörtel aufgemauert und nachträglich mit Zementmörtel 1:2 (Rtl.) verfugt. Auf der Wasserseite wurde zur Erzielung möglichst hoher Anfangs-Wasserdichtigkeit mit erhöhter Sorgfalt verfahren: hier wurden die Fugen auf eine Tiefe von i.M. 7 cm aufgehauen und sorgfältigst ausgestrichen; bei trockenem, windigem Wetter wurde zur Erhaltung der Geschmeidigkeit dem Mörtel ⅛ bis 1/10 Rtl. Wasserkalk zugesetzt.

Die völlige Abdichtung der anfangs "schwitzenden" Mauer überliess Fecht der "Selbstdichtung" des Mörtels.

Dem Mauergrundriss gab Fecht eine Krümmung, nicht um die (als unbedeutend beurteilte) Gewölbewirkung zur Erhöhung der Standsicherheit heranzuziehen, als viel mehr, um bei den elastischen Durchbiegungen der Mauer die Luftseite vor Zugrissen zu bewahren.

Eine kleinere Staumauer "am Alten Weiher" (112,7 m lang und 21 m hoch) wurde von demselben Ingenieur nach gleichen Grundsätzen in den Jahren 1886–88 in derselben Gegend erbaut, ebenso eine dritte "am Lauchensee" in den Jahren 1889–94; bei dieser 30,5 m hohen und 250 m langen Mauer wurden Grauwackesteine und eine andere Mörtelmischung: 1 Trass[4] : 1 (Rtl.) Fettkalk : 3 Mahlsand aus Grauwacke verwendet.

Nach einem Bericht von Professor Dyckerhoff-Amöneburg aus dem Jahre 1913 [5] haben die in so einfacher Weise gedichteten Mauern auf die Dauer vollkommen befriedigt. Zwar blieben die von vorneherein erwarteten Kalksinterungen und geringfügige Sickerverluste nicht aus, doch haben sich diese Mängel mit der Zeit von selbst gebessert. Als Hauptgründe für das verhältnismässig gute Ergebnis sind nach Ansicht des Berichterstatters anzunehmen: Die vorzügliche Beschaffenheit und bedeutende Stückgrösse der Mauersteine, die fette Mörtelmischung, der geringe Raumanteil des Mörtels am Mauerwerk, die sorgfältige Ausführung von Mauerwerk und Verblendung und *die mässige Stauhöhe*. Schule gemacht haben diese ersten deutschen Staumauern indes bis auf einen Fall (No. 23) nicht; sie blieben in ihrer Art vereinzelt.

Umso grösseren Einfluss auf die Entwicklung des deutschen Talsperrenbaues gewann dagegen der Erbauer der zeitlich nächstfolgenden Staumauer, der Eschbachtalsperre bei Remscheid, Professor Intze-Aachen.

3. TALSPERRENBAU IM RHEINLAND UND WESTFALEN

Die in den Jahre 1889–91 erbaute kleine Staumauer im Eschbachtal bei Remscheid (No. 9) (Höhe 25 m, Kronenlänge 160 m) wurde das

[4] *Deutsche Bauzeitung 3. V. 1913.*

[5] *Trass ist ein kieselsäurereiches Gestein vulkanischen Ursprungs, ähnlich der Puzzolanerde, ohne eigene Bindefähigkeit. Er findet sich im Rheinland.*

erste Glied einer langen Reihe von Talsperren, die in der Zeit von 1889 bis 1904 von Prof. Intze im rheinisch-westfälischen Mittelgebirge (Sauerland und Eifel) in wachsender Zahl und Grösse errichtet wurden. Die Hauptmitarbeiter Intzes bei dieser Entwicklung waren Mattern und Link. Der erstere hat nach Intzes Tode (1904) die Nordhauser Talsperre (No. 33) erbaut; der letztere hat ab 1908 den Talsperrenbau im Ruhrgebiet mit, der Zahl nach geringeren, aber dafür der Grösse nach bedeutenderen, Bauten selbständig fortgesetzt und weiter entwickelt. Die Staumauern dieses ganzen Gebietes zeigen daher durchgehend grosse Ähnlichkeit und sind mit zwei Ausnahmen (Dreilägertalsperre, No. 40, und Aggertalsperre, No. 43) in Bruchsteinmauerwerk, in einem Stück, d.h. ohne Dehnungsfugen, ausgeführt. Dies wurde ermöglicht durch die allen rheinisch-westfälischen und auch fast allen übrigen deutschen Staumauern eigene gekrümmte (überwiegend: kreisförmige) Grundrissgestalt. (Die mit dieser Ausbildung verbundene Gewölbewirkung wurde bei der statischen Querschnittsberechnung der Mauern von Intze und überhaupt im deutschen Talsperrenbau nicht berücksichtigt, vielmehr höchstens als eine zusätzliche Sicherheit gewertet. Bei der meist mehrere hundert Meter betragenden Kronenlänge der deutschen Talsperren und der flachen Querschnittsform der Täler des deutschen Mittelgebirges ist die allenfalls auftretende Gewölbewirkung in Wirklichkeit auch immer klein.)

Dagegen genügt das von Intze und den anderen deutschen Talsperrenbauern häufig angewandte Krümmungsmass: Halbmesser gleich Kronenlänge (manchmal auch flacher, vereinzelt noch schärfer, vgl. Spalte 5–7 der Abb. 1) nach den vorliegenden Erfahrungen in der Regel, um das Auftreten von zusammenhängenden und die Mauer durchsetzenden Kälterissen zu verhüten. Die so gekrümmte Mauer vermag den mit Temperaturänderungen verbundenen Raumänderungen durch elastische Durchbiegung im Querschnitt nachzugeben. Die an den grösseren Mauern fortlaufend mittels planmässig eingebauter Visiereinrichtungen vorgenommenen Durchbiegungsmessungen weisen Scheitelausschläge von 6 bis 60 mm nach. Nur in wenigen Fällen, erklärt durch aussergewöhnlich hohe Bautemperatur besonders trockener Sommer oder zu geringe Kronenstärke oder zu flach gewählte Krümmung oder ungünstige Betriebsbedingungen (langes Leerstehen der Becken), sind an deutschen Bruchsteinmauern durchgehende Kälterisse (No. 5, 23, 24, 26, 36, 37) (von meist unwesentlicher Bedeutung) aufgetreten. In Rheinland-Westfalen liegt hiervon nur No. 5 (Kerspe). Die in den zahlreichen Mörtelfugen noch ausserdem auftretenden Schwind- und Temperaturrisse sind so feine Haarrisse, dass sie keine schädliche Wirkung haben.

Die rheinisch-westfälischen Sperren stehen durchweg im Schiefergebirge, dessen mehr oder minder dünnblättrige Schichten vielfache starke Verfaltungen und Verwerfungen aufweisen. Der Untergrund zeigte daher bei vielen dieser (in der Tabelle zwischen den No. 2 und 20 aufgeführten) Staumauerbauten recht wechselvolle und bestenfalls mittelmässige Eigenschaften. Die von einzelnen Sperren berichteten ausserordentlich grossen Wasserverluste (No. 12, 15, 17) erklären sich durch diese Verhältnisse und haben mit der Ausführung und Abdichtung der Mauern an sich nichts zu tun. Auch von den (durchweg, mit Ausnahme von No. 18, Ennepe, kleinen) Wasserverlusten

der übrigen rheinischen Talsperren stammt der überwiegende Anteil fast in allen Fällen aus dem Sohlenanschluss, namentlich an den Hängen, was übrigens mit der Erfahrung auch an vielen ausländischen Talsperren übereinstimmt. Bei den — meist verhältnismässig niedrigen — Sperren Intzes und auch bei fast allen übrigen deutschen Talsperren in Bruchsteinmauerwerk wurden noch keine Zementeinpressungen in den Untergrund vorgenommen.

Die *Hauptbausteine* in dem rheinischen Talsperrengebiet waren der weit verbreitete aber vielfach recht minderwertige, kleinstückige, wenig feste und leicht verwitternde Schiefer und die seltenere und kostspieligere, dafür aber festere, wetterbeständige und in grösseren Stücken brechende Grauwacke. Der Schiefer wurde fast ausnahmslos für das Innere der Mauern und nur vereinzelt auch für die Aussenflächen verwendet. Die Grauwacke wurde überwiegend für die Sichtflächen und Stellen höherer Beanspruchung verwendet, sie hat sich hier auch gut bewährt. Wenn es anging, wurde die ganze Mauer aus Grauwacke oder auch aus Kalkstein, Grünstein, Muschelkalk (Möhnetalsperre!) hergestellt. Schliesslich wurde Grauwacke auch, zu Sand gemahlen, als Mörtelzuschlag verwendet, wenn geeigneter Gruben- oder Flussand nicht erschwinglich war.

Als *Mörtel* wurde in rheinischen Talsperrenbau von Anfang an im Mauerkern ein Kalk-Trassmörtel im Mischungsverhältnis 1 Rtl. Fettkalk (Weisskalk), 1,5 Rtl. Trass, 1,75 Rtl. Sand (sogenannte Intzemischung) verwendet. In den Aussenflächen wurde auf 0,5 bis 1 m Tiefe Zementmörtel zugesetzt, meist in der Art, dass 1 Rtl. Zementmörtel 1:2 mit 1 bis 2 Rtl. des Kalktrassmörtels gemischt wurde.

Die meisten Mauern hier und auch im übrigen Deutschland wurden in der Hauptmasse ohne Gerüste unter Verlegung von Schmalspurgleisen auf der in abwechselnden Streifen hochgeführten Mauermasse selbst aufgemauert. Nur für die Sichtflächen wurden Baugerüste verwendet.

Die *Luftseite* der Mauer wurde in der Regel gleichmässig und gleichartig mit dem übrigen Mauerwerk der Talsperre hochgeführt. Der einzige Unterschied war, neben der Benutzung eines zementhaltigen Mörtels, die Verwendung der besten vorhandenen Mauersteine. Quaderartiges oder ausgesprochenes Verblendmauerwerk ist jedoch niemals angewendet worden. Vielmehr wurden die Bruchsteine so vermauert, wie sie zur Verfügung standen und nur soweit bearbeitet, dass ein Auszwicken der Fugen der Sichtflächen mit kleinen Steinstücken nicht notwendig war. Es hing von der Beschaffenheit der Steine im Einzelfall ab, ob dabei ein mehr lagerhaftes oder ein unregelmässig-polygonales ("Zyklopen"-) Sichtflächenmauerwerk zustande kam.

Die Fugen wurden von vorneherein satt mit Mörtel ausgefüllt, sodass dieser beim Verlegen der Steine an der Luftseite herausquoll. Danach wurde der noch frische Fugenmörtel von aussen sofort glatt gestrichen. Es galt als weniger gute Ausführung, wenn der luftseitige Teil der Fugen mehr oder weniger hohl blieb und später mit dem Stemmeisen auf gleiche Tiefe ausgehauen wurde, worauf grössere zusammenhängende Flächen einheitlich ausgefugt wurden. Doch ist dieses Verfahren einige Male angewandt worden. Baudirektor Link meint, dass die erstere Art der Ausführung eine innigere Verbindung

des Fugenmörtels mit dem Mörtel des inneren Mauerwerks gewährleiste. Das ist wohl anzuerkennen; doch liegt andererseits auch die Gefahr nahe, das die Arbeit des äusseren Verstreichens unter der engen zeitlichen Verbindung mit der durchgehenden Aufmauerung leiden kann. Denn ein nachträgliches Lockern eines fertig verlegten Steines kann beim Weiteraufmauern leicht hin und wieder vorkommen und zur Bildung von Rissen in den Sichtflächenfugen führen. Dies wird ausgeschlossen, wenn die Sichtfläche erst nach vollendeter Aufmauerung verfugt wird. Wird dabei so sorgfältig vorgegangen, wie es z.B. von den Fecht'schen Staumauern berichtet ist, so entfällt auch das Bedenken gegen das Aufbringen des frischen Fugenmörtels auf den älteren des Mauerinnern. Sicher ist, nach auch anderweitigen Erfahrungen, dass nach beiden Verfahren gute und dauerhafte Verfugungen möglich sind, wenn nur in Ausführung und Überwachung die nötige Sorgfalt aufgewendet wird.

In einem Falle (No. 7) wurden auch die ausgekratzten Fugen zuerst mit Goudron gestrichen und dann erst mit Zementmörtel ausgefugt.

Die *Wasserseite* der rheinisch-westfälischen Staumauern wurde von Anfang an in voller Höhe, von der Sohle des regelmässig angeordneten "Sporns" (Herdmauer) bis zur Krone (Abb. 2), mit einem von Hand in 2 Schichten aufgetragenen Putz aus Zement-Trass-Fettkalkmörtel überzogen. Das Mischungsverhältnis war nicht bei allen Sperren dasselbe und entsprach meist demjenigen des in den Aussenflächen benutzten Mauermörtels. Dieser, oft noch mit einem Glattstrich aus Zementmörtel 1:1 oder reinem Zement überstrichene, Putz sollte das Eindringen von Druckwasser in das Mauerinnere verhindern. Er wurde zur Verbesserung der Dichtung und zu seinem eigenen Schutz gegen angreifendes Wasser nach dem völligen Abtrocknen regelmässig noch mit einem 2- oder 3-maligen, mit dem Pinsel aufgetragenen Schutzanstrich aus einer bituminösen Anstrichmasse (Siderosthen, Inertol) oder auch aus reinem Goudron überzogen.

Um diese Putzschicht und ihren empfindlichen und nicht witterungsbeständigen Schutzanstrich vor mechanischen Verletzungen durch Eis und Wellenschlag, chemischen Angriffen der Atmosphäre und des Wassers, sowie vor raschen und starken Temperaturänderungen zu schützen, ordnete Intze schon bei der Remscheider Sperre vor der verputzten Stauwand eine etwa bis zur halben Höhe reichende geböschte *Erdvorlage* und oberhalb derselben einen bis zur Mauerkrone reichenden *Schutzmantel* aus Mauerwerk (Verblendmauer) an.

Die Erdschüttung bestand unmittelbar an der Mauer auf 1,5–2 m Stärke aus einer in 20 cm starken Schichten eingebrachten und gestampften Lehmschicht, im übrigen aus dem Aushub der Mauerbaugrube, meist einer Mischung lehmig erdiger Massen mit Beimischung von Schiefer- und Grauwackesteinen. Die meist 1:1,75 oder 1:2 geböschte Oberfläche dieser Erdvorlage wurde in 0,3 bis 0,4 m Stärke mit Trockenpflaster oder Packlage abgedeckt, um sie gegen den Wellenschlag bei abgesenktem Stauspiegel zu schützen.

Der Schutzmantel wurde nur bei der Remscheider Mauer aus Ziegelmauerwerk in Zement oder Zementtrassmörtel hergestellt. Bei allen übrigen rheinisch-westfälischen Staumauern dagegen wurde er in der Art des Sichtflächenmauerwerks aus denselben Bruchsteinen

und Mörtelarten wie dieses hergestellt. Er erhielt eine Mindeststärke von 0,6 bis 0,8 m und wurde mit der Hauptmauer durch *Verzahnung* verbunden.

Bei der Remscheider und noch einigen anderen der ältesten Intze'schen Sperren (z.B. Füelbecke) war die Verzahnung durch waagerechte, rechteckige Rippen des Mantels von je 1,5 m Breite und gleichem, gegenseitigem Abstand gebildet, die in einer zusätzlichen Stärke von 0,5 m in passende Aussparungen der Hauptmauer eingriffen. Diese Ausführung stiess aber auf Schwierigkeiten, weil die grossen, zur Herstellung der Mauervorsprünge nötigen Bruchsteine im allgemeinen nicht verfügbar waren; auch war die Mauerung und die Herstellung eines dichten Verbandes zwischen Hauptmauer und Verblendung schwierig. Daher wurde diese Bauweise bald von Intze durch eine senkrecht verlaufende Verzahnung ersetzt, bei der schwalbenschwanzförmige 2 bis 2,5 m breite und 0,3 bis 0,4 m starke Rippen des Mantels in entsprechende Aussparungen der Hauptmauer eingriffen. Die einzelnen Zähne wurden meist im gegenseitigen Lichten Abstand von etwa 4 m angeordnet und hatten eine beiderseitige Unterschneidung von 0,1 m (Abb. 2).

Ergänzt wurde die Wirkung der so sorgfältig durchgebildeten wasserseitigen Abdichtung der Mauer noch durch eine *Entwässerung des Mauerinnern* durch eine in 1–2 m Abstand von der Putzschicht angeordnete Reihe von senkrechten, meist 60 mm weiten Tonröhren im gegenseitigen Abstand von 1,8–2,5 m, die durch annähernd waagerecht im Mauerfuss verlegte etwa 0,2 m weite Sammelrohre zusammengefasst und nach den, meist in Zweizahl und symmetrisch angeordneten, die Mauer durchdringenden Rohrstollen der Grundablässe entwässert waren. Hierhin mündeten auch die Steigrohre der regelmässig angeordneten *Sohlenentwässerung* der Mauer.

Bei manchen Mauern wurde auch noch nahe der Luftseite der Mauer eine gleichartige Entwässerung angeordnet, um einerseits das letzte etwa noch von der Wasserseite her durchgedrungene Druckwasser, andererseits das etwa von der Luftseite her eingezogene Niederschlagswasser abzuführen und Frostschäden und Wasseraustritte an der Luftseite der Mauer zu verhindern. Indes ist man heute aufgrund von Beobachtungen der Ansicht, dass die luftseitige Dränierung einer im übrigen gut abgedichteten und wasserseitig entwässerten Mauer überflüssig ist, sie wurde daher später auch i. d. R. nicht mehr ausgeführt.

Bei mehreren etwas später erbauten Mauern des Wuppergebietes (Lingese-, Neyesperre) und bei den grossen, von Link erbauten Talsperren der Möhne und Lister wurde der Schutzmantel von oben bis ganz unten, also auch hinter der Erdvorlage, durchgeführt. Man hatte nämlich erkannt, dass diese Verblendmauer neben ihrem ursprünglich hauptsächlichen Zweck: die Dichtungsschicht der Kernmauer zu schützen, auch ihrerseits als weitere Dichtung wirkte und die Undurchlässigkeit der Staumauer erhöhte. Bei der Moehne- und Listertalsperre wurde zur Verstärkung der abdichtenden Wirkung die Verblendmauer auf ihrer Aussenfläche, soweit die Erdschüttung reichen sollte, noch mit einer gleichen Putz- und Anstrichschicht versehen, wie sie schon auf der Hauptmauer aufgebracht war. Link stellte fest, dass die genannten Mauern hinsichtlich ihrer Wasserdichtigkeit besonders gut befriedigt haben.

Man steht indes heute allgemein in Deutschland auf dem Standpunkt, dass die Lehm- und Erdvorlage vor dem unteren Teil der Staumauern an sich keinen wesentlichen Schutz gegen Wasserdurchlässigkeit und sonst nur Nachteile bietet. Ihre Ausführung bringt zusätzliche Kosten, ihr Erddruck verlangt eine gewisse Verstärkung der Hauptmauer, ausserdem behindert die Erdvorlage die Überwachung und Instandhaltung der Stauwand der Mauer.

Ziegler, der Verfasser eines verdienstvollen deutschen Lehrbuches über den Talsperrenbau,[6] wandte gegen die beschriebene Regelform der wasserseitigen Abdichtung ein, dass die Ausbildung der unterschnittenen Falze an der Stauwand der Kernmauer die Ausführung der wasserdichten Putzschicht erschwere und Verletzungen befördere. Wenn dies auch an sich als zutreffend anzuerkennen ist und wohl auch manche nasse Stelle an, namentlich älteren, deutschen Staumauern verursacht haben kann, so darf es doch — wenigstens bei grösserer Mauerlänge — nicht zum völligen Verzicht auf eine Verbindung zwischen Kernmauer und Schutzmantel verführen. Die nach Intzes Tode mehrfach wiederholten Versuche, den Schutzmantel nur lose angelehnt vor die eben durchgeführte Putzfläche zu stellen, haben, wenigstens im rheinisch-westfälischen Gebiet, nur Misserfolge gezeitigt. Es traten ausgedehnte und starke (bis zu 6 cm betragende) Abklaffungen des Mauermantels in der warmen Jahreszeit und bei abgesenktem Wasserspiegel auf, und man musste stellenweise den Mantel abbrechen und erneuern, im übrigen aber eiserne Verankerungen anbringen. Günstigere Ergebnisse wurden jedoch in Schlesien erzielt, s.w.u.!

Die von Intze und Link in Rheinland-Westfalen entwickelten Bauweisen der Aussenflächen der Staumauern wurden für viele annähernd gleichzeitige oder spätere Talsperrenbauten des übrigen Deutschland Vorbild oder mindestens Ausgangspunkt für Versuche der Weiterentwicklung.

4. DIE BRUCHSTEIN-STAUMAUERN IM ÜBRIGEN DEUTSCHLAND

Ausser Rheinland-Westfalen sind noch 4 grosse Gebiete in Deutschland vorhanden, in denen sich ein umfangreicherer Talsperrenbau entwickelt hat: Harzgebirge, mitteldeutsches Gebirgsland (Weserquellgebiet, Thüringerwald, Vogtland, Sächsisches Erzgebirge), Schlesien (Sudeten) und Südwestdeutschland (Schwarzwald). Die grösseren neuzeitlichen Staumauern von Harz und Schwarzwald bestehen alle aus Beton, die Staumauern in den übrigen Gebieten sind mit wenigen Ausnahmen Bruchsteinmauern. Sie zeigen in der Ausbildung, namentlich der wasserseitigen Dichtung, kleinere oder grössere Verschiedenheiten und gliedern sich so, nicht nur äusserlich, noch nach den verschiedenen Bauherren und massgebenden Ingenieuren.

Die Überlieferung der Vogesensperren setzte allein die unter der Oberleitung Fechts erbaute Mauer bei Einsiedel (No. 23) fort. Diese, ohne Erdvorlage und Schutzmantel, jedoch bereits mit einem 30 mm starken Zementputz und Schutzanstrich ausgeführte und schwach gekrümmte Mauer ($R = 400$ bei, $L = 180$) erhielt an den Stellen, wo zwei Turmaufbauten vorhanden waren, die später beseitigt wurden, je einen Riss; sie konnte aber durch wasserseits vorgelegte Beton-

[6] *Der Thalsperrenbau, Verlag v. Ernst u. Sohn, Berlin.*

platten völlig gedichtet werden und hat sich im übrigen hinsichtlich Wasserdichtigkeit und Frostbeständigkeit vollkommen bewährt. Hierbei ist aber die geringe Mauerhöhe von 28 m zu beachten.

Alle anderen Bruchsteinstaumauern Deutschlands zeigen mehr oder minder Züge der Intze'schen Regelform. Aus Raummangel sollen nur diejenigen Beispiele erwähnt werden, die eine verbessernde Weiterentwicklung zeigen.

Die erste Verbesserung war die Weglassung der Erdvorlage vor dem von Sohle bis Krone reichenden Schutzmantel der Eder- und Diemeltalsperre (no. 21, 22) und die Verwendung weiterer Dränrorhe

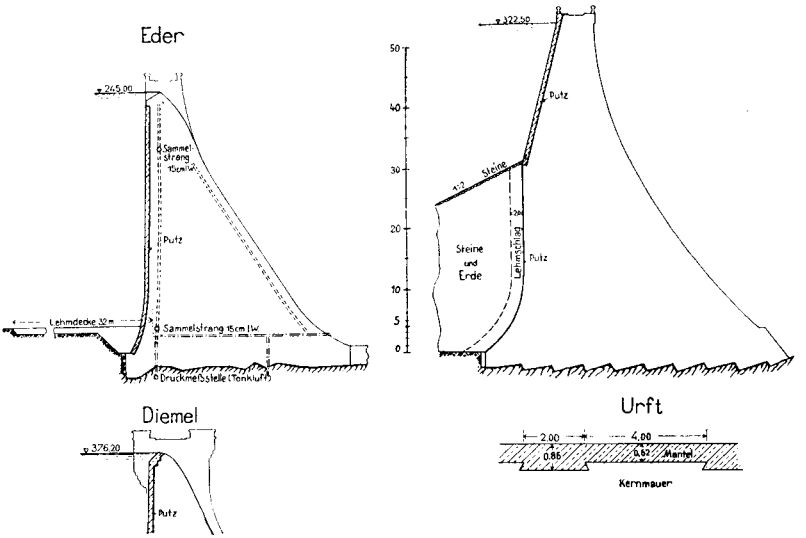


ABBILDUNG 2.—**Verschiedene Ausführungen von Mauerwerkverblendungen an der Eder-, Diemel- und Urft-Talsperre in Deutschland.** — Different designs of facings on the Eder, Diemel, and Urft dams in Germany. — Différents systèmes de revêtement des barrages en Allemagne (Eder, Diemel et Urft). — Diferentes sistemas de revestimiento de las presas de Alemania (Eder, Diemel y Urft).

(100 statt 60 mm), die gegen Verstopfungen durch Mörtel beim Bau oder Kalksinterungen im Betrieb besser geschützt sind.

Beide Sperrmauern zeigen sowohl hinsichtlich Wetterfestigkeit der Aussenflächen wie Dichtungs- und Dränagewirkung sehr gute Betriebsergebnisse. Bei der Edertalsperre stiegen die etwas unregelmässigen Höchst-Abflüsse der Stauwanddränagen nie über 4,5 sl, meist blieben sie unter 4,0 sl (alles bei vollem Becken). Von der Diemel wird Ähnliches berichtet.

(Beide Sperren stehen auf klüftigem Untergrund und verlieren dadurch grössere Wassermengen-Eder: rd. 50 sl, früher mehr).[7]

Eine andere Weiterbildung der Intze'schen Bauweise bestand in der Herstellung des Schutzmantels aus Beton (Stampfbeton) statt Bruchsteinmauerwerk. Wir finden diese, wohl meist durch die Großstückigkeit der örtlichen Bruchsteine bedingte Ausführung in

[7] *"Ergebnisse der Druck- und Dränagewassermessungen an der Edertalsperre" von Stahl-Kassel. Die Bautechnik 1931, Heft 3–4.*

verschiedenen Gegenden Deutschlands, in Schlesien bei Marklissa (No. 34), im Vogtland bei der Geigenbachsperre (No. 27), in Sachsen bei Neunzehnhain I. und II. (No. 24, 25), Malter und Klingenberg (No. 29, 28).

Bei Marklissa und den 2 Neunzehnhain-Talsperren ist bemerkenswert der Verzicht auf Verzahnung des Mantels mit der Mauer. Bei der älteren Neunzehnhainer Sperre ist die Verzahnung ersetzt durch dem Mantel vorgestellte schlanke Strebepfeiler (Abb. 3), was sich bewährt hat. Bei Neunzehnhain II. dagegen fehlen auch diese Pfeiler, und hier klafft der Mantel trotz der vergleichsweise starken Neigung der Wasserseite der Mauer (1:0,16 statt wie sonst meist 1:0,1 bis 1:0,05) um bis zu 2 cm bei Hitze und abgesenktem Stau ab. Allerdings haben sich hier bisher weiter keine schädlichen Folgen gezeigt, noch sind Ergänzungsarbeiten nötig geworden.

Der Mantel der Staumauer bei Marklissa hat eine ganz eigenartige Ausbildung erfahren: Mit Rücksicht auf die durch Hochwasserkatastrophen beunruhigte Bevölkerung wurde er 1,5 m stark gemacht und durch dicht aneinander gereihte stehend-halbzylindrische Aussparungen von 0,6 m Halbmesser zu einer geschlossenen Reihe von Besichtigungsschächten ausgebildet. Diese stehen gewöhnlich durch 10 cm weite mit Ventilen versehene Rohre mit dem Staubecken in Verbindung und somit voll Wasser; sie können aber durch eisernt Entwässerungsrohre nach Schliessen der anderen Ventile entleere werden, sodass es jederzeit möglich ist, den Dichtungsputz auf Risse und sonstige Schäden zu untersuchen. Die Ausführung ist naturgemäss vereinzelt geblieben.

Gleichfalls ohne Verzahnung ist noch der wieder in Bruchsteinmauerwerk ausgeführte Mantel der nächstjüngeren schlesischen Sperre, bei Mauer. Bei ihm haben sich keinerlei Ablösungserscheinungen gezeigt. Dies wird man in Übereinstimmung mit dem Erbauer, Oberbaurat Bachmann, einem früheren Mitarbeiter Intzes dem Umstande zuzuschreiben haben, dass der bei Mauer 250 m lange Mantel durch zwei vorgebaute Schiebertürme in drei Abschnitte unterteilt und zugleich an den Türmen in voller Höhe eingespannt ist. Bei den rheinisch-westfälischen Sperren gingen die (nachher sich lösenden) Mäntel auf bis zu 350 m frei durch.[8] Als Neuerung ist noch zu erwähnen, dass die Sperren Marklissa und Mauer erstmals in Deutschland mit waagerecht-längslaufenden und senkrechten Besichtigungsgängen ausgestattet wurden, mit denen die wasserseitige in 3 bezw. 2 Stockwerke gegliederte Dränage in Verbindung gebracht wurde. Beide Mauern sind sehr dicht, die Luftseite derjenigen bei Mauer ist vollkommen trocken.

Bemerkenswerterweise ging der Erbauer der genannten ersten 2 grossen Staumauern in Schlesien aufgrund seiner Erfahrungen bei den weiteren Staumauerbauten wieder ganz vom Gebrauch eines Schutzmantels ab und versah seine späteren (gleich den älteren in ausgezeichnetem, grosstückigem Granit und Gneis und in Zementmörtel erbauten) Mauern (No. 36 bis 39) auf der Wasserseite lediglich mit einer 50 mm starken Dichtungshaut aus Schleuderputz in Zementmörtel 1:3 oder Handputz mit Zementtrasskalkmörtel 40 mm stark und darüber Zementmörtel 1:1 10 mm stark, mit Inertolanstrich.

[8] *Vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, S. 211.*

An der grossen, zu dieser Gruppe gehörigen Mauer bei Goldentraum ist erstmals in Schlesien auf die bei den 2 älteren noch beibehaltene Erdvorlage verzichtet worden. Auch diese Mauer zeigt, allerdings unbedeutende, Temperaturrisse und geringe Kalksinterung sowie ganz geringe Sickerwassermengen an der Luftseite. Bei vollem Becken zeigen sich feuchte Flecken; Frostschäden sind indessen nicht aufgetreten (die schlesischen Sperren füllen sich in der Regel erst Ende Januar oder im Februar und beginnen schon im August wieder sich zu entleeren, wenn nicht die dort massgebenden sommerlichen Schadenhochwässer sie nochmals füllen). Die Sickerwasserführung beträgt im ganzen (aus Mauerdränagen, Gründungsfugen und Hängen) nur rd. 0,5 sl bei vollem Becken. Die Luftseite der Mauern Goldentraum und Breitenhain zeigt nur geringe feuchte Flecken (im Winter) und ist in ausgezeichnetem Zustande. Die *niedrigen* Mauern Boberröhrsdorf und -Ullersdorf sind völlig trocken.

Man muss zugeben, dass die neueren so einfach gedichteten schlesischen Sperren hinsichtlich Dichtigkeit und Frostbeständigkeit voll befriedigt haben.

Besondere Beachtung verdient noch die frühzeitig (1904) erfolgte eigenartige Ausbildung eines Betonschutzmantels durch Stadtbaurat Fleck an der *Geigenbachtalsperre* im Vogtland (Abb. 3).

Die in Zementmörtel 1:3 mit leichtem "Geschmeidigkeitszusatz" von Fettkalk (0,2) aus Fruchtschiefer-Bruchsteinen aufgeführte Mauer ist wasserseitig nicht nachträglich verputzt, sondern unter ständiger *Vorlage von Zementmörtel 1:2 gegen Holzschalung* gemauert, sodass eine dem "Vorsatzbeton" entsprechende, mit der Mauer aufs innigste verbundene Dichtungsschicht entstand. Auf diese wurde nach Entfernung der Schalung nur noch ein dünner Zementbreiüberzug "zum Porenschluss" aufgebracht, der schliesslich noch einen 2-maligen Schutzanstrich aus einer bituminösen Spezialmasse erhielt. Vor diese Dichtungsschicht wurde (in Schwalbenschwanzverzahnung und mit senkrechten *Dehnungsfugen* in 8 m Abstand) ein 0,8–0,9 m starker Schutzmantel aus Stampfbeton der Mischung 1 Z. + 3 Sand + 5 Schotter gelegt, der von der Sohle bis zur Krone reicht und der selbst als hauptsächliche Dichtungswand wirken soll. Er ist daher noch mit einem 20 mm starken Handputz aus Zementmörtel 1:1 überzogen, der (zwecks besserer Aufnahme des Schutzanstrichs) nur rauh mit der Holzscheibe gerieben wurde. Der 2-fache Schutzanstrich aus Spezial-Isoliermasse ist 3–4 mm stark. Die früher übliche Erdvorlage ist auch bei dieser Mauer noch ausgeführt. Die *Dränage* der Mauer ist in sinngemässer Fortentwicklung der aus der Erfahrung im Rheinlande (Link) erwachsenen Anschauungen über die Mitwirkung des Schutzmantels bei der Dichtung unmittelbar hinter diesem und vor der Vorsatzmörtelschicht der Mauer angeordnet. Zu diesem Zweck wurde eine Reihe senkrechter Halbkreisrinnen von 150 mm Durchmesser in 0,6 m gegenseitigem Abstand bei dem Hochführen der Hauptmauer und ihrer Mörtelvorlage in einfacher Weise, nämlich durch Einlegen und absatzweises Hochziehen von Halbrundhölzern in der Mauerstirn ausgespart. Vor dem Betonieren des Mantels wurden diese Rinnen mit 1 m langen und 0,3 m breiten Betondielen (50 mm st.) abgedeckt, deren jede 3 (für das Sickerwasser bestimmte) Querrillen von 10 mm Lichtweite aufweist. Dass

ausser dieser sehr zweckmässig angeordneten Dränage noch eine zweite (mit 20 cm weiten Rohren) 1 m im Innern der Hauptmauer angebracht wurde, entsprach nicht dem Sinne des Erbauers, sondern lediglich einer Forderung der Aufsichtsbehörde. Die Wasserführung dieser Mauerdränage ist unmessbar klein. Aber auch die (durchschnittliche!) Wasserführung der Manteldränage ist gering; sie sank von anfänglich 3,89 sl schon im ersten Betriebsjahr auf 0,62 und bis heute weiter auf 0,04 sl, offenbar infolge Selbstdichtung des Betons. Die Luftseite der Mauer zeigt Kalksinterungen, aber weder frische Durchfeuchtungen noch Sickerwasser.

Einen Entwicklungsversuch in entgegengesetzter Richtung zeigen die sächsischen Talsperren bei *Malter* und *Klingenberg*, die einen verzahnten Betonschutzmantel mit Erdvorlage, aber keine wasserseitige Dränage, dagegen eine solche im unteren Teil der Luftseite (wo die Feuchtigkeit i. d. R. am meisten auftritt) haben. Der auffallende Unterschied in der Anordnung der Dränagen (den übrigens schon die, sonst nichts besonderes bietende kleine Talsperre der Stadt Nordhausen im Harz (No. 33) zeigt) ist wohl durch die von manchen deutschen Ingenieuren gehegte Befürchtung begründet, dass durch wasserseitig angeordnete Dränagen schädliche Auslaugungen hervorgerufen werden könnten. Diese Ansicht wird aber von der Mehrzahl der deutschen Talsperrenbauer nicht geteilt und findet in den tatsächlichen Beobachtungen keine Stütze. Diese gleichartigen Sperren von Malter und Klingenberg zeigen an der Luftseite geringe Kalksinterungen und bei Vollstau Dränageabflüsse in geringer (Klingenberg 1,48 sl), bzw. unbedeutender (Malter 0,289 sl) Menge.

Die Erfahrung, dass namentlich lange und niedrige Bruchsteinmauern trotz der in Deutschland üblichen kräftigen Krümmung (meist R:L≈1:1) doch nicht immer von stärkeren tiefer gehenden Rissen frei blieben, hat bei der *staatlich-sächsischen Muldenberg*-Sperre zur Anordnung von 4 mit Kupferblech gedichteten Dehnungsfugen in 60–90 m Abstand geführt. Die nächste grosse Sperre des sächsischen Staates, *Lehnmühle*, hat man ganz folgerichtig mit geradachsigem Grundriss ausgeführt und mit Dehnungsfugen in 35–40 m Abstand ausgestattet. Bei "Muldenberg" und "Lehnmühle" fallen die erheblich über dem deutschen Durchschnitt liegenden Dränwassermengen von 9,2 sl (allerdings: einschliesslich Sohlendränage) und 4,7 sl auf; möglicherweise sind daran die Dehnungsfugen stärker beteiligt. Bei Lehnmühle liess man, um an Kosten zu sparen, den 1,0 m starken, verzahnten und gleich der Mauer mit (einfachen) Fugen versehenen Schutzmantel aus Mauerwerk nicht bis zur Mauerkrone, sondern nur bis 10,8 m unter Stauziel reichen. Ferner ersetzte man ihn im unteren Mauerteil, so hoch die (hier noch beibehaltene) Erdschüttung reicht, durch einen nur 0,6 m starken Betonmantel, der unverzahnt vor die Mauer gelehnt werden durfte.

Während man also hier nicht über Einschränkungen an Ausdehnung und Stärke des Schutzmantels hinauszugehen wagte, hat man bei einer der neuesten deutschen Staumauern, der Chemnitzer *Saidenbachsperre* (No. 26) den Mantel nach dem schlesischen Vorgang ganz weggelassen. Als Dichtungsschicht wurde ein 30 mm starker Schleuderputz (1 Z.+0,5 Trass+3 S.) aufgetragen, der von der Krone bis 20 m darunter einen 3-fach aufgespritzten Schutzanstrich

aus Otrinol (einer aufgrund ausgedehnter, vergleichender Vorversuche ausgewählten Bitumenmasse) erhielt. Die tiefer liegenden Putzflächen wurden mit 2 cm starken gesinterten Steinzeugplatten abgedeckt, die mit grosser Sorgfalt in eine 1,5 cm starke Handmörtelschicht vor die sachgemäss aufgerauhte Schleuderputzschicht gesetzt wurden. Die so verkleidete Mauerfläche ist, um den Tafeln sicheren Halt zu geben, in Streifen von je 5 m Höhe entsprechend abgetreppt. Eine Erdvorlage ist nicht angeordnet. Die Plattenverkleidung wurde gewählt mit Rücksicht auf die grosse Weichheit des dortigen Flusswassers (1,5° Deutscher Härte), das bei Neunzehnhain teilweise den äusseren Verputz des Mantels angegriffen hatte. Bei der Saidenbachsperre wurde zum ersten Male auch die *Dränage* nicht aus Ton- oder Zementröhren hergestellt, sondern aus 30 cm messenden *Kunststeinwürfeln* aus grobporigem Beton mit einer zylindrischen Aussparung (d=8 cm). Diese, auch schon bei Weiterswiese (No. 31) getroffene, Massnahme hat sich bewährt. Die 334 m lange und etwas schwach (R=400) gekrümmte Saidenbach-Mauer zeigt 10 bis zu etwa 15 m unter die Krone reichende Risse, von denen allerdings nur 3 Sickerwasser (in geringer Menge) durchlassen, jedoch auch nur im Winter und bei fast gefülltem Becken. Die Wasserdichtigkeit der erst zwei Jahre alten Mauer ist im übrigen als vorzüglich zu bezeichnen, da der Dränageabfluss schon gleich nach Inbetriebnahme nicht über 0,36 sl. stieg und jetzt schon auf 0,02 sl. bei gefüllter Sperre abgesunken ist, während an der Luftseite keinerlei Sickerungen, feuchte Flecken oder Sinterungen aufgetreten sind. Dieses ausgezeichnete Ergebnis spricht für die Güte der eigenartigen Abdichtungs- und Entwässerungsmassnahmen. Endgiltige Schlüsse inbezug auf die Dauerhaftigkeit, namentlich des Steinzeugplattenbelages, können bei der kurzen Dauer des Bestehens der Sperre in des noch nicht gezogen werden.

Eine letzte erfolgversprechende Neuerung betrifft die Herstellung der allgemein angewandten Schutzanstriche auf Putzflächen. Die gebräuchlichen bituminösen Anstriche verwittern erfahrungsgemäss, wenn sie nicht von einem Schutzmantel bedeckt sind, im Laufe der Zeit, so z.B. bei Neunzehnhain II. Hier wurde im Jahre 1935 als Ersatz ein 2 mm starker Überzug von Asfaltemulsion mit Asbestfasern und Sand zusammen nach patentiertem Verfahren aufgespritzt.

5. DIE BETONSTAUMAUERN DEUTSCHLANDS

Die älteste Staumauer Deutschlands aus Beton, die *Dreilägertalsperre* im linksrheinischen Schiefergebirge, ist schon 1909–11 erbaut. Sie kann aber nicht als Vorläufer der neuzeitlichen Betonstaumauern betrachtet werden, denn sie ist in Beton nur errichtet, weil brauchbare Bausteine in wirtschaftlich erreichbarer Entfernung nicht aufzufinden waren.

Sie zeigt auch in Bauausführung und Bauweise keinen einzigen der für den neuzeitlichen Betonsperrenbau bezeichnenden Züge (hochgesteigerte Mechanisierung, Zerkleinerung guter Bruchsteine zu Zuschlagstoffen, hoher Wasserzementfaktor, aus der Eigenart des Baustoffs entwickelte Dichtungsart und Querschnittsgliederung). Vielmehr ist die Mauer in Stampfbeton und vollkommen den Formen und Grundsätzen der rheinisch-westfälischen Bruchsteinmauerbauten

gemäss gebaut. Sie zeigt gekrümmten Grundriss, die übliche Dichtung mit Putz und einen 0,7 m starken Schutzmantel aus Bruchsteinmauerwerk mit Erdvorlage im unteren Teil, überdies ist der obere Mauerteil (10 m) ganz aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt.

Die erste wirklich neuzeitliche Betonstaumauer Deutschlands ist die 1922 begonnene *Schwarzenbachsperre* im vorzüglichen Granit des nördlichen Schwarzwaldes. Entscheidend für die hier lange schwankende Wahl zwischen Bruchstein- und Gussbetonausführung war die klimatisch sehr beschränkte Dauer der jährlichen Bauzeit und der Mangel an geschulten Maurern.

Entwurf und Ausführung zeigen noch starke Anklänge an die erprobten Dichtungsmassnahmen der rheinisch-westfälischen Schule: gekrümmten Grundriss, Dichtungsputz, Schutzmantel, luftseitige Steinverkleidung (Abb. 3).

Der mit Trass- (anfangs auch mit Fettkalk-) Zusatz bereitete und mit Kübeln (nicht mit Rinnen!) eingebrachte Gussbeton wurde mit durchschnittlich 20 v.Hdt. grossen Einlagesteinen durchsetzt. Dies mag zusammen mit der Krümmung, der Anordnung des wasserseitigen Schutzmantels und der 1 m starken Hausteinverkleidung der Luftseite sowie der grossen Mauerhöhe (bis 67 m) dazu beigetragen haben, dass die 25 und 27 m (einmal, in Talmitte sogar 36 m) breiten, durch Kupfergedichtete Dehnungsfugen getrennten Blöcke keine sichtbaren Risse zeigen.

Der Dichtungsputz wurde im untersten Drittel (bis auf 40 m unter Krone herauf) durch eine 3-fache, heiss mit Asfalt aufgeklebte Pappdichtung verstärkt. Der 0,8 m starke Schutzmantel besteht aus Gussbeton. Er bedeckt die ganze Wasserseite, ist schwalbenschwanzförmig (mit Verjüngung der Zähne von 4,5 auf 3 m nach der Sohle zu) verzahnt,[9] an der Krone noch durch eiserne Anker befestigt und trägt auf der Aussenfläche eine zweite Schleuderputzschicht von 25 mm Stärke. Vor den Mauerfugen hat er einfache, dreieckig verzahnte Fugen. Hinter der Wasserseite ist ein Netz von Dränsträngen eingebaut, die — der Betonbauweise angemessen — annähernd waagerecht verlegt sind und in einen der 2 hinter jeder Dehnungsfuge angeordneten Besichtigungsschächte münden.

Die Mauer hat trotz Lage im regen- und schneereichen Gebirge (Kronenhöhe 670 m + N. N.) in den 10 Jahren ihres Bestehens keinerlei nennenswerte Ausbesserungen erfordert. (Nur waren gleich anfangs grössere Flächenteile des Schleuderputzes wegen schlechten Haftens abgefallen und zu erneuern.) Wasser- und Luftseite zeigen keine Schäden, abgesehen von kleinen Kalksinterungen und Frostschäden am Schleuderputz wasserseitig *dicht unterhalb der Brüstungsmauern, anscheinend von durchsickernden Niederschlägen verursacht.* Sohlen- und Hangdränagen liefern bei vollem Becken zusammen nur 1 sl, die Mauerdränagen nur 0,4 sl, bei der Höhe und Länge der Sperre ein ausgezeichnetes Ergebnis!

Die *Aggertalsperre* (No. 43), die erste neuzeitliche Betonmauer im Rheinland, ist auch noch im Grundriss gekrümmt angelegt worden

[9] *Diese, auch schon einmal bei einer Intze'schen Sperre verwendete Anordnung überträgt das Gewicht des Mantels auf die Kernmauer. Indes wurde auch hier, wie bei allen anderen deutschen Mauern mit Mantel, die Standfestigkeitsuntersuchung ohne Berücksichtigung des Mantelgewichts durchgeführt.*

(1:1). Der giessfähige Beton wurde aus gebrochenem Grauwackezuschlag mit 200 (und 175) kg/m³ Hochofenzement und 60 (und 45) kg/m³ Trass bereitet und mit Rinnen eingebracht. Die Lufseite trägt eine Verkleidung aus wetterfesten Bruchsteinen.

Die Dichtung der Wasserseite ist, erstmals in Deutschland, in einer aus der Natur des Betonmassivbaues entwickelten Bauweise, nämlich in Vorsatzbeton, hergestellt. Der Vorsatzbeton ist 2,5 bis 2 m stark und enthält im cbm: 275 kg Hochofenzement + 83 kg Trass. Ein Dränagenetz ist im Innern dieser Mauer nicht angeordnet, nur an der Sohle.

Die Mauer ist durch senkrechte bis auf 3 m über Gründungssohle reichende Fugen in Blöcke von 30 m Breite zerlegt. Die Fugendichtung bildet ein prismatischer Eisenbetonstab, der an der Wasserseite der Mauer beim Betonieren in den Vorsatzbeton eingelassen wurde. Nach dem Ausschalen der Mauer wurden dieser Stab und die beiderseits anstossenden Mauerstreifen mit einer 3-fachen Papplage mit Juteeinlagen unter Anwendung von heissem Bitumen überklebt. Zur Verbesserung der Dichtung wurden nachträglich die Besichtigungsschächte nach Bedarf vergossen.

Die Mauerblöcke zeigen, insbesondere auf den Hängen, je 1 bis 2 von der Sohle ausgehende und nicht bis zur Krone reichende Querrisse (Haarrisse). Der Vorsatzbeton der Wasserseite zeigt leichte Beschädigungen durch Frost. Sickerstellen sind im untersten Begehungsstollen aufgetreten. Die Luftseite der Mauer zeigt geringe feuchte Flecken, die im Sommer verschwinden. Die Sohlendränage läuft (in Abhängigkeit vom Beckenwasserstande) und bringt höchstens 1 sl. Die Dehnungsfugen lassen (nach anfänglichem Auftreten vereinzelter Leckstellen) nur geringe Wassermengen durch. Ebenso die Gründungsfuge auf den Hängen (nur bei vollem Becken). Die gesamte Sickermenge ist 3 sl. Ausbesserungsarbeiten waren an der jetzt 8 Jahre alten Sperrmauer noch nicht nötig.

Die vergleichsweise kleine Zschopautalsperre bei *Kriebstein* (No. 44) ist gekrümmt (1:1), mit kupfergedichteten Dehnungsfugen in 20–25 m Abstand versehen und mit senkrechten Röhren hinter der Wasserseite dräniert.

Die Betonmischung war mit: 1 Zement : 0,38 Trass : 3,89 Zuschläge ungewöhnlich fett, der Wasserzusatz im Vergleich damit mässig (18 v.Hdt.). Die Einbringung des Betons erfolgte mit Rinnen. Die Wasserseite ist mit 25-mm-Schleuderputz (1*Z.*+3*S.*) mit Zementglattstrich und 3-fachem Inertolanstrich gedichtet und ohne weiteren Schutz gelassen. Die Luftseite ist unverkleidet. Die Mauer zeigt ausser Abblätterungen keine Schäden und hat seit 1929 noch keine Ausbesserungsarbeiten verlangt.

Die *mittlere* Sickerwassermenge betrug für 1931 bis 1934 rd. 0,08 sl. Sie ist von Anfang an Jahr für Jahr geringer geworden und wird im Durchschnitt von 1935 nicht mehr als 0,026 sl betragen. Die Mauer ist also sehr dicht, was bei der fetten Betonmischung und geringen Stauhöhe nicht verwunderlich ist. Dass die Mauer dabei keine Risse zwischen den doch noch ziemlich weit entfernten Fugen erhalten hat, ist, abgesehen von der starken Krümmung und der sehr guten Schutzlage zwischen überhöhenden Waldhängen wohl der Tatsache zuzuschreiben, dass das verhältnismässig kleine Becken nur selten und nie stark abgesenkt wird.

Schluchsee- und *Schwarzasperre* (No. 45, 46) zeugen durch ihre völlig andere Bauart gegenüber der im gleichen Gebiet errichteten Schwarzenbachsperre (No. 42) für den in wenigen Jahren erfolgten Fortschritt der Anschauungen. Sie sind nicht mehr aus flüssigem, sondern aus weichem Beton mit 20% Blockeinlagen hergestellt. Sie zeigen weder luftseitige Steinverkleidung, noch wasserseitigen Mantel, sondern beiderseits lediglich Vorsatzbeton (hinter gehobelter Schalung), wasserseitig 1,5, luftseitig 1,0 m stark, ausserdem auf der Wasserseite, wie bei Schwarzenbach, eine besondere Dichtungsschicht aus Schleuderputz 25 mm stark, in der verhältnismässig und vergleichsweise mageren Mischung 1:4 aufgetragen, abgescheibt und mit 2-fachem Schutzanstrich (Inertol) versehen. Die Wasserseite ist dräniert.

Beide Mauern haben Dehnungsfugen in geringerem Abstand als die wenige Jahre älteren (Schluchsee 12–15,5 m, Schwarza 10–20 m). Diese mit Kupferblech in Z-Form gedichteten Fugen haben auf der Wasserseite noch eine weitere Dichtung: bei Schluchsee ist dies eine 0,3 m starke und 0,8–0,6 m breite schwalbenschwanzförmig profilierte Eisenbetonplatte in einer entsprechend geformten, mit Asfaltfilz ausgekleideten Aussparung der Mauerstirn; bei "Schwarza" ist die Wasserseite an der Fuge lediglich mit einem Streifen "Kaltelastik" überklebt, ehe der oben erwähnte Schleuderputz aufgetragen wurde.

Auf der Luftseite der Mauren zeigen die hier ausbeissenden rechteckigen Block-Verzahnungen vereinzelt an ihren Enden Risse (abgerissene Ecken). Ferner sind, besonders an der Schwarzasperre, Kalksinterungen aufgetreten. Das See- und Flusswasser ist sehr weich und das an sich geringe Sickerwasser (Schluchsee 0,5 bis 1,5 sl je nach Beckenfüllung, Schwarza desgl. rd. 1 sl) enthält daher gelösten Kalk. Die darüber angestellten Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen. Es wird vermutet, dass das Sickerwasser überwiegend aus den Dehnungsfugen stammt. Ernstliche Schäden (Frost und dergl.) sind an beiden Mauern weder an Luft- noch Wasserseite aufgetreten.

Die *Bleilochtalsperre* (No. 47), mit "Schluchsee" ungefähr gleichzeitig, ist die höchste deutsche Staumauer (70 m). Der Grundriss ist gekrümmt, die Krone 6.70 m stark. Sie ist noch in Gussbeton mit Rinnen, hinter gehobelter Holzschalung, ausgeführt. Der Beton ist sehr bindemittelreich, weil man die Mauer im ganzen wasserdicht machen wollte: 118 bis 87 kg/m³ Portlandzement nebst 229 bis 169 kg/m³ Thurament (eine fein gemahlene basische Hochofenschlacke). Der Wasserzusatz war sehr reichlich: 240 kg/m³. Besondere Dichtungsschichten oder Verkleidungen sind weder luft- noch wasserseits angeordnet. Der Abstand der mit Kupferblech gedichteten und bis zur Sohle reichenden Dehnungsfugen ist noch gross: 25 m.

Die Mauer, deren Wärmeentwicklung, Raumänderungen und Blockbewegungen eingehend beobachtet wurden, hat denn auch zahlreiche und bedeutende Risse erhalten: von 8 Blöcken sind 4 in der Mitte noch vor dem ersten Einstau radial gerissen. Sie wurden derart gedichtet, dass schwalbenschwanzförmige Nuten an der Wasserseite ausgestemmt, wasserseitig mit Klinkern vermauert und dahinter mit Asbest-Bitumenmasse vergossen wurden. Diese Mass-

nahme hatte Erfolg. Indes lässt die Dichtigkeit der Mauer noch sehr viel zu wünschen übrig, denn die wasserseitig angeordnete Dränage liefert im ganzen 25 sl (bei Vollstau). In einem Block ist der gedichtete Mittelriss nach oben weiter gerissen, sodass Wasser durch ihn unmittelbar in die Dränage läuft (bei Vollstau: 16 sl). Man beabsichtigt, die Dichtung dieses Risses zu ergänzen und rechnet dann mit Verminderung der Dränwassermengen.

Sonstige Schäden an den Aussenflächen der Bleilochsperre sind seit ihrer Vollendung (1932) nicht aufgetreten.

Die *Zillierbachtalsperre* im Harz ist erst Ende 1935 fertig geworden. Obwohl daher Betriebserfahrungen noch nicht vorliegen, soll über dieses Bauwerk dennoch berichtet werden, weil es als kennzeichnend für die neueste Richtung der Entwicklung des Betonsperrenbaues in Deutschland gelten kann.

Die 47 m hohe, gerade Mauer ist 172,5 m lang. Ihre Kronenstärke ist gering (2,0 m). Der Beton wurde aus zerkleinertem Granitporphyr und Diabasgestein in sorgfältig etwas nach Art einer Ausfallkörnung gewählter und überwachter Kornmischung mit 200 kg/m³ Zement für den Mauerkern und 300 kg/m³ Zement für den an Luft- und Wasserseite verwendeten Vorsatz hergestellt. Der Vorsatzbeton der Luftseite wurde 1,0; derjenige der Wasserseite 1,2 m stark ausgeführt. Es wurden beiderseits Stahlschalungen verwendet.

Der Wasserzusatz wurde so gewählt, dass der Beton gut plastisch und leicht verarbeitbar war. Dies führte zu einem Wasserzusatz von 160–170 l je m³ Beton, entsprechend einem Wasserzementfaktor von etwa 0,85 im Kernbeton. Ausser einem anfänglich verwendeten Trassportlandzement mit 30% Trassgehalt wurde später mit einem gleichwertigen Hochofenzement gearbeitet. Eingebracht wurde der Beton z.T. durch Kippwagen, die durch Rinnen- oder Hosenrohre mit sehr starker Neigung schütteten, überwiegend aber (der Vorsatzbeton ganz) mit Turmdrehkranen und Kübelwagen. Innerhalb der Schalungen wurde der weiche Beton noch gründlich durch Treten und Stochern durchgearbeitet, sodass eine gleichmässige, wie ein Sumpf wippende Masse entstand. Die Dehnungsfugen sind hier nur 12 m, teilweise noch etwas weniger von einander entfernt. Sie sind mit je einem Besichtigungsschacht versehen, mit Kupferblech mit Schleife in Asfaltpackung und mit Teerstrick gedichtet, ausserdem noch vor dem Kupferblech (auf 0.6 m Tiefe) mit 3 mm Asfaltkitt ausgespachtelt. Die Wasserseite ist durch waagerecht verlegte stark poröse Zementrohre dräniert.

Bei dieser neuesten deutschen Betonsperre hat man demnach bezüglich der Behandlung der Aussenflächen Wege beschritten, die in der Richtung äusserster Vereinfachung und Verbilligung der Konstruktion bei gleichzeitiger höchster Steigerung der Güteeigenschaften des Betons hinsichtlich Dichtigkeit und Wetterbeständigkeit liegen.

6. BEWÄHRUNG DER VERSCHIEDENEN BAUWEISEN

Die im vorstehenden nur auszugsweise mitgeteilten Angaben der Fragebögen sind in den Spalten 13–22 der Abb. 1 in schematischer Weise übersichtlich zusammengestellt. Aus den vorliegenden Angaben lassen sich folgende summarische Folgerungen ableiten:

(*a*) *Bruchsteinmauern*

Die luftseitige Verkleidung zeigt durchweg nur unbedeutende Schäden, Ausfrieren einzelner Fugen, und nur vereinzelt Abblättern schiefriger Steine.

Die erforderliche Nacharbeit beschränkt sich meist auf Neu-Ausfugen kleiner Teile in mehrjährigen Zwischenräumen. Die Urfttalsperre z.B. erforderte eine vollständige Überholung erst nach 25 Jahren. Das Verhalten der Natursteinverkleidung ist naturgemäss umso besser, je bessere Steine zur Verfügung standen (Schlesien, Schwarzwald).

Die wasserseitige Dichtung hat in der von Intze entwickelten Form: Putzzschicht mit Schutzanstrich, Verblendmauer und Erdvorlage in Verbindung mit dahinter angeordneter Dränage ihren Zweck, die Mauer vor *schädlicher* Durchsickerung (Druckentwicklung, Auswaschung) zu schützen, in allen Fällen gut erfüllt. Sickerwasser erscheint an der Luftseite der älteren rheinisch-westfälischen Mauern meist nur im Winter in Gestalt mehr oder minder ausgedehnter feuchter Flecken, die in der warmen Jahreszeit verschwinden. Kalksinterungen sind zwar bei vielen Sperren vorhanden, aber nirgends im Zunehmen begriffen. Die mit durchgehendem Schutzmantel versehenen, neueren westfälischen Mauern (Moehne und Lister) sind luftseitig ganz trocken, ebenso aber auch einige ältere (Oester und Solinger). Die Dränagesysteme führen im allgemeinen geringe Wassermengen (bei vollem Becken unter 5 sl im Höchstfall, meist aber unter 2 sl). Ihre Wasserführung steht durchweg in Abhängigkeit vom Wasserstande im Staubecken. Im allgemeinen haben die Dränagewassermengen abgenommen (in manchen Fällen sogar sehr stark!). Nur bei der auch luftseitig stark schweissenden Ennepesperre wird eine Zunahme um 100% seit Inbetriebnahme berichtet.

Die *Erdvorlage* bietet nach den Erfahrungen an den ohne sie ausgeführten Mauern (Eder, Lister, Sachsen, Schlesien) keinen zusätzlich wirksamen Schutz und ist somit überflüssig.

Eine vorzügliche Wirkung für die Mauer hatte der dränierte Schutzmantel der Geigenbachsperre, aber auch die Steinzeugplattenverkleidung der Saidenbachsperre. Diese Dichtungsart, viel mehr noch aber alle Dichtungen mit Schutzmantel, sind indes teuer und nach den schlesischen Erfahrungen (Goldentraum, Breitenhain) nicht unentbehrlich. Dort sind bei Verwendung vorzüglicher Natursteine, hochwertigen zementhaltigen Mörtels und eines 50 mm starken Dichtungsputzes auch ohne Schutzmantel dauerhafte und gut dichte Ausführungen gelungen.

(*b*) *Betonmauern*

Die Verkleidung der Wasserseite mit Putz und Schutzmantel, der Luftseite mit Natursteinen nach dem Vorbild der Schwarzenbachsperre kann, da sie an Bruchsteinmauern schon seit über 40 Jahren bewährt ist, als technisch vorzüglich bezeichnet werden.

Sie verteuert aber den Bau der Betonstaumauern erheblich. Das, auch in anderen Ländern vorhandene, Bestreben, die Aussenflächen in einfachster, organisch aus dem Wesen der Betonbauweise entwickelter und dabei voll den Anforderungen entsprechender Weise zu verkleiden, erscheint wohl begründet und auch aussichtsreich.

Nach den mit den verschiedensten Ausführungen in dieser Richtung vorliegenden, allerdings noch jungen, deutschen Erfahrungen scheint es, dass man die Luft- und Wasserseite technisch ausreichend und wirtschaftlich am vorteilhaftesten mit Vorsatzbeton hinter Stahlschalung herstellen wird.

Wichtig für das Gelingen ist die Verwendung plan- und zweckmässig abgestufter Körnungen von gesunden und wetterbeständigen Zuschlagstoffen, genügend, aber auch nicht übermässig reiche Bindemittelzugabe, ein zur weichen, aber nicht flüssigen Beschaffenheit des Betons ausreichender Wasserzusatz und sorgfältige Pflege der frisch ausgeschalten Betonaussenflächen. Die an der Luftseite ausbeissenden Arbeitsfugen sollten nicht rechteckig, sondern stumpf-

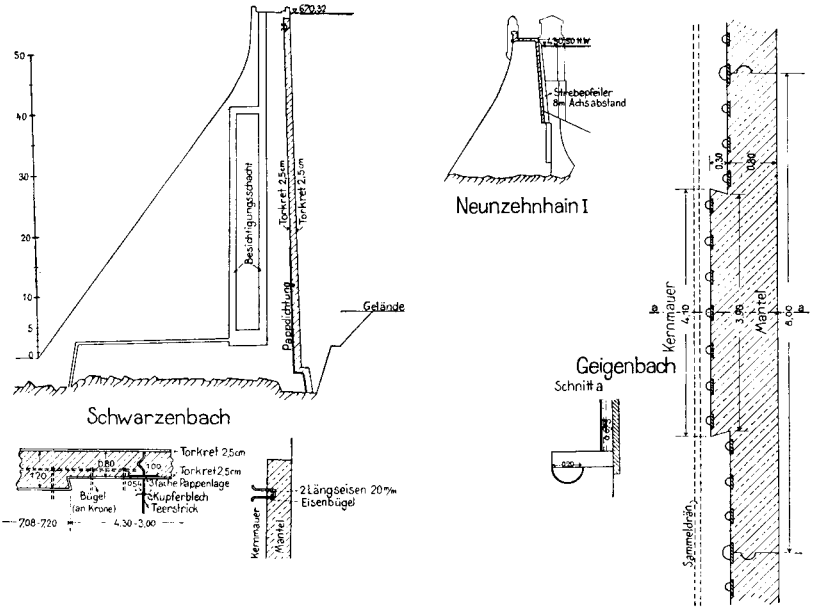


Abbildung 3.—Verschiedene Ausführungen von Mauerwerkverblendungen an der Schwarzenbach-, Neunzehnhain I- und Geigenbach-Talsperre. — Different designs of facings on the Schwarzenbach, Neunzehnhain I, and Geigenbach dams. — Différents systèmes de revêtement des barrages en Allemagne (Schwarzenbach, Neunzehnhain I et Geigenbach). — Diferentes sistemas de revestimiento de las presas de Alemania (Schwarzenbach, Neunzehnhain I y Geigenbach).

winklig verzahnt werden, um nicht Anlass zur Rissbildung geben zu können!

Bei der Neuheit der Ausführungen erscheint auch die Erwähnung von *Vorschlägen* angebracht, die vielleicht zu weiteren Fortschritten führen können: Die scharfe Durchführung *unstetiger* Korn-Abstufung zwecks Verminderung des Porenraumes der Zuschlagstoffe (Ausfallkörnung) verspricht dichtesten und am wenigsten schwindenden Beton, dessen höhere Kosten durch erhebliche Verminderung der Vorsatzstärke (bis auf 0,2 m herab) mehr als ausgeglichen werden können, ohne dass die Dichtigkeit und Frostsicherheit zu leiden braucht. Die Absiebung oder -Schlämmung der feinsten Kornbe-

standteile bis zur siebenfachen Korngrösse gegenüber dem Bindemittelkorn [10] verspricht eine weitere Verbesserung des Betons inbezug auf Dichtigkeit und Festigkeit. Gegen aggressives Wasser sind Sonderzemente, hydraulische Zusätze wie Trass und Schutzmittel wie Fluat und dergl. zu berücksichtigen. Ein dauerhafterer bituminöser Schutzanstrich kann vielleicht nach dem oben erwähnten Verfahren des Aufspritzens in Mischung mit Asbest und Sand erzielt werden.

Einen ganz anderen Weg zeichnet der in einem Falle schon praktisch durchgearbeitete[11] Gedanke der Verwendung von gegliederten, stahlbewehrten Kunstformsteinen grosser Abmessungen (etwa 1, 5 x 1, 2 m, Stückgewicht 1000 kg) vor, die als Ersatz für Vorsatz beton und Schalung zugleich für Luft- und Wasserseite vorgeschlagen sind.[12]

(*c*) *Bruchstein- und Betonmauern*

Für Bruchstein- und Betonmauern muss die systematische Dränierung der Wasserseite als wirksam und empfehlenswert bezeichnet werden. Eine vorteilhafte Ausführungsform ist die Verwendung von hochporösen Kunststeinen mit mindestens 10 cm weiten Aussparungen oder von Röhren aus gleichem Baustoff. Die Dränage der Luftseite ist überflüssig. Für Betonmauern scheint es eine auch im Hinblick auf die Verringerung der Schwindwirkungen verfolgenswerte Entwicklungsmöglichkeit zu sein: die Kernmauer bei vorzüglicher Aussendichtung aus zwar genügend festem, aber Wasser leichter durchlassendem Beton herzustellen, unter Einschränkung der Dränage der Wasserseite auf wenige, annähernd waagerecht verlegte Stränge.

(*d*) *Oberflächen der Mauerkronen*

Ausser der Luft- und Wasserseite der Staumauern beansprucht auch die dritte Aussenfläche: *die Oberfläche der Mauerkrone* sorgfältige Ausbildung in Richtung auf völlige Wasserdichtigkeit und wirksame, unschädliche Entwässerung. Beachtung verdient es, dass von mehreren, sonst vorzüglich erhaltenen Mauern (sowohl in Bruchstein- wie in Betonbauweise) Frostschäden an der Luft- oder Wasserseite nur in der Nähe der Krone berichtet und auf Durchsickerungen von oben her zurückgeführt werden. An einigen, mit Schutzmantel versehenen Mauern ist der Schutzmantel waagerecht über die volle Kronenbreite herübergezogen und darauf erst die Fahrbahnabdeckung aufgebracht worden. Bei Betonmauern wird man eine 10–20 cm starke Abgleichung der Krone mit Vorsatzbeton oder einen Spritzputz als ausreichend ansehen dürfen, wenn darüber noch eine Isolierschicht gleich der im Brückenbau üblichen als Unterlage der eigentlichen Fahrbahndecke aufgebracht wird. Die Sammler der oberhalb der Isolierschicht anzusetzenden Entwässerung wird man (aus Schönheitsrücksichten) nach der Wasserseite der Staumauer herausführen und in vorkragende Wasserspeier oder geschlossene, bis unter den tiefsten Betriebswasserspiegel führende Abfallrohre endigen lassen, um das besonders bei Frost schädliche Beträufeln der Wasserseite zu verhüten.

[10] *Erfahrungen von Spindel-Wien: Die Wasserwirtschaft, Wien, 1933, No. 17 ff.; Beton u. Eisen, Berlin, 1932, Heft 10.*

[11] *Die Ausführung unterblieb aus rein äusseren Gründen.*

[12] *Bautechnische Mitteilungen der Fa. H. Butzer-Dortmund, 5. Jahrgang, S. 39 ff.*

ZUSAMMENFASSUNG

Von den 74 Talsperren Deutschlands (über 15 m Höhe) sind 59 Gewichtsstaumauern und von diesen sind die Erfahrungen an 48 zu diesem Bericht verarbeitet. Die Hauptergebnisse sind in einer Tabelle Abbildung 1 zusammengestellt.

Weitaus die meisten Gewichtsstaumauern Deutschlands bestehen aus Bruchsteinmauerwerk, darunter auch sehr neue (1932); nur 10, darunter allerdings die 2 höchsten, sind in neuzeitlicher Betonbauweise hergestellt.

Die vielfach mit Trasskalk oder Zementtrasskalkmörtel ausgeführten *Bruchsteinmauern* sind auf der *Luftseite* vielfach ohne besonderes Verblendmauerwerk ausgeführt und nur gleich solchem sorgfältig mit Zementmörtel verfugt, was sich bewährt hat.

Die *Wasserseite* der Bruchsteinmauern ist überwiegend nach einem besonderen, auf Prof. Intze zurückgehenden System geschützt, dessen Hauptbestandteile sind:

(1) Ein in 2 Schichten aufgebrachter wasserdichter Mörtelputz von 25–30 mm Stärke,

(2) Ein 2–3-facher bituminöser Schutzanstrich auf diesem Putz,

(3) Ein aus Bruchsteinmauerwerk oder Stampfbeton hergestellter Schutzmantel von 0,6 bis 0,8 m Mindeststärke vor dieser Dichtungsschicht, mit der Mauer selbst durch unterschnittene senkrechte Verzahnung verbunden,

(4) Ein Netz von Dränageröhren in 1–2 m Abstand hinter der Dichtungsschicht mit Ableitung nach dem luftseitigen Mauerfuss.

Die Dränage der Luftseite hat sich als überflüssig erwiesen.

Dieses System hat sich im allgemeinen sehr gut bewährt. Neuerdings sind aber auch gute Erfahrungen mit einer sparsameren Bauweise: Dichtungsschicht von 40 mm starkem Schleuderputz 1 : 3 und 10 mm Handputz 1 : 2 und 1 : 1 ohne Schutzmantel gemacht worden. Bei sehr aggressivem Wasser ist neuerdings auch ein bezüglich Dichtung sehr gelungener Versuch mit Verkleidung durch gesinterte Steinzeugplatten gemacht worden.

Wenn auch die letzte grosse Bruchsteinmauer in Deutschland erst 1932 vollendet wurde, scheint doch für weitere grosse Staumauerbauten nur noch die Betonbauweise Aussicht auf Anwendung zu haben.

Die 7 neuzeitlichen *Betonstaumauern* Deutschlands zeigen eine rasche Entwicklung, die von der genauen Übertragung der Bauweise der Bruchsteinmauern (Schwarzenbach, Baubeginn 1922) mit luftseitiger Natursteinverkleidung und wasserseitigem Dichtungsputz mit Betonschutzmantel ausgeht. Von da führt sie über einige im Endergebnis gelungene Ausführungen mit luft- und wasserseitigem Schleuderputz (Torkret), eine weniger befriedigende, mit einheitlichem, dichtem Beton zu zwei besonders erfolgversprechenden mit wasserseitigem, bezw. beiderseitigem, hochwertigem Vorsatzbeton hinter Stahlschalung (Agger und Zillierbach).

Die Dränage der Wasserseite ist bei den deutschen Betonmauern auch bis in die neueste Zeit mit wenigen Ausnahmen beibehalten, wirksam und daher auch als zweckmässig zu bezeichnen. Sie wird

neuerdings mit annähernd waagerechten (statt lotrechten) Saugersträngen angeordnet und aus grobporigen Kunststeinen mit röhrenförmigen Aussparungen hergestellt.

Der sicheren Abdichtung und einwandfreien Entwässerung der Oberfläche der Mauerkrone ist höhere Beachtung zu schenken, als es bisher oft geschehen ist, weil von hier aus häufig Vernässungen und Frostschäden des Kernmauerkopfes ihren Ausgang nehmen.

SUMMARY

Of the 74 dams in Germany with a height of more than 15 m, 59 are gravity dams. An examination of 48 of the latter is the subject of this report. The principal results are given in a table (fig. 1).

Nearly all of the gravity dams in Germany are of stone masonry, some of very recent construction (1932). Only ten, including, however, the two highest, are modern concrete structures.

In the case of masonry walls, which are often laid with trass mortar or cement trass mortar, the downstream side is generally constructed without any special facing and only trowelled with cement mortar, a practice which has proved satisfactory.

The upstream sides of the masonry walls are generally protected by a special method, introduced by Prof. Intze; the principal elements of which are:

1. A waterproof mortar coating of 25 to 30 mm thickness applied in two layers.
2. This mortar coating is painted two or three times with a bituminous anticorrosive painting.
3. A protective covering of masonry or rammed concrete with a minimum thickness 0.6 to 0.8 m upon this impervious layer, connected with the wall itself by an undercut vertical indentation.
4. A network of drainage pipes in the interior of the masonry, spaced 1 to 2 m behind the protective covering with a discharge at the foot of the wall on the downstream side.

The drainage of the downstream side has proved to be unnecessary.

This system has been generally found very satisfactory. Recently good results have been gained with a more economical construction: Impervious layer of 40 mm thick gunited plaster 1:3, and 10 mm plaster 1:1 or 1:2 applied by hand, without protective covering. In case of very corrosive water a very successful experiment on watertightness has recently been made with a layer of sinter slabs.

Although the last large stone masonry dam built in Germany was only finished in 1932, it seems that concrete construction will be employed exclusively for the erection of future large dams.

The seven modern concrete dams in Germany show a rapid development, based upon the exact application of the method of constructing masonry dams (Schwarzenbach Dam commenced in 1922) with natural stone facing on the downstream side and impervious mortar on the upstream side together with a concrete protective covering. Since then some successful results have been achieved with downstream and upstream sides coated by cement (Torkgunt); and other less satisfactory with uniform, dense concrete without cement

coating. Two especially promising constructions were made with upstream side or both sides high class concrete, especially suitable for walls behind steel laggings (Agger- and Zillierbach).

Drainage on the upstream side has been practiced on German concrete dams with few exceptions even up to the present time, as it is effective and may be regarded as appropriate. The systems are now built with nearly horizontal (instead of vertical) suction lines and made of rough porous artificial stones with tubular grooves.

The careful tightening and perfect drainage of the surface of the dam coping should be given more attention than has been done hitherto, as from this point very often a water or a frost damage of the head of the dam proceeds.

RESUME

Sur les 74 barrages allemands de plus de 15 mètres de hauteur, 59 sont des barrages-poids. Les observations recueilles sur 48 de ces derniers sont traitées dans ce rapport. Les principaux résultats sont réunis sous forme de tableau, figure 1.

Les barrages-poids allemands sont, en grande majorité, construits en maçonnerie de pierres naturelles; plusieurs d'entre eux ont été construits récemment (1932). Dix barrages, dont deux sont les plus hauts d'Allemagne, ont été exécutés en béton, suivant des méthodes modernes.

Les maçonneries de pierre, souvent jointoyées à la chaux et au trass ou au mortier de ciment et de trass, sont en général exécutées du côté aval sans revêtement spécial.

Dans la majorité des cas, le côté amont des maçonneries en pierres naturelles est protégé par un système spécial inventé par le professeur Intze. Les élements principaux de ce système de protection sont:

1. un enduit de mortier étanche d'une épaisseur de 25 à 30 mm, appliqué en deux couches;

2. un enduit protecteur bitumineux double ou triple, appliqué sur l'enduit précité;

3. un revêtement protecteur constitué par une maçonnerie en moellons ou fait de béton damé. Ce revêtement a une épaisseur minimum de 0,6 à 0,8 m et se trouve devant la couche étanche. Il est relié au mur même par un assemblage évidé à la base.

4. un réseau de tuyaux de drainage à l'intérieur de la maçonnerie, à une distance de 1 à 2 mètres en arrière de la couche étanche, débouchant vers le pied aval du mur.

Le drainage du côté aval, exécuté dans certains cas, a été reconnu superflu.

Ce système a généralement donné de très bons résultats. Dans les derniers temps, on a obtenu aussi de très bons résultats avec un mode de construction plus simple et plus économique: Une couche étanche composée d'un enduit projeté 1:3 de 40 mm d'épaisseur et d'un enduit appliqué à la main 1:2 ou 1:1 de 10 mm d'épaisseur, sans revêtement protecteur. Pour des eaux très corrosives, on a récemment effectué un revêtement en plaques de grès frettées, qui ont donné à l'essai une étanchéité très réussie.

Bien que le dernier grand barrage exécuté en Allemagne en maçonnerie ne date que de 1932, il semble que pour de nouveaux grands barrages on n'appliquera plus que le mode de construction au béton.

Les 7 *barrages modernes en béton* construits en Allemagne indiquent un développement rapide qui a pour point de départ l'application précise du mode de construction des barrages en maçonnerie (Schwarzenbach, commencement des travaux en 1922) avec revêtement en pierres naturelles du côté aval et enduit étanche avec revêtement protecteur en béton du côté amont. Ensuite on passe à quelques constructions avec enduit projeté (Torkret) du côté aval et du côté amont, que le résultat final permet d'appeler "des constructions bien réussies", ainsi qu'à une construction moins satisfaisante avec béton étanche uniforme. Enfin on arrive à deux constructions qui promettent beaucoup, avec revêtement de béton de haute valeur appliqué du côté amont ou des deux côtés, derrière un coffrage d'acier (Agger et Zillierbach).

A peu d'exceptions près, on a conservé jusque dans ces derniers temps le drainage du côté amont pour les barrages en béton allemands. Ce drainage est efficace et peut, pour cette raison, être désigné comme répondant bien au but. Depuis peu, on le réalise par des tronçons d'aspiration disposés presque horizontalement et au moyen de pierres artificielles à gros pores avec des évidements formant tuyaux.

L'expérience indique qu'il faut prêter plus d'attention qu'auparavant à la bonne étanchéité et au drainage parfait de la surface de couronnement du mur, parce que c'est là que se trouve souvent la cause des avaries de la crête du barrage, par suite de suintements et de gelée.

RESUMEN

De las 74 presas alemanas de más de 15 metros de altura, 59 son presas de gravedad. Las observaciones recogidas sobre 48 de estas últimas se mencionan en esta memoria. Los resultados principales están reunidos en forma de tabla bajo la figura 1.

Las presas de gravedad alemanas en su gran mayoría están construídas de mampostería de piedras naturales y algunas de entre ellas fueron construídas recientemente (1932). Diez presas, dos de las cuales son las más altas de Alemania, fueron ejecutadas de hormigón, siguiendo métodos modernos.

La mampostería de piedra, unida frecuentemente con cal y trass o con mortero de cemento y de trass, es por lo general construída en el lado de aguas abajo sin ningún revestimiento especial.

En la mayoría de los casos el lado de aguas arriba de las mamposterías de piedras naturales se protege por medio de un sistema especial inventado por el profesor Intze. Los principales elementos de este sistema de protección son:

1. un enlucido de mortero impermeable de 25 a 30 mm, aplicado en dos capas;

2. un enlucido protector bituminoso doble o triple aplicado sobre el enlucido precitado;

3. un revestimiento protector constituído por una mampostería de piedras pequeñas o hecha de hormigón apisonado. Este revestimiento tiene un espesor mínimo de 0,6 a 0,8 m y se encuentra delante

de la capa impermeable. Está unido al muro por medio de un empalme hecho en la base.

4. una red de tubos de drenaje en el interior de la mampostería, colocada de 1 a 2 metros detrás del revestimiento impermeable, que desagua hacia el pie aguas abajo del muro.

El drenaje del lado de aguas abajo empleado en algunos casos se considera superfluo.

Este sistema generalmente ha dado muy buenos resultados. Además, recientemente se obtuvieron resultados muy buenos empleando una forma de construcción más fácil y menos costosa: Una capa impermeable compuesta de un enlucido de gunita 1:3 de 40 mm de espesor y de un enlucido 1:2 o 1:1 de 10 mm de espesor aplicado a mano y sin revestimiento protector. Para las aguas muy corrosivas recientemente se ha hecho un revestimiento de placas de pedernal, el cual ha producido una impermeabilidad muy satisfactoria.

Aunque la última grande presa de mampostería construída en Alemania sólo data de 1932, parece que todas las nuevas grandes presas que se construyan serán hechas de hormigón.

Las 7 presas modernas de hormigón construídas en Alemania muestran un rápido desarrollo comenzando con la aplicación precisa del modo de construcción de las presas de mampostería (Schwarzenbach, comienzo de los trabajos en 1922) con revestimientos hechos con piedras naturales del lado de aguas abajo y enlucido impermeable con revestimiento protector de hormigón del lado de aguas arriba. Se pasa seguidamente a varias construcciones con enlucido de gunita (Torkret) del lado de aguas abajo y del lado de aguas arriba, cuyo resultado final permite llamarlas "construcciones muy satisfactorias", así como también se hace referencia a una construcción menos satisfactoria de hormigón impermeable uniforme. Finalmente se trata de dos construcciones muy prometientes, con revestimiento de hormigón de alta calidad aplicado del lado de aguas arriba o de los dos lados, detrás de una pantalla de acero (Agger y Zillierbach).

Con pocas excepciones y hasta el presente se ha empleado el drenaje del lado de aguas arriba en las presas alemanas de hormigón. Tal drenaje es eficaz y por esta razón puede calificarse como apropiado. Desde hace poco, se construyen con cortes de aspiración dispuestos casi horizontalmente y por medio de piedras artificiales de poros grandes con aperturas formando tubos.

La experiencia indica que se debe prestar mayor atención que la que hasta ahora se ha dado a la buena impermeabilización y al drenaje perfecto de la superficie del coronamiento del muro, por ser allí donde frecuentemente se encuentra la causa de las averías en la cresta de la presa como consecuencia natural de las infiltraciones y de las heladas.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

STUDY OF THE FACING OF MASONRY AND CONCRETE DAMS*

W. J. E. BINNIE, M. A., M. I. C. E., M. A. S. E.

Chairman, British Committee

Great Britain

The writer hopes that the following brief description of the means adopted at the Shing Mun Dam for the prevention of the formation of cracks in the water face by shrinkage of the concrete, variation in temperature, and earth movement, may prove of interest, as he believes that the design is novel, although suggested in part by the interesting paper on the repairs to the Ringedals Dam, Norway, which was contributed by Mr. Chr. F. Gröner to the Scandinavian meeting.

GENERAL DESCRIPTION

The Jubilee Reservoir, so named to commemorate the jubilee of King George V, is situated on the Shing Mun River, China, being about 12 miles (19 kilometres) from Kowloon, which is separated from Hong Kong by an arm of the sea about 1 mile in width, and the dam which forms this reservoir is known as the Shing Mun Dam.

The reservoir was constructed to afford an additional supply of water to both communities, which have a gross population of about 700,000 persons, a pipe line being laid on the bed of the channel so that water can be transferred from one side to the other.

The rock of the country is granite, and the dam is placed across a narrow gorge, so that, although its height above stream bed level is

**Étude des revêtements des parements des barrages en maçonnerie et en béton.*
Eine Untersuchung der Mauerwerkverblendung von Bruchsteinmauerwerk- und Beton-Staumauern.
Estudio de los paramentos de las presas de mampostería y hormigón.

275 feet (83.8 metres), the length is only 695 feet (211.9 metres) at top water level.

Figure 1 is a cross section of the dam at the deepest part of the gorge, and shows it to be a composite structure consisting of five different portions, which will be referred to as follows:

(3) The "cut-off wall" to prevent leakage below or at the sides of the dam, which is continued above ground level to form the lower portion of the "water face."

(4) The articulated face concrete which will be referred to hereinafter as the "diaphragm," forming the main portion of the water face.

(5) The "thrust block" which transmits water pressure to the remainder of the dam.

(6) The "rock fill" which takes a portion of the water thrust.

(7) The "sand wedge" which is interposed between the thrust block and the rock fill.

Cut-off Wall and Water Face of Lower Portion of Dam.

This wall is indicated on the cross section, figure 1, by cross hatching inclined downwards to the right. The rock, which is fine grained, moderately basic biotite-hornblende granite, had been subjected to surface decomposition except at the bottom of the gorge, the overlying material attaining considerable depths on the right bank of the river, sound rock lying sometimes 70 or 80 feet below the surface.

The surface of the rock was generally found to be brown in colour, due to oxidation of iron, and was permeable to water, but as excavation proceeded, the quality of the rock improved until the compact grey granite was reached, which is capable of standing a load of over 2,000 tons per square foot (2,190 kilos per square centimetre), without crushing.

The excavation for the foundation of the cut-off wall was carried down until solid grey granite, free from all but minor joints, generally filled with impermeable material, was encountered, and exploratory boreholes were then put down to test the impermeability of the rock below the trench, any open joints, which proved to be insignificant, being grouted in the ordinary manner.

The gorge has a width of approximately 40 feet (12.2 metres) at stream bed level (360 feet=109.8 metres), increasing to 120 feet (36.6 metres) at level 453 feet (138 metres), and the cut-off wall was carried up to that level in the gorge to form the water face, stepping upwards at the sides. (See figs. 1 and 2, which is an elevation of the upstream face of the dam.)

The cement used for all concrete work was slow setting and not too finely ground, in order to give a moderate rise in temperature when setting, which was found to average a maximum above air temperature of 53° F. (29.4 C.) with the particular "mix" used for the cut-off wall which contained 600 pounds of cement per cubic yard (356 kilos per cubic metre), the concrete crushing at about 260 tons per square foot (284 kilos per square centimetre) at 28 days.

The only natural sand available was sea sand, the grains of which were rounded and coarse, which was mixed with sand artifically pro-

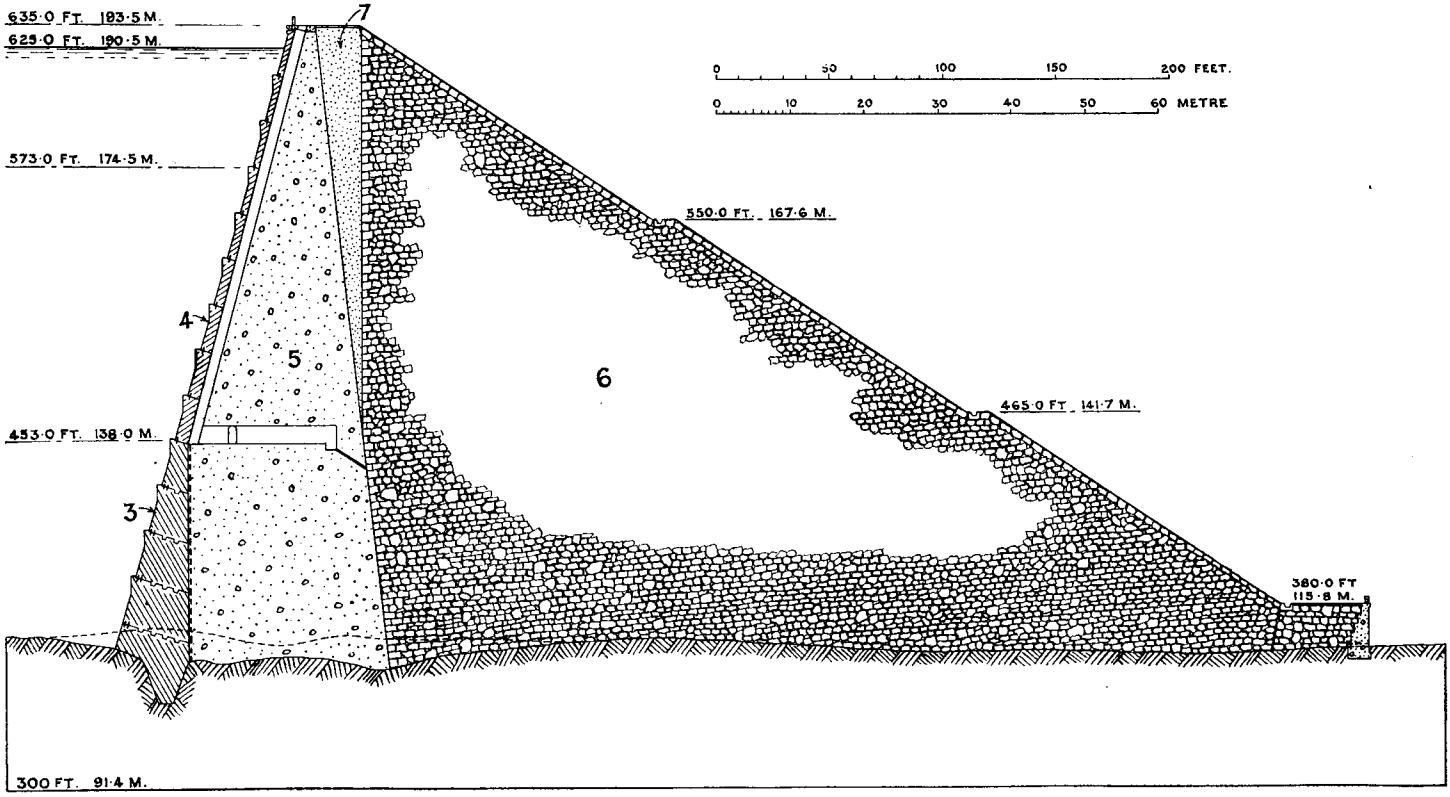


FIGURE 1.—**Cross section of the Shing Mun Dam.** — Profile du barrage de Shing Mun. — Durchstich durch die Shing-Mun-Talsperre. — Perfil de la presa del Shing Mun.

duced from crushed granite, the actual proportions of each being determined so as to give a concrete of the greatest impermeability.

All concrete was placed in thin layers, vibrated with pneumatic tools to get rid of entrained air, and was brought up in lifts of 20 feet (6.1 metres) at a time above ground level, as shown on figure 1.

It was poured in alternate blocks, bonded together by "joggles", the maximum lineal dimension being less than 25 feet (7.6 metres) in order to minimise contraction as the heat was dissipated.

Strips of copper one-tenth inch (2.6 mm) thick and 24 inches (61 cm) in width (see fig. 1) were inserted above ground level to prevent percolation at the horizontal junctions between superincumbent "lifts."

A vertical joint shown on figure 1, was made by means of special "greased" paper to separate the back of the cut-off wall above ground level from the thrust block (5) to be presently described.

Although no contraction joints have been provided in this portion of the work, no cracks were detected prior to the commencment of impounding in September 1935.

Diaphragm.

The diaphragm, which forms the main water face, is shown by hatched lines inclined downwards to the left on figure 1, being an articulated structure divided into vertical panels, 25 feet (7.6 metres) in width as shown on figure 2.

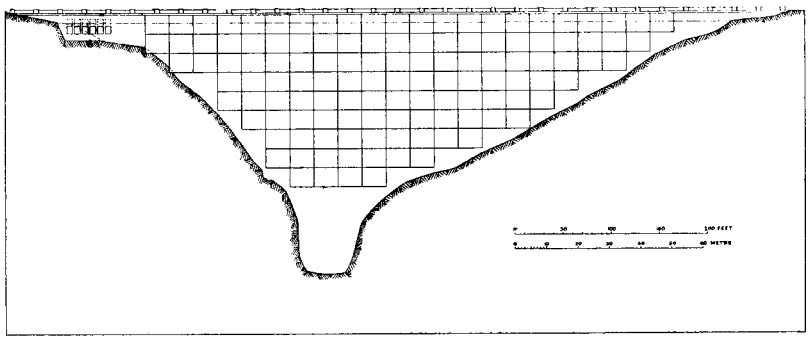


FIGURE 2.—**Upstream elevation.** — Élévation amont. — Wasserseitige Ansicht. — Elevación de aguas arriba.

Each panel was brought up in "lifts" of 20 feet (6.1 metres) in one operation, and is reinforced with horizontal hooked rods wired to verticals, so arranged as to form a "grill" which could be lowered into the form as one unit. (See figs. 3 and 4.)

The diaphragm is 6 feet (1.8 metres) thick at the level 453 (138 metres), reducing to 3 feet (0.9 metre) at the level 573 (174.5 metres) and continues at that thickness to the top.

The general face batter is 1 in 3.4 up to the latter level and 1 in 3.72 above, the buttresses against which it rests having a batter of 1 in 3.72 throughout.

It will be seen from figures 1 and 4 that the face batter stops at two-thirds of the height of each lift, being vertical above that level

so as to form a step 2 feet (61 cm) in width at the junction of successive lifts.

As the cement was slow-setting, and as the concrete was to be poured to a height of 20 feet (6.1 metres) in one operation, it became necessary to carry out experiments before the forms were designed, to ascertain the lateral pressure which would be exerted by the "green" concrete in a semiliquid condition.

The panels were cast alternately, and the steel skin of the forms was supported by lattice girders of the queen-post type, spaced 4 feet 4 inches (1.3 metres) apart, the foot of the post being inserted in a groove in the step (see fig. 4), which was filled with asphalt (bitumen plus 30 percent granite dust) when the form had been removed.

The top of the queen-post extended beyond the form and was tied back to the thrust block, temporary timber struts being inserted to give the correct width and removed as the concrete was brought up.

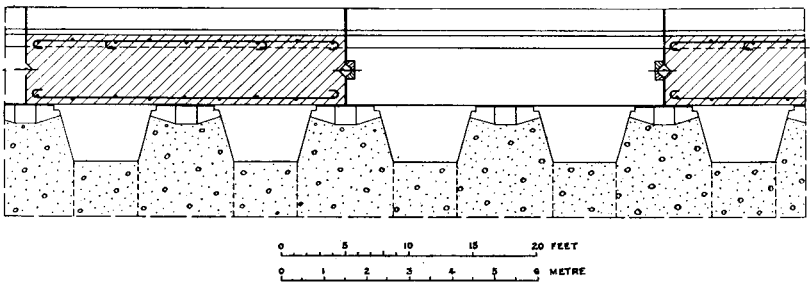


FIGURE 3.—**Cross section, intersecting the face of the diaphragm on a horizontal line.** — Coupe dont l'intersection, avec le parement du diaphragme est horizontale. — Horizontal-Querschnitt durch die Verkleidung einer Scheidewand. — Sección transversal interceptando la cara del diafragma en línea horizontal.

The diaphragm rests against buttresses, protruding from the thrust block to be presently described, being separated therefrom by a layer of "Callendrite" bitumen sheeting one-fifth inch (5.1 mm) thick, specially manufactured to stand the maximum pressure to which it would be subjected without appreciable compression, which forms a sliding joint.

The concrete was poured directly against this sheeting, and timber shuttering was employed to form the void between the buttresses, the ends of the shutters being housed in grooves formed in the moulded concrete blocks with which the buttresses were faced. (See fig. 3 and sec. XY, fig. 4.)

The steps proved of great benefit in construction, as the steel forms could be readily placed by means of a crane erected on top of the thrust block, which was brought up in advance, and room was given for the workmen to set the forms accurately, a "cage" being provided to prevent accidents.

"Callendrite" sheeting was placed in vertical strips between each panel, and also where the panels butt against the solid portion of the "face works." The bottom of each panel was also separated from the solid "face concrete" on which it rested by a strip of similar sheeting, the percolation of water through this joint being prevented by a

copper strip built into the solid face concrete below and carried up into the diaphragm, the width of the strip varying from 2 feet (60 cm) to 1 foot (30 cm) according to the water pressure.

A similar copper strip was provided at the top of each 20-foot (6.1-metre) lift (see figs. 1 and 4), the "Callendrite" sheeting being omitted between the lifts.

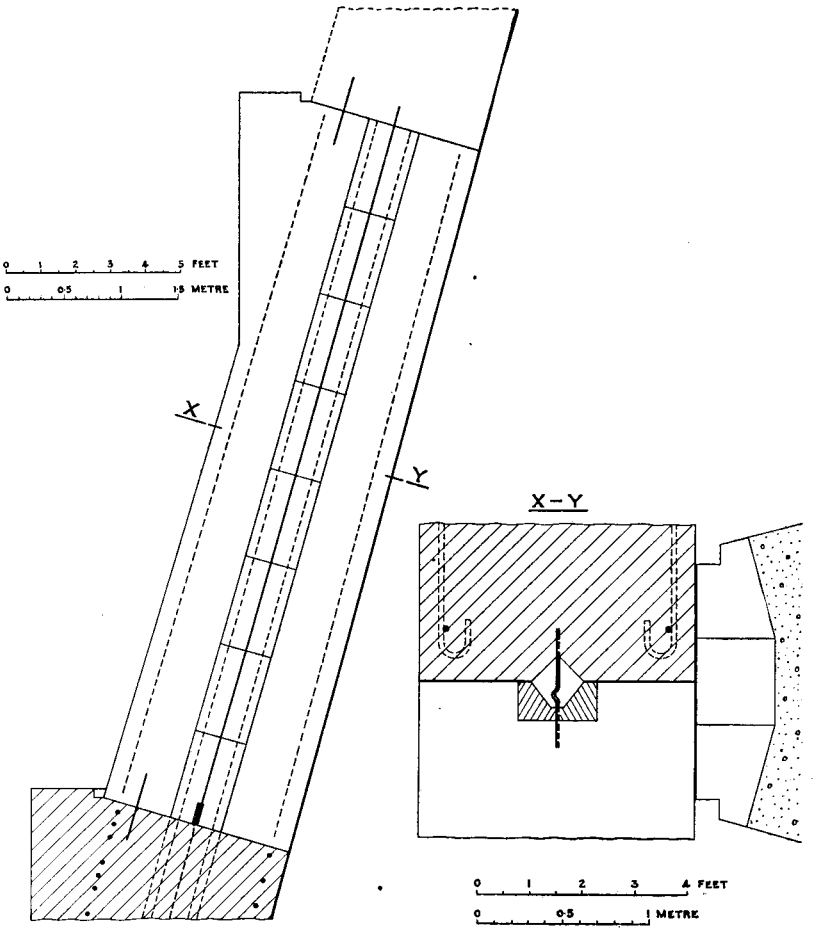


FIGURE 4.—**Detail of cross sections of diaphragm.** — Détail des coupes du masque. — Einzelheiten des Scheidewand-Querschnittes. — Detalle de las secciones transversales del diafragma.

The object of inserting this sheeting at the base of each panel was to permit of slight rotation about a horizontal axis without injury to the diaphragm should some slight relative movement of the thrust block take place.

The vertical joints between the panels (which are shown in fig. 3 and in more detail on sec. XY, fig. 4) are formed by similar copper strips "kinked" in the middle, varying in width from 27 inches (70

cm) to 19 inches (48 cm) according to the water pressure, being built into the solid face concrete below and extending upwards in 20-foot (6.1-metre) lifts, the joints being made by an overlap of 7 inches (18 cm), the adjacent faces of the overlap being smeared with bitumen and the strips bolted together with small copper bolts until the bitumen was extruded.

A similar vertical joint is made where the panels butt against the solid face concrete. (See fig. 2.)

A "void", which is traversed by the copper strip dividing it into two halves, was also formed at all vertical joints and is filled with asphalt (bitumen plus 30 percent granite dust).

Figure 3 is a section along a plane at right angles to the face of the diaphragm, which shows the voids which have been formed each side of the copper strip at the end of the two panels which have been already cast.

The concrete is about to be poured to form the intermediate panel and is to be brought up rapidly to a height of 20 feet (6.1 metres), it being necessary to make provision for the remaining portion of the "voids."

As it was thought that there would be great, if not insuperable, difficulty in removing the "cores" from such confined spaces, it was decided to use small moulded concrete blocks so shaped as to form the voids, being incorporated with the concrete as it is brought up. (See detail, sec. XY, fig. 4.)

Two blocks are used, one on each side of the copper strip, the column of blocks being brought up to full height before the concrete is poured, the joint being made between the strip and the block with portland cement mortar with the exception of that between the lowest pair of blocks.

If good bond is to take place between successive lifts of asphalt, it is essential that the surface of contact should be clean, and therefore the joint between the lowest pair of blocks was 1½ inches (4 cm) wide, through which dust, etc., could be expelled by compressed air, after which this joint was also filled with mortar, the top of the column being covered with a timber cap to prevent entry of dust, etc., until pouring of the asphalt commenced.

The "columns" (see figs. 3 and 4) having been built to their full height, the reinforcement was set and the concrete poured into the intermediate panel, after which operation the caps were removed, the surface of the asphalt at the base of the column brought to a liquid state by an electrical heater, and the void was filled.

The concrete mix contained 690 pounds of cement per cubic yard (409 kilos per cubic metre), the stones being broken so as to pass through a ring 1½ inches (4 cm) diameter, the average crushing strength at 28 days amounting to 350 tons per square foot (382 kilos per square centimetre).

After the forms were stripped, the concrete was kept moist for a minimum period of 3 weeks by means of water sprays.

Although filling of the reservoir commenced in September 1935, the monsoon rainfall ceased unduly early, with the consequence that the reservoir only rose to such a height as to submerge the base of

the diaphragm to a depth of 45 feet (13.7 metres), the joints proving to be absolutely watertight under this moderate head.

Leakage through the vertical joints could not emerge into the inspection pits until it had made its way between the "Callendrite" sheeting covering the buttress and the diaphragm (see fig. 3) and as liability to leakage along this joint decreases with increased water pressure, it was considered that this system of joints would prove entirely satisfactory, but this cannot be determined until the reservoir fills during the monsoon of 1936, but should any leakage occur, the inspection pits afford the opportunity of locating its position and of caulking the joint.

Thrust Block.

The thrust block is indicated by blobs and dots on figures 1, 3, and 4, and the foundations were not taken down to impermeable rock, the "brown" rock on which part of the structure rests being capable of standing a pressure of about 500 tons per square foot (548 kilos per square centimetre) before crushing.

The width at the top is 8 feet 6 inches (2.6 metres) measured over the buttresses, and the back slopes downwards at an inclination of one horizontal to 9 vertical (see figure 1).

Figure no. 3 shows the buttresses, which are spaced 12.5 feet (3.8 metres) apart, leaving inspection pits behind the diaphragm, which can be entered either from the top of the dam or from galleries communicating with the bottom of each inspection pit, access to which is provided by steps at each end of the dam.

These buttresses, as already mentioned, are faced with moulded concrete blocks (see figures nos. 3 and 4) in order to secure exact alignment of the faces against which the diaphragm would rest.

The concrete mix contained 300 lbs. of cement per cubic yard (178 kilos per cubic metre) and large stones were embedded, the average maximum rise of temperature above that of the air being 24° F. (13.3 C.) when setting, and the average crushing stress at 28 days was 190 tons per square foot (207 kilos per square centimetre).

Rock Fill.

The rock fill, which is shown by "block" lines on figure 1, is hand packed and brought up in 2 feet (61 cm) layers inclined at a slope of 1 in 12 towards the thrust block. The downstream slope is 1.5 horizontal to 1 vertical, and is broken by two berms having a width of 10 feet (3.3 metres) one at level 465 (141.8 metres) and the other at 550 (167.7 metres).

The toe is formed as a platform 37 feet (11.3 metres) in width at level 380 (115.9 metres) supported by a retaining wall, through which the rock fill drain passes.

Trials were made from time to time to ascertain the void spaces, which were found to vary from about 26 to 30 percent, the average weight of the rock fill being about 1.48 tons per cubic yard (1,970 kilos per cubic metre).

The base of the rock fill rests on boulders in the bottom of the rock gorge and on the soil covering the rock at the sides, all loose or "spongy" material being removed so as to leave firm ground.

The upstream face of the rock fill, where not in contact with the back of the thrust block, is built as a vertical rubble wall in mortar (see fig. 1) so as to leave a triangular space, and drainage tubes, spaced 10 feet (3 metres) apart, filled with small pieces of granite retained by screens, pass through this face to give adequate provision for drainage of the "sand wedge", next to be described.

The rock fill will be covered with a diamond pattern pitching of squared granite blocks when settlement has ceased.

Sand Wedge.

The sand wedge, shown on figure 1, fills the triangular space between the thrust block and the rock fill, its purpose being to avoid "point" contact and to ensure that the water pressure is transmitted to the thrust block should movement of the latter take place.

The surface of the wedge is protected from the torrential rains which occur by concrete paving, and the grains of the sand are well rounded and coarse so as to drain readily should water enter notwithstanding the precautions which have been taken, as it was considered essential that the sand should be as nearly dry as possible under all circumstances.

Reasons for Adopting Design

(*a*) If an impermeable water face is provided, there is no object in employing rich concrete for the remainder of the dam, and a very considerable economy would be effected by reducing the cement content especially as labour is cheap in China and therefore the cost of "placing" is low.

(*b*) If, however, there is no provision for movement of the face concrete relative to the mass of the dam, stresses will be set up which may crack that concrete even if contraction joints are provided, due to the fact that the temperature rise in setting is higher with the "rich" mixture than with the "lean", e. g., in the case of the Shing Mun Dam, the temperature rise averaged about 53° F. (29.4° C.) for the face concrete containing 600 pounds per cubic yard (356 kilos per cubic metre) and only 24 °F. (13.3° C.) for the thrust block concrete which contained half that amount of cement per cubic yard.

It was therefore decided to make a vertical joint between the face concrete and the thrust block and to make provision for relative movement between the diaphragm and the thrust block.

(*c*) Owing to the length of the diaphragm, it was clearly necessary to provide for contraction and expansion by inserting the vertical joints described in this paper.

(*d*) It was considered advisable to support the diaphragm by buttresses which will enable inspection to be carried out when the reservoir is full, and makes provision for taking away leaking water.

(*e*) The reason which lead to the adoption of the thrust block plus rock fill instead of a concrete dam of gravity section, was the apprehension that this particular region might be subjected to seismic disturbance, a point which cannot be dealt with under question V.

Conclusion

The writer's firm were appointed by the Government of Hong Kong as consulting engineers to design and supervise the construction.

It was decided that the work should be carried out by administration under the direction of Mr. G. B. G. Hull, M. Inst. C. E., whose wide experience with Chinese labour and proved ability in organisation, made him admirably qualified to take charge, and the construction arrangements, which have proved most successful, are due to him.

SUMMARY

The Shing Mun Dam, which is 275 feet (83.8 metres) high above river bed, is situated on the coast of China.

It is believed to be of novel construction in certain respects, partly suggested by the paper on the repairs to the Ringedals Dam which was contributed to the Scandinavian meeting by Mr. Chr. F. Gröner.

The dam is a composite structure, consisting of five separate parts, all of which are so formed as to be capable of relative movement without disturbing the stability of the structure, and are as follows:

(A) The "cut-off wall" or impermeable concrete "septum" to prevent percolation under the dam, being carried down to solid unjointed granite.

This wall is carried up to a height of 93 feet (28.3 metres) above river bed level, the width of the Shing Mun gorge at that level being 120 feet (36.6 metres) and 40 feet (12.2 metres) at stream bed level. This wall is separated from the remainder of the dam by a vertical joint, and is not provided with any other joints.

(B) The "diaphragm", which is an articulated structure built in separate panels 25 feet (7.6 metres) in width, rests on the cut-off wall, being separated therefrom so as to permit of slight rotation round a horizontal axis, and is supported by buttresses 12 feet 6 inches (3.8 metres), centre to centre, which protrude from the thrust block (C) so as to leave void spaces for inspection purposes, the panels being free to move relatively to the face of the buttresses against which they rest. Details are given of the joints which have been provided.

(C) The "thrust block" is the name given to the concrete structure which supports the "diaphragm", being provided with stairways and access galleries which give access to the base of the diaphragm panels, and water pressure on the face of the diaphragm is transmitted through the thrust block to the remaining portion of the dam.

(D) Behind the "thrust block" is placed the "rock fill", the upstream face of which is built of rubble in portland cement mortar.

(E) A triangular space is formed between the thrust block and the rock fill which is filled with dry rounded sand of large grain for the purpose of keeping intimate contact between the thrust block and the rock fill, should relative movement take place.

(F) The paper deals with the reasons which prompted this particular design, viz: (*a*) Freedom from shrinkage or temperature cracks; (*b*) economy in construction.

RESUME

Le barrage de Shing Mun de 83,8 m de hauteur au-dessus du lit de la rivière, est situé sur le littoral de la Chine. On croit y trouver quelques nouveautés, qui ont été suggérées en partie par le rapport traitant

des réparations au barrage de Ringedal présenté par M. Chr. F. Gröner au congrès en Scandinavie.

Il s'agit d'un barrage de construction complexe où l'on distingue cinq éléments distincts, dont chacun peut se déplacer relativement aux autres sans gêner la stabilité de l'ensemble; à savoir:

(*A*) L'écran isolant, soit "septum", en béton imperméable, pénétrant jusqu'au sous-sol de granit compact et ayant pour but d'empêcher toute infiltration en-dessous de la fondation du barrage. Cet écran s'élève à 28,3 m au-dessus du lit. A ce niveau, le défilé du Shing Mun a une largeur de 36,6 m tandis qu'à hauteur du lit de la rivière celle-ci n'est que de 12,2 m. L'écran se trouve séparé du reste du barrage par un joint vertical. Aucun autre joint n'existe.

(*B*) Le diaphragme, construction articulée, faite de panneaux distincts larges de 7,6 m, repose sur l'écran isolant; toutefois il en est séparé de manière à lui permettre un petit mouvement de rotation autour de l'axe horizontal. Il s'appuie sur des contreforts écartés de 3,8 m d'axe en axe et sortant du bloc de poussée (*C*), laissant libres des espaces qui permettent l'inspection. Les panneaux peuvent se déplacer relativement à la surface des contreforts, qui servent d'appui. Une description des joints prévus est donnée en détail.

(*C*) On nomme "bloc de poussée" la construction en béton qui sert d'appui au diaphragme et qui est munie d'escaliers et passages d'accès conduisant à la base des panneaux de ce dernier. La poussée de l'eau exercée sur la face du diaphragme se transmet à l'autre portion du barrage par l'intermédiaire du bloc de poussée.

(*D*) L'enrochement placé derrière le bloc de poussée est revêtu, sur la face amont, de pierres avec du mortier de ciment portland.

(*E*) Il est prévu, entre le bloc de poussée et cet enrochement, un espace triangulaire rempli de sable de gros grain, ayant pour but de garantir un contact intime entre les deux organes dans le cas où il se manifesterait un mouvement relatif.

(*F*) On donne, dans le rapport, les raisons qui ont conduit à ce dispositif: (*a*) Suppression de toute fissure due au retrait et à la température; (*b*) économie dans la construction.

ZUSAMMENFASSUNG

Der 83.8 m über dem Flussbett errichtete Shing-Mun-Damm liegt an der Küste von China.

In gewisser Beziehung ist er neuartiger Konstruktion, deren Anregung zum Teil auf den Bericht über die Reparatur des Ringedals-Dammes von Ch. F. Gröner vorgetragen auf der skandinavischen Konferenz, zurückzuführen ist.

Der Damm ist ein zusammengesetzter Bau, bestehend aus 5 getrennten Teilen, welche alle so gebaut sind, dass sie sich unabhängig bewegen können, ohne die Stabilität des Dammes zu stören. Diese Teile sind:

A. Eine wasserundurchlässige Betonscheidewand, die sich bis zum massiven, fugenlosen Granit erstreckt, um das Durchsickern des Wassers zu verhindern. Diese Wand wurde 28.3 m über dem Niveau des Flussbettes errichtet; in dieser Höhe ist die Kluftspanne des Shing-Mun 36.6 m, während die am Flussbett 12.2 m ist. Die Scheidewand

ist von dem übrigen Dammbau durch eine senkrechte Fuge getrennt, besitzt aber sonst keine Fugen.

B. Die "Zwischenwand", die gliedartig aus getrennten, senkrechten Abschnitten, je 7.6 m breit, gebaut ist, ruht auf der Scheidewand, ist aber derart von ihr getrennt, dass eine kleine Drehung um die wagerechte Achse möglich ist; sie wird von Pfeilern mit einem Achsabstand von 3.8 m gestützt. Die Pfeiler geben, dadurch dass sie aus dem Gegenlager hervorspringen, den für Besichtigungszwecke nötigen freien Raum.

Die Abschnitte der Zwischenwand können sich, gegenüber den Stirnflächen der Pfeiler, auf denen sie ruhen, frei bewegen.

Einzelheiten der vorgesehenen Fugen sind angegeben.

C. Der die Zwischenwand stützende Betonbau, das "Gegenlager" genannt, ist mit Treppen und Besichtigungsstollen versehen, die den Zugang zum unteren Teil der Abschnitte der Zwischenwand ermöglichen. Der Wasserdruck auf der Stirnfläche der Zwischenwand wird durch das "Gegenlager" auf die übrigen Teile des Dammes übertragen.

D. Hinter dem "Gegenlager" ist eine Gesteinschüttung vorgesehen, deren Wasserseite aus Bruchstein gebunden mit Zementmörtel besteht.

E. Es ensteht so zwischen dem "Gegenlager" und der Gesteinschüttung ein dreieckiger Raum, der mit trockenem, grobkörnigem, rundem Sand gefüllt ist, um zwischen dem "Gegenlager" und der Gesteinschüttung, im Falle einer gegenseitigen Bewegung, enge Berührung zu sichern.

F. Der Bericht gibt die Gründe an, welche zu dieser besonderen Konstruktion Anlass gaben, nämlich:

a) Vermeidung der Rissbildung durch Schrumpfung oder Temperaturwechsel.

b) Wirtschaftlich vorteilhafte Konstruktion.

RESUMEN

La presa del Shing-Mun de 83,8 m de altura, sobre el lecho del río está situada en la costa de la China.

Se considera de construcción moderna en ciertos respectos, que fueron indicados parcialmente en la memoria sobre las reparaciones de la presa de Ringedal presentada en el congreso de Escandinavia por Mr. Chr. F. Gröner.

Se trata de una presa de construcción compleja, y consta de cinco partes separadas, que pueden moverse relativamente sin alterar la estabilidad de la estructura, a saber:

(*A*) La "pared aisladora", o "septum", de hormigón impermeable, para evitar las filtraciones debajo de la presa, y que penetra hasta el subsuelo de granito compacto. Esta pared se eleva a 28,3 m sobre el lecho del río; el desfiladero del Shing-Mun, a este nivel, es 36,6 m de ancho, mientras que al nivel del lecho del río no es más que de 12,2 m. La pared está separada del resto de la presa por una junta vertical, que es la única junta que tiene.

(*B*) El "diafragma", que es una estructura articulada hecha de panales de 7,6 m de anchura, descansa sobre la pared aisladora, pero está separado de ella de forma que le permite un pequeño movimiento de rotación alrededor del eje horizontal. Se apoya en contrafuerte

que miden 3,8 m de centro a centro, los cuales sobresalen del bloque de empuje (*C*), dejando espacios libres que permiten la inspección. Los panales pueden moverse con relación a la superficie de los contrafuertes, que les sirven de apoyo. Se suministran detalles de las juntas que se han construído.

(*C*) Se da el nombre de "bloque de empuje" a la estructura de hormigón que sirve de apoyo al diafragma, y está dotado de escaleras y galerías de comunicación que dan acceso a la base de los panales del diafragma. La presión del agua ejercida en la cara del diafragma se transmite a la otra porción de la presa por intermedio del bloque de empuje.

(*D*) Detrás del bloque de empuje está el "terraplén de roca", cuya cara de aguas arriba está construída de piedras con mortero de cemento portland.

(*E*) Entre el bloque de empuje y el terraplén de roca se forma un espacio triangular, que está lleno de arena de grano grueso con el objeto de mantener un contacto interno entre el bloque de empuje y el terraplén en el caso de que tuviera lugar algún movimiento relativo.

(*F*) La memoria versa sobre los motivos de esta disposición particular: (*a*) Supresión de toda grieta debida a la retracción y a la temperatura; (*b*) economía en la construcción.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

PRINCIPAL SYSTEMS ADOPTED IN ITALY FOR WATERPROOFING AND PROTECTING THE FACES OF MASONRY DAMS*

ANGELO TESTA

Civil and Electrical Engineer, Unione Nazionale Fascista Industrie Elettriche (Unfiel)

Italy

In the field of dams for reservoirs, Italy offers particularly varied and interesting material for observation, possessing, as it does, a large number of dams of various kinds, exposed to the most varied climatic conditions. Italian dams of a height exceeding 20 meters number 106. Their distribution is shown by tables 1 and 2.

As will be observed from these tables, in Italy the gravity-type dams predominates, with heights ranging from 20 to 60 m. Gravity dams built of rubble masonry are slightly more numerous than those built of concrete. More than one-half of the dams covered by this report belong to the Alpine Chain, where the reservoirs are generally at very high altitudes (over 1,500 to 2,000 m).

In the Apennines an altitude of 1,000 m is rarely exceeded, and only exceptionally is 1,500 m reached. In the islands the reservoirs are usually located at an altitude of less than 500 m.

The Alpine dams constructed at altitudes exceeding 1,500 m must meet very severe requirements, both because of local thermal and climatic conditions (sudden and considerable changes of temperature, unequal low temperatures, frost) as well as because of the composition

**Systèmes principaux adoptés en Italie pour imperméabiliser et protéger les faces des barrages en maçonnerie.*

In Italien meist angewadte Methoden zur Dichtung und zum Schutze der Verkleisunger von Mauerwerk-Staumauern.

Sistemas principales adoptados en Italia para impermeabilizar y proteger los paramentos de las presas de mamposteria.

of the water which, especially in the glacial lakes and basins transformed into reservoirs, is generally very pure and so exerts a high dissolving effect on the cement mortar.

On the other hand, the dams located in the Alpine or Pre-Alpine Valleys and those in the Apennines and in the islands are much more favorably situated. Thermal and climatic conditions there are much less difficult than in the high Alpine basins. Moreover, the rivers of the Apennines and islands, as well as those of the lower Alps, are almost always loaded with silt, which in many cases appreciably reduces the leakage of the dams by partially stopping the cracks, and thus tends to neutralize the effects of thermal variations and frost.

TABLE 1.—*Classification of Italian dams according to type of construction and height*

Type	Height				Total by types
	20 to 40 m	40 to 60 m	60 to 80 m	80 to 100 m	
Gravity, rubble masonry, and cement mortar	30	7	2		39
Gravity concrete	17	10	4	1	32
Single-arch concrete	10	7			17
Multiple-arch	1	4	1		6
Ambursen	2				2
Dry masonry or rock fill	6				6
Earth	4				4
Total	70	28	7	1	106

TABLE 2.—*Classification of Italian dams (of a height exceeding 20 m) according to orographic groups and altitudes*

Orographic divisions	Number of dams situated at altitudes—						Totals by divisions
	Lower than 500 m	500 to 1,000 m	1,000 to 1,500 m	1,500 to 2,000 m	2,000 to 2,500 m	Higher than 2,500 m	
Alps	7	8	4	19	15	2	55
Apennines	15	17	7	1			40
Sardinia	9						9
Sicily		2					2
Totals by altitudes	31	27	11	20	15	2	106

Chiefly because of this diversity of conditions, similar or identical measures may give substantially different results, according to whether they are applied to Apennine or to Alpine dams.

In order to obtain (from a series of records on the behavior of various systems for waterproofing and protecting the faces of dams) some criterion which is sufficiently reliable and valid, it is necessary to keep in mind, not only the kind and the method of construction of the protective measures, but also the design of the dam and how it was constructed. For this purpose, some data relating to 47 Italian

dams, constructed either of rubble masonry and cement mortar or of concrete, have been given in the tables in appendix I. Allowance has been made, as far as possible, for the various differentiating elements mentioned above. The investigations have been restricted to less than 50 of the most recently constructed and important dams, because the condition of the dams built prior to 1920 reflects construction practices now obsolete, or represents sometimes the results of special provisions, outside the field of this report, for consolidating and waterproofing the masonry bodies.

Nevertheless, in dealing separately with the principal systems of protection, consideration will be given to results obtained in many dams other than those listed in the appendix.

The systems most commonly used in Italy for waterproofing the upstream faces of rubble-masonry and concrete dams are the following:

(*a*) Plaster revetment.
(*b*) Revetment of stone and cement mortar.
(*c*) Concrete, compact and tight in itself.
(*d*) Concrete deck.
(*e*) Protective metal face.

The systems (*a*), (*b*), and (*c*) are designed to protect and waterproof the dam body, forming a unit with it, and having the twofold function of giving strength and impermeability.

The systems (*d*) and (*e*) constitute protective waterproofing measures applied to the body of the dam but independent of it; thus, by preventing the dam from coming into direct contact with the water of the reservoir, only a static function is entrusted to the dam body. Notwithstanding this undeniable advantage of protective decks of concrete or metal, these systems are rarely used for rubble-masonry or concrete dams. There are in Italy today only five dams (Nos. 2, 11, 12, 30, 35) with a protective concrete deck and two (Nos. 3, 40) with metal faces.

This limited use is due, first, to the fact that the generally high cost of the above provisions is hardly compensated for by the possibility of an appreciable economy in the masonry. Italian regulations do not permit the consideration of uplift to be neglected in the design of gravity dams, even if they are protected by revetments of the type mentioned.

In many cases the faces of the dams have been protected, experimentally or permanently, by means of coatings having waterproofing qualities, commonly of the bituminous kind. Less frequently the faces have been coated by cement mortar mixed with waterproofing substances.

In the following paragraphs an analysis will be made separately of the principal characteristics and of the practical results of these various systems of protection and waterproofing.

Characteristics and Results of Waterproofing Systems

Plastering

Plastering of the upstream face is the waterproofing scheme most commonly used in Italy. Usually simple gunite is applied, or gunite reinforced with a metal network; less often, mortar plaster smoothed by hand; sometimes layers of both (gunite and hand plastering)

superposed or on different zones of the same face. The total thickness of the plaster is generally between 2 and 5 cm, in one or more coats.

Other conditions being equal, the best results are obtained by plastering during the construction of the masonry body, especially if this is of concrete and if the plaster is applied after washing the surface with strong jets of water, before the hardening of the concrete has advanced too far. It is advisable to strip rubble-masonry dams before applying the plaster, and thoroughly wash the interstices between the stones of the face. If the plaster is applied to seasoned concrete it is necessary to chisel and wash the masonry thoroughly, in order to insure a good adhesion.

Gunite, simple or reinforced, if applied in a workmanlike manner, generally gives better results than hand plastering, because of greater compactness and uniformity over the entire surface, due to the more rapid application with pressure placing. Besides, the gunite has the economic advantage of requiring less labor.

Reinforcing consisting generally of metal nets of different dimensions, according to their purpose, is used extensively for gunite. As a matter of fact, some builders recommend such reinforcements as simple metal fabrics intended to improve the bond between plaster and masonry and to avoid widespread separation of the plaster; others attribute to the reinforcing of the plaster a more complex function, not only to ensure the above-mentioned bond, but also to improve the strength of the revetment.

In the latter case, metal nets are used, with a square mesh of 5 to 10 cm, with wires from 4 to 8 mm in diameter, while in the former case, thinner nets are used, with meshes as fine as 1 to 2 cm, and wire 1 mm in diameter. Although such thin metal nets may appear insufficient for the pressure and mortar thickness of the gunite, it is noteworthy that the revetments of dams Nos. 10, 24, and 29, reinforced by nets of 1-cm-square mesh, 1-mm wire, have given satisfactory results.

As to the reinforcement of gunite, it should be noted that some builders believe that the presence of the metal net hinders the adhesion of the gunite to the masonry, with serious prejudice to efficiency and life.

The above-mentioned revetments have relatively seldom given fully satisfactory results from the standpoint of watertightness. In the satisfactory cases they have been applied to concrete dams located at not very high altitudes; it is possible that the good results obtained are due rather to the compactness and watertightness of the underlying concrete, and sometimes also to the filling of the possible plaster cracks by the clayey mud deposited on the face of the dam by flood waters. In general, even the best executed plasterings are subject, to a greater or less degree, to some typical troubles necessitating periodic and careful maintenance work. This is especially true of the Alpine dams at very high altitudes. Such troubles consist chiefly in the formation of more or less diffused surface cracks, and almost always hair cracks (at least initially, except in certain cases which will be mentioned later) as well as in partial separation of the plastering from the masonry. The hair cracks are due probably to the shrinkage of the cement mortar, to short-period thermal varia-

tions, and in part also to deformations of the surface which was plastered, especially in the case of thin dams of reinforced concrete slabs or dams of the arch type.

In some dams not provided with permanent joints, or having joints too far apart (for instance, Nos. 1 and 26) vertical cracks have also been formed, having an opening of a few millimeters and intersecting the whole cross section of the dam. Such cracks are caused by shrinkage of the concrete and by long-period thermal variations (seasonal). Appreciable cracks may form also along the junctions of coats of plaster successively applied (especially those executed by hand) or where on the masonry face incrustations have been formed during construction by the cement mortar dripping from the forms.

The inconveniences mentioned can generally be avoided by means of careful and rational construction, both of the masonry body and of the revetment.

Plaster applied to rubble-masonry dams with stone revetments often shows the formation of a network of more or less hairlike cracks at the junctions between the stones. This is probably due to the different response of the stone and mortar to thermal stresses, as well as to the unequal thickness of the mortar, which penetrates several centimeters into the junctions. This trouble is particularly serious in dams located at high altitudes, which are subject to sudden and considerable changes of temperature; and, when it happens, it is very hard to find a permanent remedy.

The loosening of the plaster from the masonry is usually partial; sometimes, indeed, peeling may occur, especially if the plaster is not reinforced by metal nets; more often it is perceptible only by an examination by percussion. The loosening may be caused by bad workmanship (especially insufficient washing and chiseling of the face) and also by freezing of the water percolated through possible hair cracks in the plaster.

The various troubles so far mentioned (cracking and loosening) take place especially where the face is exposed to frequent fluctuations of the water level, and therefore particularly in very high dams, the revetments of which are subjected also to the grinding action of the ice cover formed on the surface of the reservoirs during the winter months. To reduce as far as possible the effects of such grinding, the plaster has sometimes (dams Nos. 10, 24, 37, 38) been smoothed, with satisfactory results. It is interesting to notice that several Italian builders found that smoothing the gunite by hand did not reduce, but rather improved, its waterproofing properties and strength—this result being contrary to the opinion and practice of some foreign authorities on the subject.[1] Of course, in order to attain this result, it is necessary that the gunite be smoothed before the cement mortar has started to set. The smoothing, if done carefully with a reversed trowel, causes the cement mortar to flow to the surface, thus forming a smooth and compact crust which is perfectly impervious; the result depends upon the fineness and the homogeneity of the sand used.

Frequently, the plaster coatings are protected in their turn by waterproofing coatings, which generally have a bituminous base, for the twofold purpose of improving watertightness and delaying deterioration. More detailed mention of these will be made later.

[1] *Creager and Justin, Hydraulic Handbook, p. 127.*

Stone revetments are used for dams built of rubble masonry and cement mortar, as well as for concrete dams; but especially for the former. In the appendix, four concrete dams (Nos. 1, 4, 21, and 22) and six masonry dams with stone revetments are given. To the latter may be added dam No. 3; its present metal face was adopted after the original stone revetment had proved unsatisfactory. With this type of revetment we may also consider that of dam No. 7, formed of concrete blocks placed in the same manner as the stone blocks.

From the data shown in the appended list and the results obtained in other cases than those mentioned in the appendix, it may be concluded that stone revetments, excellent as a means of protecting the face of the dam against the disintegrating effect of frost and the grinding action of the ice cover of the reservoir, are generally insufficient for the purpose of ensuring watertightness, especially for rubble-masonry dams located at high altitudes. Indeed, in spite of careful placing of the stone blocks and sealing of their joints, in almost all of the cases numerous cracks (generally hair cracks) have been formed between the blocks and repeatedly renewed. These cracks have allowed infiltration of a considerable and serious character.

This trouble is due to the concomitance of the following principal causes:

(*a*) Shrinkage, through drying, of the mortar used for sealing the interstices between the blocks.

(*b*) Stresses induced in the revetment by thermal variations, to which the mortar and the stone blocks have different expansion coefficients.

(*c*) Dam deformations.

(*d*) Alternate exposure of the face to water and air, and consequent alternate saturation and drying of the joints.

(*e*) Frost.

In various cases the influence of these causes may be very different; nevertheless, experience in the dams studied has shown that their effect is always such as to render temporary and insufficient any provision exclusively aimed at improving the sealing between the blocks. In dams with a stone revetment, the watertightness should therefore be based principally on the compactness of the masonry body; and if the latter is not sufficiently impervious, watertightness should be provided by such supplementary provisions as, for instance, cement grouting of the masonry underlying the stone revetment, or by applying a watertight plaster over the revetment. Such impervious plaster, however, being subject to the inconveniences already mentioned, does not afford sufficient reliability and is not to be recommended for dams located at high altitudes. The cement grouting of the masonry underlying the stone deck may give satisfactory results but it is not always convenient to resort to this method (either at the time of construction or for repairing) especially in the case of rubble-masonry dams of a highly porous nature. Then it may be better and safer to omit the stone revetment and to ensure the watertightness of the dam by means of a protective metal face or a concrete deck.

Particularly interesting and instructive are the results obtained by different methods applied to the rubble-masonry dams at Gabiet, Camplicciolì, Camposecco, Cingino, and Toggia (Nos. 3, 17, 33, 34, and 42).[2]

Dam No. 3 (Gabiet) was completed in 1922. Shortly after impounding, considerable leakage (275 liters per second) occurred, coming from the foundations and, perhaps preponderantly, from the face. The latter had been protected by a stone revetment with joints from 2 to 3 cm wide filled and pointed with rich cement mortar, after being cleaned to a depth of 5 cm. The stone blocks had been placed on beds of cement mortar. In the spring of 1923, the reservoir being empty, a careful examination was made of the face, and it having been found that there were numerous cracks in the sealing between the blocks, repairs were made, and leakage reduced to 160 l/sec. The leakage, however, soon increased again and reached a maximum of 285 l/sec. In the following year (1923) a more radical operation was effected; the interstices between the stone blocks were cleaned to a considerable depth and filled with cement mortar placed by means of a cement gun. Afterwards, the whole face was further protected by gunite over which was spread a waterproofing coating with a bituminous base. At the same time the watertightness of the foundations was improved.

These provisions, carried out during the summer of 1925, initially reduced the total leakage to 14 l/sec, but in the fall of the same year they increased again to 55 l/sec. Further repairs to the face, carried out between 1926 and 1932, and the grouting of a limited zone at the left abutment, did not give better results, as the leakage from the face, after temporary reductions, again in 1932 reached a maximum of 135 l/sec. The conclusion was then drawn that any provision aimed at improving the watertightness of the existing revetment could not give any assurance of permanent success, because of the inevitable renewal of the more or less hairlike cracks, produced by the various causes mentioned above. Undoubtedly, other conditions being equal, in this case the unfavorable effects were due to the fact that the dam, of curved design, had no contraction joints and that consequently thermal deformations of the masonry work tended to aggravate appreciably the condition of the stone revetment. It had also been proposed that the cement grouting, already partially attempted, be extended to a zone a few meters thick at the back of the face, in order to raise a sort of impermeable shield between the stone revetment and the masonry; but the technical and economic success of this provision seemed to be uncertain. First, owing to the lack of contraction joints in the masonry, cracks might occur which would be difficult to locate and repair; and second, that the masonry body, the mortar of which had already been subjected for a long time to the washing effect of percolation water, was very pervious, although in perfectly safe static condition. Therefore, in order to obtain a sufficient watertightness, it would undoubtedly have been necessary to inject such quantities of cement as to render the proposed provision economically prohibitive. For these and other reasons it was decided

[2] *L'Energia Elettrica, vol. XII, No. XI (November 1935), and vol. XIII, No. II (February 1936).*

to apply to the face of the dam a protective metal deck, which has given really satisfactory and apparently lasting results.

In contrast to the case just considered, on dams Nos. 17, 33, 34, and 42, it was possible to make watertight the upstream faces, likewise stone revetted, by grouting a restricted zone of masonry underlying the outer revetment. At the first three dams the precaution was taken as a repair, after completing the construction; at the fourth (Toggia Dam) it was adopted during the construction of the masonry work; the results obtained at this dam have been so satisfactory as to rank the grouting of the upstream face among the best methods for waterproofing dams of rubble masonry and cement mortar.

The revetment for dam No. 17 (Campliccioli) is formed of blocks of granitic gneiss (cut and tooled with thin points on four planes to a depth of 20 cm) carefully set on a bed of 600-kg cement mortar. The stone blocks were placed and the underlying masonry constructed before filling the joints. These were chiselled to a depth of a few centimeters, so as to permit the mortar to penetrate sufficiently. The pointing was done by hand with rich cement mortar, and a coating having a bituminous base was applied. In spite of all this care, at the first impounding the face proved to be pervious. The total leakage was 110 l/sec, with a wetted surface of 11,000 m^2. After emptying the reservoir, numerous cracks were found running between the stone blocks. Although similar to hair cracks, these were able by their extension to account for the above-mentioned leakage.

As a consequence of these unsatisfactory results, the technical management, in undertaking the construction of the Camposecco and Cingino Dams (Nos. 33 and 34) in rubble work, considered it wise to introduce some improvement in the stone revetments. For this purpose, each row of stone blocks between two expansion joints was dry placed, and between this row and the underlying masonry a space of several centimeters was left. After this the interstices between the stone blocks were temporarily filled with hemp rope, and liquid mortar, made up of one part of fine sand and one part of cement, was poured into the space. As soon as this mortar had set, the hemp rope was removed and the opening thus left was filled with mortar of a very high cement content.

In this manner were constructed 2,801 square meters of revetment out of a total surface of 5,466 square meters on the Camposecco Dam, and 2,580 square meters out of a surface of 3,649 square meters on the Cingino Dam. However, even this method did not give good results, both because of shrinkage of the mortar and because, being too external, it was subject to the influence of the short-time variations of temperature and developed cracks to such an extent as to prejudice the watertightness of the mortar underlying the stone. As at the Gabiet Dam (No. 3), repairs afterward carried out for the purpose of improving the watertightness of the revetment gave only temporary satisfaction at these three dams. Consequently, it was decided to render impervious a layer of masonry of a thickness of from 1 to 2 m underlying the face, by means of cement grouting in holes perpendicular to the face.

TABLE 3.—*Data on grouting of 3 dams*

Dam	Surface of upstream face in m²	Number of holes	Consumption of cement in quintals per m³ of the surface	Expenditure in lire for carrying out the work	
				Total	Per m² of face
Camplicciolì	11, 185	7, 000	0. 485	373, 902	33. 50
Camposecco	5, 275	4, 111	1. 110	379, 519	72. 10
Congino	3, 590	5, 137	1. 975	479, 938	133. 60

Most of this work was carried out during the winter months, so as not to interrupt the operation of the reservoir, and required various expedients in order to limit as far as possible the consumption of cement. The holes were drilled by pneumatic hammers, in the joints between the stones, at equal distances of about 2 m, and to an average depth of 1.20 m, and the injections were made at high pressure (50 atm), using cement grout of densities differing from one hole to another and, at times, along the same hole.

In table 3 some data are summarized relating to the waterproofing operations just described. The results of the new provision have so far proved to be very satisfactory, inasmuch as the total leakages, at maximum water level, have been reduced from 110 to 10 liters per second, through the Camplicciolì Dam; from 52 to 4 l/sec through the Camposecco Dam; and from over 80 to 4 l/sec through the Cingino Dam; nor has there been a tendency to increase.

Owing to the good results from grouting as a means of repair, the technical department did not hesitate to apply the same specifications to the Toggia Dam (No. 42), likewise constructed of rubblework and built between 1929 and 1932. The outer stone revetment of this dam was constructed with the same method as on the Camposecco and Cingino Dams, and only a protective function against the action of ice and frost was ascribed to it; while for the purpose of watertightness numerous series of injections were carried out perpendicularly to the face, beginning from the lower part of the dam. The holes, drilled between the joints of the outer revetment, were distributed along 29 horizontal rows spaced 1.50 m, while the distance between the holes of the same row was 1.80 to 2.50 m. The depth of the holes was kept at 1.20 m so as to penetrate the mortar poured behind the stone blocks and reach the masonry body.

At the beginning of the second working season it had been noticed that the joints of the lower part of the external revetment, after an exposure of only one winter to climatic action, presented numerous hair cracks similar to those which had appeared in the previous cases considered; to check their influence on the degree of permeability of the portion of the face already grouted, other rows of normal holes were drilled, inserted between those of the previous year, as well as 23 holes 6 m long sloped so as to pass through several layers of masonry and reach the foundation concrete. The injection made through the new holes demonstrated the perfect watertightness of the zone previously grouted, and consequently the project was carried to completion.

Altogether, over a surface of 6,246 square meters, 2,033 perpendicular and 23 oblique holes were bored, with a total length of 2,565 m; and 2,048 quintals of cement were injected, corresponding to an average of about 30 kilograms per square meter.

The expenditure amounted to 154,101 lire, apportioned as follows:

	Lire
Boring	27, 475
Injection:	
(*a*) Workmanship	53, 905
(*b*) Cement	45, 160
(*c*) Materials and equipment	27, 561
	154, 101

The average cost per unit of surface of the face was, therefore, 25 lire per square meter; while the stone-block revetment alone required an expenditure of about 200 lire per square meter. The total leakages of the foundations, face and joints have not exceeded 0.3 l/sec during a period of over 4 years of operation.

A thorough examination of the results obtained on the Toggia Dam and of the observations previously made on the Gabiet, Campliccioli, Camposecco, and Cingino Dams, warrants the conclusion that the efficiency and economic practicability of cement grouting at the upstream face of a rubble-masonry dam are ensured only by the following conditions:

(1) Formation by grouting of an impermeable shield so deep in relation to the outer revetment that it cannot be affected by short-time thermic variations.

(2) The existence of permanent contraction joints arranged in such a way as to avoid the formation of cracks of thermal origin passing through the masonry body of the dam, and especially through the impermeable shield of grouted masonry (protection against long-time thermic variations).

(3) Limited permeability of the masonry work receiving the cement injections (so as to reduce to the lowest possible amount the consumption of cement).

It is of interest to remember that waterproofing the upstream face by cement grouting has been tried successfully also on dam No. 43 (in rubblework with gunite) without causing any loosening of the plaster.

Another advantage of the grouting lies in the fact that it is suitable also for masonry dams without an external revetment of regular stone blocks, but with the face in simple mosaic masonry, because, as it has been said previously, the stone revetment is useful and necessary only for the purpose of protection against ice.

FACES IN COMPACT CONCRETE WITHOUT REVETMENTS

The progress made during the last decade in the pouring of concrete, and the deficiencies shown by the types of impermeable revetments more frequently used, induced some contractors to rely, for the water-tightness of concrete dams, upon the compactness of the concrete itself, paying scrupulous attention to its granulometric composition and to the water-cement ratio according to the most recent and rational technique.

In order to obtain on the upstream face a perfectly smooth and compact surface, specially constructed metal forms were used for casting the concrete; in general, for a layer underlying the face a few meters thick, a higher cement content was used.

This provision has been adopted so far for three dams (Nos. 18, 41, and 47) located at high altitudes; and, as may be noted from the data shown in the appendix, the results obtained have proved until now to be very satisfactory, both in regard to watertightness and to the preservation of the face.

This circumstance appears worthy of particular emphasis because all of the three dams mentioned above are exposed to very unfavorable climatic conditions and, in particular, to the action of surface ice and frost. Owing to the successful results obtained in the cases just cited, and in the well-known Swiss dam at Grimsel (likewise located at an altitude of about 2,000 m above sea level) this procedure has recently met with great approval, so that it is planned to adopt it for some other concrete dams which will soon be built in Italy.

PROTECTIVE CONCRETE DECKS

The protective concrete decks so far adopted in Italy (dams Nos. 2, 11, 12, 30, and 35) are all of the multiple-arch type, encased in the masonry body of the dam. In the rubblework dams of the Arno, Salerno, Avio, and Baitone Lakes (Nos. 2, 11, 12, and 30) the inner radius of the arches is 0.85 m, the thickness ranging from 30 cm at the bottom to 18 cm at the top; the angle of the outer ring of the arch is about 90°; while that of the inner ring concentric with the outer is 190°. The deck arches of Ceresole Reale Dam (No. 35) are more massive than the foregoing ones, having a constant outer radius of 2 m and an inner radius varying from 1.50 m at the top to 1 m at the bottom; the angle of the outer arch ring is 140°. In this dam, the deck is also provided with vertical contraction joints spaced 20 m apart and located at the arch imposts.

In dams of the first group, the watertightness of the deck depends upon a simple cement plastering, hand smoothed; but the appreciable deformations to which the thin arches of this deck are subjected on account of both the thermal variations and the hydrostatic load, produce frequent cracking and peeling of the plaster; therefore, appreciable leakages take place owing to the insufficient compactness of the underlying concrete.

The above-mentioned conditions cause the deck to require a particularly careful and expensive maintenance; and in spite of this, leakages of a maximum order of from 20 to 30 l/sec are recorded.

Better results have been obtained on the Ceresole Reale Dam, where the ordinary maintenance of the upstream face is limited to a periodic renewal of the impermeable coating wherever it is subjected to grinding from the ice cover. At the beginning the protective deck of this dam showed leakages of 7 l/sec (for a wet surface of 12,000 square meters), but after cement grouting had been carried out in the most pervious zones of the deck, the total leakages were reduced to 3 l/sec. The reservoir being full, the grouting was accomplished from the inside of the pits between the deck arches and the masonry body of the dam.

Italian experience with protective concrete decks compared with the results obtained on the Norwegian dam at Ringedal [3] shows:

(1) That in these structures also the watertightness has to be based principally on the compactness and homogeneity of the concrete.

(2) That the said decks should be so designed that local thermal variations and the deformations of the dam bodies do not produce stresses apt to cause cracking of any kind.

In this latter regard it has been observed that for dams exposed to sudden and notable changes of temperature, multiple-arch decks encased in the dam face are too stiff in a vertical direction and therefore easily subject to harmful stresses; it seems preferable then to use decks of reinforced concrete slabs, with horizontal and vertical joints, similar to that of the Ringedal Dam.

The systems of protection mentioned above are always very expensive. To compensate for this, in the case of new dams it is possible to reduce the cost of constructing the masonry body by taking into account that the latter, owing to the existence of the protective deck, does not need to be very impervious and is exposed to practically negligible uplift pressures on the foundation, and to no interstitial pressures in the horizontal sections above.

Obviously, all other conditions being equal, the protective decks in question are more suitable for rubble-masonry dams than for concrete dams. In the construction of the latter it is always possible to obtain a high degree of watertightness by concrete which is rationally proportioned and mixed, whereas in the former the watertightness can be entrusted to only a part of the masonry, by means of special provisions, or to a special structure superposed on the dam.

PROTECTIVE METAL DECKS

Metal decks have been used in Italy on only two dams: the Diavolo Lake Dam (No. 40) and the Gabiet Lake Dam [4] (No. 3). At the former, the system was applied for essentially experimental purposes; at the second, for repair purposes following various attempts to which reference has been made above.

The metal deck at the Diavolo Dam (Gentile–SIP patent) is constituted of sheets of pure "Armco" iron 2 mm thick and 2 by 1 m in size; the sheets were electrically welded to one another so as to obtain vertical strips 2 m wide and of a length the same as the height of the zones of the upstream face to be covered. The anchoring irons, in sections like a very large H, were obtained by riveting together two pieces of iron 100 mm wide and 10 mm thick, with the interposition of a third iron strip 40 mm wide and 7 mm thick. (See fig. 1.) These irons were fastened to the dam by means of cramps spaced 40 cm apart, and the sheets were made fast to the anchoring irons by means of lead unions. The masonry face of the dam was plastered by hand with cement and

[3] *On this dam there was superposed a protective deck formed of a reinforced concrete slab, without plaster, provided with one horizontal joint and 38 vertical joints, placed on the face by stays. This scheme has been satisfactory. See Proceedings of the First Congress of the International Committee for Large Dams, Vol. 1, 1933.*

[4] *L'Energia Elettrica, Vol. XIII, No. II, February 1936: "I rivestimenti metallici delle dighe in muratura di pietrame del Lago del Diavolo e del Gabiet" (Ing. G. Gentile.)*

provided with numerous horizontal drainage holes leading to a series of vertical drain pipes, so as to ensure the drainage of water behind the metal deck (fig. 2).

At the toe the sheets were cut according to the profile of the lower edge of the dam and the trench excavated in the rock; the space in front of the dam was filled to a height of 80 cm with concrete, leaving a narrow space about 8 cm wide between the metal sheets and the concrete. On the bottom of this space a hemp rope soaked with

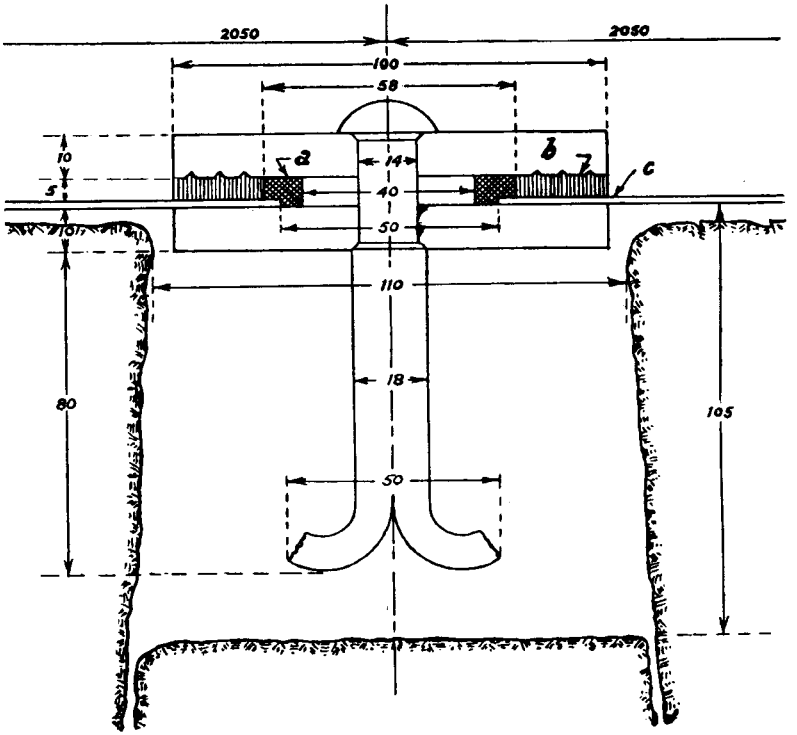


FIGURE 1.—**Diavolo Lake Dam: Details of the vertical joining of the iron sheets.** — Le barrage du Lac Diavolo: Détail de la jointure verticale des tôles de fer. — Diavolo-See-Staumauer: Einzelheiten über die vertikale Verbindung von Eisenplatten. — Presa del Lago Diavolo: Detalles de las juntas verticales de planchas de hierro.
(*a*) **Hemp.**—Chanvre. — Hanf. — Cáñamo.
(*b*) **Lead wool.**—Laine de plomb. — Bleiwolle. — Lana de plomo.
(*c*) **Iron facing.**—Revêtement de fer. — Blechverblendung. — Plancha de hierro.

bitumen was laid and pressed; then bitumen was poured in up to two-thirds of the height, and finally the remaining portion was filled with cement mortar.

No coating was applied to the face of the sheet against the masonry; on the other hand, a bituminous coating was applied to the dampened face.

This metal deck, applied in 1931, has given to date good results both for watertightness and for stability and behavior as to the de-

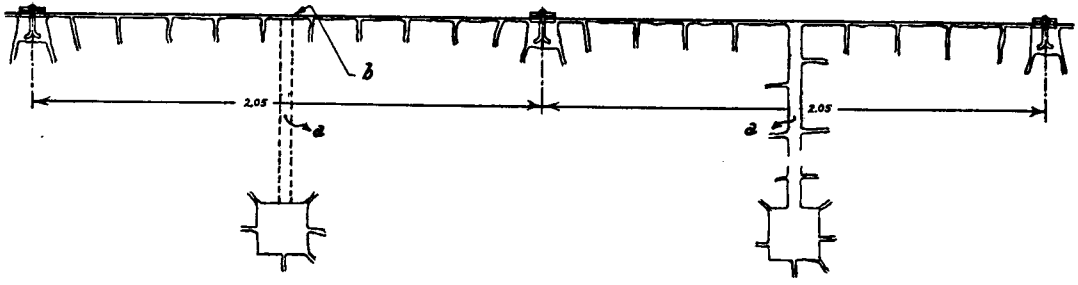


FIGURE 2.—**Diavolo Lake Dam: Arrangement of the joints of the metal facing and the drainage holes.** — Le barrage du Lac Diavolo: Disposition des jointures du revêtement métallique et des trous de drainage. — Diavolo-See–Staumauer: Anordung der Anschlusstellen des Metallmantels und der Drainagelöcher.—Presa del Lago Diavolo: Disposición de las juntas de la cubierta de metal y los conductos de descarga.
(*a*) **Drainage holes.**—Trous de drainage. — Drainagelöcher. — Conductos de descarga.
(*b*) **Facing.** — Revêtement. — Blechverblendung. — Plancha de hierro.

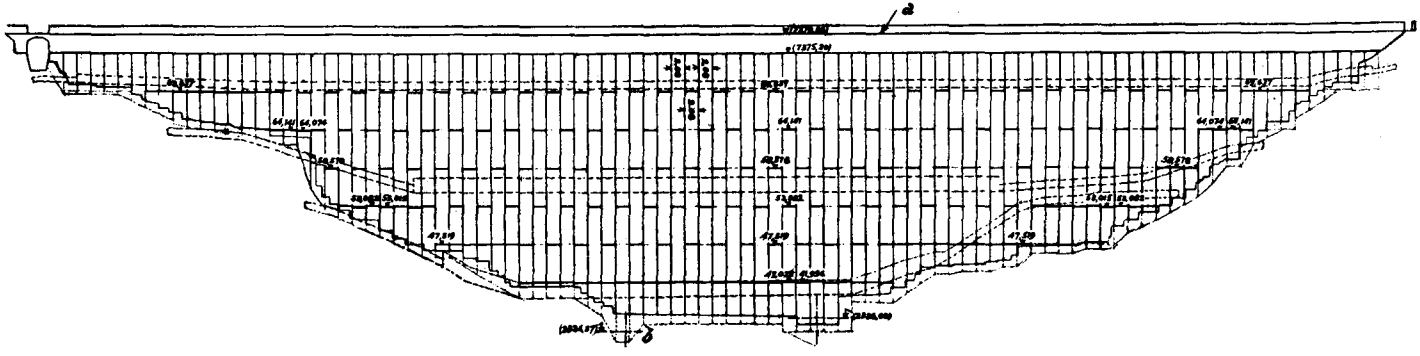


FIGURE 3.—**Gabiet Lake Dam: Arrangement of the iron sheets on the upstream face.** — Le barrage du Lac Gabiet: Disposition des tôles de fer sur le parement amont. — Gabiet-See-Talsperre: Anordnung der Metallplatten an der Wasserseite. — Presa del Lago Diavolo: Disposición de las juntas de la cubierta de metal y los conductos de descarga.
(a) **Crest of dam.** — Crête du barrage. — Mauerkrone. — Coronación de la presa.
(b) **Bottom drainage.** — Drainage à la base. — Sohle-Drainierung. — Desagüe inferior.

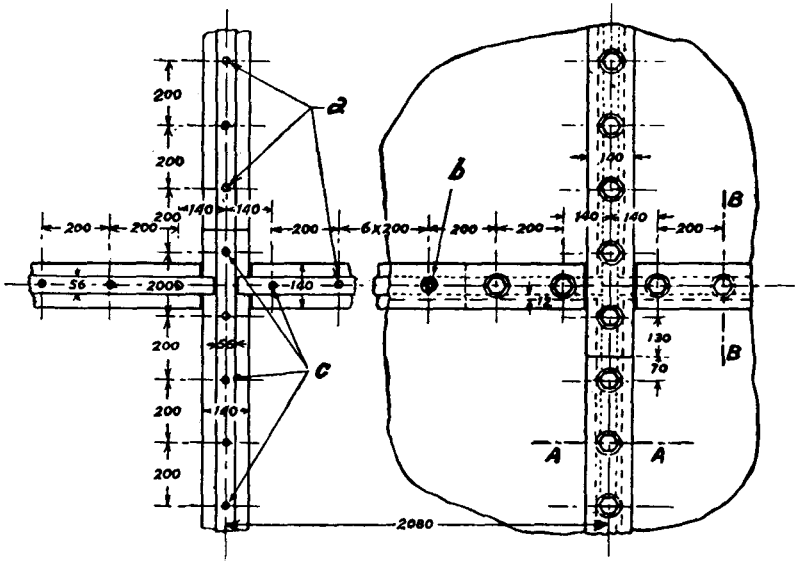


FIGURE 4.—**Gabiet Lake Dam: Location of the irons and the anchor bolts.** — Le barrage du Lac Gabiet: Emplacement des revêtements de fer et des verrous de l'ancre. — Gabiet-See-Talsperre: Anordnung der Eisen und Ankerbolzen. — Presa del Lago Gabiet: Disposición de las planchas metálicas en el paramento de aguas arriba.

(a) **Welded pressure bolts at the back of the iron plates to be set into the face of the dam.** — Verrous soudés de pression a l'arrière des tôles en fer pour être fixés dans le revêtement du barrage. — Geschweisste Druckbolzen, die an der Rückseite der in der Seite der Staumauer einzulassenden Eisenplatte befestigt sind. — Tornillos de presión soldados a los hierros del muro.

(b) **Cover plate.** — Plaque de couverture.— Deckplatte ohne Mutter und Unterlegscheibe. — Plancha de la cubierta.

(c) **Bolts fitted with cramps for fastening the facing sheets to supporting plates set into the face of the dam.** — Verrous munis de crampons pour fixer les tôles en fer aux plaques d'appui du revêtement du barrage. — Bolzen mit Klammern zur Befestigung der Verkleidungsplatte an in die Seite der Staumauer eingelassene Eisenplatten. — Tornillos con grapas para sujetar las planchas de hierro a las placas de apoyo del paramento de la presa.

formations. Actually it has been found that the metal sheets, placed without being previously subjected to tension, have undergone thermal variations without any appreciable creeping at the side joints, such behavior has been facilitated also by the slight natural corrugations of the sheets when placed.

As regards maintenance, there has been observed on the dampened face a very thin film of rust in the zone subject to the grinding of surface ice, and another, lesser, film in the lower part of the face, which had never been inspected. On the face against the masonry; specimens which were specially taken showed some very slight spots of rust only in the zone nearest to the foundation.

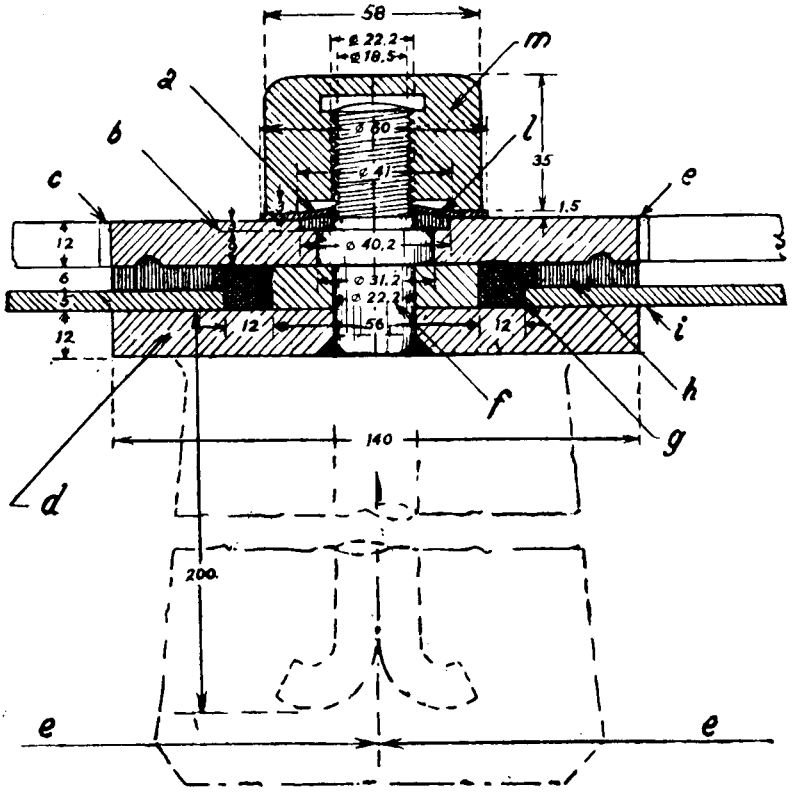


FIGURE 5.—**Gabiet Lake Dam: Horizontal joint in the finished work.** — Le barrage du Lac Gabiet: Jointure horizontale dans les travaux complétés.—Gabiet-See-Talsperre: Horizontale Anschlusstelle in der vollendeten Arbeit.—Presa del Lago Gabiet: Junta horizontal de la obra terminada.

(*a*) **Steel plate.** — Tôle d'acier. — Stahlplatte. — Plancha de acero.

(*b*) **Iron cover plate.** — Plaque de fer de couverture. — Eiserne Deckplatte. — Plancha de hierro.

(*c*) **Electric welding.** — Soudure électrique. — Elektrisches Schweissen. — Soldadura eléctrica.

(*d*) **Iron plate fixed by cramps in the masonry for supporting the facing sheets.** — Plaque de fer fixée dans la maçonnerie à moyen de crampons pour supporter les tôles de fer. — Mit Klammern im Beton befestigtes Eisen zum Halten der Verblendungsplatten. — Placa de hierro fijado con grapas en la mampostería para sostener las planchas.

(*e*) **Between centers of vertical joints 2080.** — Entre centres des jointures verticales. — Zwischen den Mittelpunkten vertikaler Verbindungsstellen. — Espaciamiento de las juntas verticales 2080.

(*f*) **Welded pressure bolt at back of the iron plate embedded in the dam.** — Verrou soudé de pression à l'arrière de la plaque engainée dans le mur. — Geschweisster Druckbolzen, hinter dem Eisen in die Mauer eingelassenen Eisenplatte. — Tornillos soldados en la parte de atrás de la placa de hierro encajada en la presa.

(*g*) **Greased hemp.** — Chanvre graissé. — Gefetteter Hanf. — Cáñamo engrasado.

(*h*) **Lead packing.** — Bourrage de plomb. — Bleipackung. — Guarnición de plomo.

(*i*) **Iron sheets forming the facing.** — Tôle de fer formant le revêtement. — Mauerseite bedeckendes Blech. — Plancha de hierro que cubre el paramento.

(*l*) **Lead washer.** — Rondelle de plomb. — Unterlegscheibe aus Blei. — Arandela de plomo.

(*m*) **Lock nut.** — Contre-écrou. — Schraubensicherung. — Tuerca de seguridad.

The maximum leakages of the dam to date have not exceeded 1.3 l/sec and come almost entirely from the rim of the foundation. The experimental metal deck just described has an average weight of 30 kg per square meter of face. Including anchoring the iron grooves in the masonry and finishing the face, etc., it cost 123 lire per square meter.

The metal deck at the Gabiet Dam (Gentile-Contessini-Sip-Girola patent) is formed of homogeneous iron sheets [5] 5 mm thick joined in large independent panels, measuring 2 by 11 m each, arranged to create an easily deformed structure. Each panel is formed of two sheets measuring 2 by 5.5 m, welded head to head and fixed along their perimeter within special horizontal and vertical joints constructed in the manner shown by figures 4 and 5.

The horizontal joints are vertically joggled so as to avoid continuous horizontal connections from one end of the dam to the other (fig. 3).

The iron strips of the joints, instead of being previously riveted at the workshop, were fastened by bolts placed 200 mm apart, so that the outer one was joined to the others only after the adjoining sheets had been placed. The final closing of the joint was made with hemp and lead as on the Diavolo Dam.

The watertight sealing of the toe perimeter of the dam (fig. 6) was done in a manner similar to that of the dam above mentioned. Before placing the sheets, they were coated on the side facing the masonry with a special rust-protecting coat having a cement base, and afterward with a double coating of red lead. The dampened face of the metal sheets was also double coated with red lead and will be further protected by an aluminum varnish.

The placing of the metal deck, started during 1934, was completed in 1935. The behavior of the deck has been very satisfactory to date and the maximum leakages reached are only a few tens of liters per second.

The weight of the revetment is 58 kg per m^2; the total cost, including the construction of the scaffolding and all the auxiliary work, was 252 lire per square meter. It is to be noted, however, that if the same type of deck were applied to a dam in construction, the cost would be considerably reduced, because the considerable cost of the scaffolding and of preparing the masonry face would be avoided.

Compared with the experimental deck at the Diavolo Dam, the Gabiet Dam deck shows a greater complication of unions and joints; that, however, is offset by the advantage of quick placing of the panels and, if required, of their easy removal. Horizontal joints, although stiffening the metal deck, were recommended for the Gabiet Dam, essentially because of the use of metal sheets much heavier than those used on the Diavolo Dam. It is believed, however, that the system adopted for the latter would not permit the use of sheets thicker than 2 to 3 mm.

Altogether, the results obtained with both the decks described above are satisfactory, as they seem to prove that the watertightness achieved by the metal decks is practically perfect, and that the maintenance of the sheets can be ensured by ordinary means which are not too expensive. In this last respect, however, experience is too short to permit reliable forecasts of the probable life of the iron sheets. It is certain

[5] *For experimental purposes a quantity of sheets made of iron alloyed with copper has also been used.*

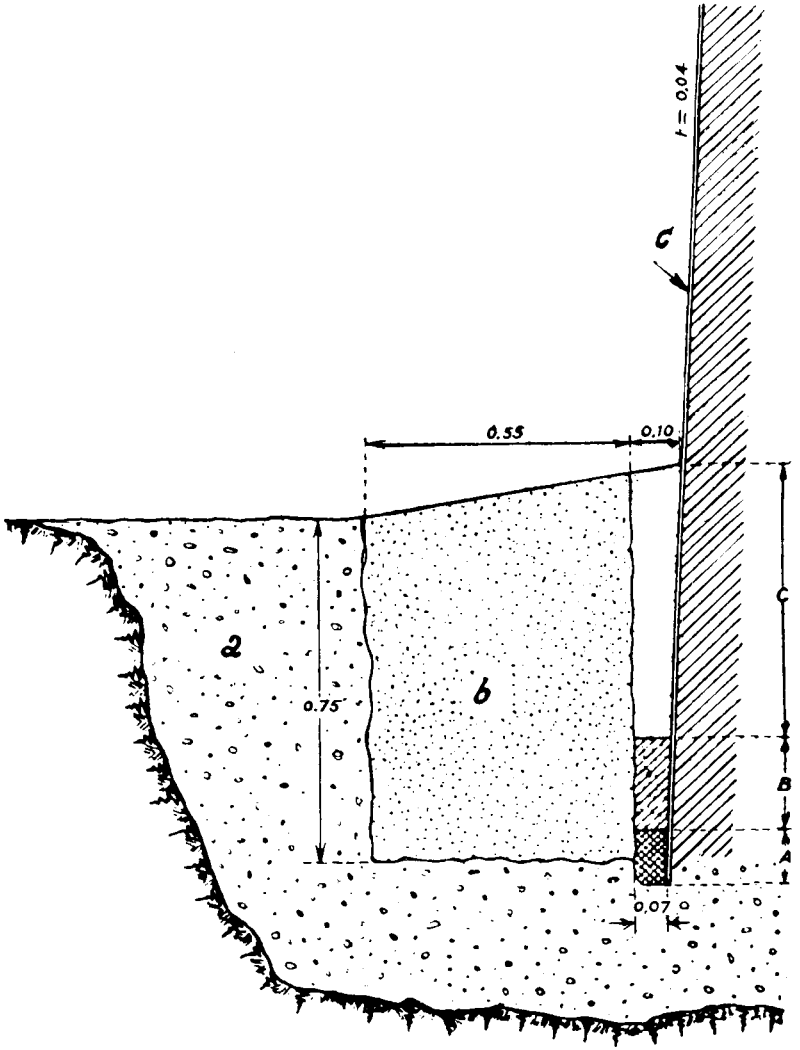


FIGURE 6.—**Gabiet Lake Dam: Filling the space left in the concrete at the base of the dam.** — Le barrage du Lac Gabiet. — Remplissage de l'espace laissé dans le béton à la base du barrage. — Gabiet-See-Staumauer: Vertikale Verbindingsstelle in der vollendeten Arbeit. — Presa del Lago Gabiet: Llenando el espacio dejado en el hormigón del pie de la presa.

(*a*) **Existing concrete.** — Béton en place. — Vorhandener Beton. — Hormigón existente.

(*s*) **New concrete filling (300 kg content).** — Nouveau remplissage de béton (contenu: 300 kg). — Neue Betonfüllung (300 kg Inhalt). — Relleno de hormigón nuevo (contenido 300 kg).

(*f*) **Revetment sheet on dam face.** — Revêtement en tôle sur la face du barrage. — Verblendungsplatte an der Mauerseite. — Plancha de revestimiento del paramento de la presa.

however, that it would be desirable to have material much less oxidizable than pure iron, but not too expensive. As regards economic convenience and the most suitable field for utilization of the metal decks, the observations already made about concrete decks are, in part, applicable. The metal decks afford, perhaps, a greater degree of watertightness and are in many cases less expensive; they, however, do not allow a continuous inspection of the masonry face as is possible with the concrete decks.

WATERPROOFING VARNISHES

Up until a few years ago, the use of waterproofing coatings (generally having a bituminous base) was widespread in Italy, especially for the protection of faces revetted with gunite or with ordinary plaster applied by hand. Experience has shown, however, that in general such coatings are easily peeled off, especially in the zones subject to the more frequent water-level fluctuations or, worse still, to the grinding of surface ice; and even if the coating does not come off entirely in the form of scales, shortly after being put into use there appears a dense network of hair cracks which considerably affects its waterproofing qualities. In some cases bituminous coatings have been used for improving the watertightness of plaster coatings that had developed hair cracks; but they have proved to be not at all satisfactory.

Consequently, the use of waterproofing coatings is at the present time less widespread than in the past, although there are still competent authorities who claim their effectiveness and convenience for the purpose of protecting plaster or concrete against external agents. Certainly, to insure the waterproofing action of coatings as far as possible, they should be renewed at least every 2 to 4 years, according to individual cases, over the whole face, and possibly every year in the zones which may be exposed to the grinding action of surface ice.

On the Venina Dam (No. 10), the upstream face of which is exposed to the south, it was proposed to substitute for the common bituminous coatings, of a blackish color, a coating of a light tint, one possibly also more resistant to external agents, for the twofold purpose of avoiding excessive heating of the face during the summer season and to do away with the necessity of a too frequent and expensive renewal; but much research at the dam and in the laboratory, with the most highly recommended waterproofing coatings marketed, has furnished no satisfactory results. Insufficient resistance to external agents characterized most of the coatings examined.

It has also been proposed to coat the face with a layer of sprayed zinc in a liquid state; experiments showed, in fact, the possibility of obtaining a coating of very adherent and lasting qualities, but the metal film obtained proved to be porous and, therefore, inadequate for watertightness.

Protection of the Downstream Face

In rubble-masonry dams the downstream face is generally finished with a revetment of stone blocks arranged in mosaic fashion or in regular rows, with the joints sealed with cement mortar, and with drainage holes. Revetments of this kind have been adopted also in

various cases for the protection of the faces of concrete dams (see, for instance, Nos. 1, 4, 7, 16, 21, and 22) chiefly against frost; and they have always given satisfactory results, requiring at most a periodical inspection and renewal, generally partial, of the sealing between the stone blocks, which is readily subject to cracking and loosening.

On the concrete dams (Nos. 31, 32, and 37) the downstream faces have been protected instead by a thin layer of gunite. On the first and third no trouble occurred; on the second the plaster became almost completely loosened by the action of frost combined with that of the melting of the snow accumulated during the winter on the downstream face. It must, however, be observed that in most cases the concrete dams have furnished excellent results even without any protective revetment on the downstream face.

Conclusions

The most important conclusions of the examination made may be briefly summarized in the following points:

(*a*) Gunite or cement plaster poured and smoothed by hand may furnish satisfactory results if applied in a workmanlike manner and if applied to the upstream face of dams (preferably concrete dams) exposed to not very favorable climatic conditions. Plastering is inadvisable, in Italy, for dams located at altitudes higher than 1,500 m. In general the use of gunite is preferable.

(*b*) Revetments of stone blocks sealed with cement mortar are generally excellent for protecting mortar and concrete against the harmful motion of external agents, and especially against the action of ice, but they are not suitable for insuring watertightness, especially in the case of rubble-masonry dams situated at high altitudes. To obtain a good degree of watertightness it is advisable then to resort to special supplementary provisions, as, especially, the formation of an impermeable shield, behind the outer revetment, by grouting the masonry body with cement.

(*c*) A compact and impermeable concrete is by itself one of the most rational and effective means of insuring the watertightness of modern concrete dams, even at high altitudes. It is necessary, of course, to use rationally proportioned concretes and to pay particular attention to the construction of the upstream face so that it is as smooth and homogeneous as possible.

(*d*) Protective concrete decks afford the great advantage of preventing the dam face from coming into direct contact with the water, but are very expensive. To compensate for the high cost, it would be possible to economize in the construction of the masonry dam, to which is entrusted only a static function.

To obtain satisfactory results it is above all necessary to use for the deck concretes which are as compact and impermeable in themselves as possible; and it is moreover necessary that the deck adapt itself to the deformations of the dam and to local variations of temperature, without being subjected to undue stresses. For this purpose it is good practice to adopt decks formed of arches the outer rings of which have a large radius or decks of reinforced concrete slabs with horizontal and vertical joints.

(*e*) Metal decks, like concrete decks, have the advantage of keeping the dam from coming into direct contact with the water; but they offer a greater degree of watertightness, and their unit cost is generally not so high. In Italy there have been employed "Armco" pure iron, ordinary homogeneous iron, and iron having a copper content. Experience, however, has not been long enough to make any reliable estimates as to the probable life of similar revetments. It would be desirable to have available materials which are still less subject to rust, and the cost of which is not excessive. Metal or concrete decks are considered more suitable for rubble-masonry dams than for concrete dams.

(*f*) Impervious coatings may help to improve the watertightness of plaster or concrete and to protect them still further against external agents, but these coatings crack easily and break loose from the masonry faces, especially where they are exposed alternately to water and to air and to the grinding action of ice. Therefore, to maintain their protective and waterproofing effect, it is necessary to renew them periodically (every 2 to 4 years, and sometimes even every year). It is doubtful whether their advantages always compensate for the expense.

(*g*) Protection of the downstream faces by special revetments seems to be necessary only for dams seriously exposed to the action of frost or subjected to stoppage of snow and rain water. The most effective provision consists of a revetment of stone blocks deeply filled in between the joints with cement mortar and provided with drain holes. Gunite or plastering by hand is more economical, but in some cases less effective.

APPENDIX

Results of Observations on Some Italian Dams

No.	Name of dam, location, and year completed	Height above sea level of maximum flood level (meters)	Maximum height over foundations (meters)	Construction of dam	Description of upstream revetment	Behavior of upstream revetment	Condition and behavior of downstream face
1	Le Mesce, Alps, 1917---	1,370	62.50	Concrete gravity dam with high percentage of embedded blocks; curved plan without joints and drainage holes.	Smoothed cement plaster in the part below elevation 1,340 (1,100 m²); stone blocks sealed with poured cement mortar in the upper part (3,400 m²). No waterproofing coat.	Because of absence of joints there occurred at first operation a vertical crack covering the whole section of the dam. Careful surface sealing was carried out, and during 20 years of operation no special provision was necessary beyond periodical repair of the sealings between blocks. Present leakage 1 l/sec.	Concrete without revetment in the part below 1,330 m; stone-block revetment in the upper part. Behavior excellent.
2	Arno Lake, Alps, 1921..	1,817	36.75	Gravity dam of rubble masonry; curved plan without expansion joints.	Protective deck of thin concrete arches with cement plaster hand-applied or gunite. No waterproofing coat.	Plaster of protective deck is subject every year to some peeling and requires a careful and expensive maintenance; better results with hand-smoothed plaster than with gunite.	Stone blocks without plaster. Behavior excellent.
3	Gabiet, Alps, 1922-----	2,374	36.20	Gravity type of rubble masonry. Curved plan without joints, with drainage holes and inspection gallery.	Stone blocks filled with cement mortar. Face area 4,800 m.²	Numerous cracks appeared between the stone blocks with very considerable leakage (up to 285 l/sec.). Various provisions undertaken did not give lasting results. Finally a metal revetment of homogeneous iron 5 mm thick, divided into panels 2 by 11 m, was applied. Present leakage 0.2 l/sec.	Stone blocks with cement-mortar filling; frost had removed the mortar in the joint interstices.

Results of Observations on Some Italian Dams—Continued

No.	Name of dam, location, and year completed	Height above sea level of maximum flood level (meters)	Maximum height over foundations (meters)	Construction of dam	Description of upstream revetment	Behavior of upstream revetment	Condition and behavior of downstream face
4	Fusino, Alps, 1923	1,153.50	58.70	Gravity type concrete with embedded blocks (20 percent). Curved plan without joints and without drainage holes.	Stone blocks with cement mortar filling.	Leakage through face practically nil. Excellent results without particular maintenance.	Stone blocks with cement-mortar filling. Behavior excellent.
5	Moncenisio No. 1, Alps, 1923.	1,921	26.25	Gravity concrete dam. Curved plan without joints or drainage holes.	Gunite	Some horizontal cracks have appeared. After filling they have given no trouble. The plaster is satisfactory and requires no particular attention.	Without revetments. Behavior good.
5a	Moncenisio No. 2, Alps, 1923.	1,921	19.00	Gravity concrete dam with 3 permanent joints spaced 32 m apart, drain pipes and inspection galleries. Straight-line plan.	do	Some horizontal cracks have appeared. After filling they have given no trouble. The plaster is satisfactory and requires no particular attention.	Without revetments. Behavior good.
6	Santa Chiara (Tirso), Sardinia, 1923.	109	62.90	Multiple-arch dam with rubble-masonry buttresses and concrete arches.	Reinforced gunite protected by a layer of asphalt in the lower part (below elevation 80 m) and by tar coating in the upper part.	The plastering has suffered neither appreciable peeling nor cracks; the protective coating in the part subject to level fluctuations shows cracking; leakages took place at the construction joints of the arches and were eliminated by grouting.	No revetment on the arches on the downstream side; stone revetment on the buttresses. Behavior excellent.
7	Scandarella, Apennines, 1924.	874	52.00	Gravity concrete dam with embedded blocks (21 percent); curved plan with drainage holes, without joints.	Concrete blocks 0.50 by 0.80 m with an underlying layer of rich concrete about 1 m thick.	Owing to the absence of joints a vertical crack appeared affecting also the dam body; after careful filling there was no further trouble; the perfect watertightness of the face is attributed to the presence of clayey mud in the water of the reservoir.	Stone blocks sealed with cement mortar. Behavior good.

8	Pavana, Apennines, 1924.	470	53.50	Multiple-arch concrete dam with hollow gravity abutments.	Gunite reinforced by 5-cm wide meshes of 4-mm iron wire; thickness 2 to 4 cm. No waterproofing coat.	The plaster has not suffered any appreciable peeling or cracks. Present leakages through the face 0.25 l/sec. In a restricted zone of the left abutment, owing to the initial porosity of the plaster or of the underlying masonry, appreciable percolations occurred with a washing effect on the concrete; this trouble was eliminated by grouting.	Without revetment. Behavior excellent.
9	Busachi, Sardinia, 1924.	52	20.00	Gravity spillway dam, rubble masonry and cement mortar. Curved plan, without joints and drainage holes.	Cement-reinforced plaster. No waterproofing coat.	No appreciable peeling or cracks of the plaster occurred. Leakages negligible.	Mosaic rubble masonry with cement mortar. Behavior excellent.
10	Venina, Alps, 1926	1,820	45.00	Vertical multiple-arch dam with arches of reinforced concrete and buttresses of concrete.	Gunite, smoothed by trowel (3 cm thick) reinforced by 1-cm square meshes of 1-mm wire. Waterproofing coat. Face area 8,500 m².	No appreciable peeling or cracks occurred in the plaster. Total leakage of the dam 2 l/sec. No special maintenance of the plastering. The waterproofing coat is renewed every 1 or 2 years (investigations on different coatings).	Without revetment. No trouble.
11	Avio Lake, Alps, 1927.	1,900	37.55	Gravity rubble-masonry dam. Curved plan without joints.	Protective deck of thin concrete arches with cement plaster hand-applied or gunite. No waterproofing coat.	Plaster of the protective deck is subject every year to some peeling and requires a careful and expensive maintenance; better results with hand-smoothed plaster than with gunite.	Stone blocks without plaster. Behavior excellent.
12	Salarno Lake, Alps, 1927.	2,069	37.00	Gravity rubble-masonry dam. Double-arc plan, without joints.	Protective deck of thin concrete arches with hand-applied cement plaster or gunite. No waterproofing coat.	do	Stone blocks without plaster. Behavior excellent.
13	Chiusella, Alps, 1927	427.50	46.00	do	Gunite in lower part (elevation below 422 m). Plaster hand-smoothed in the upper part. Waterproofing coat.	Partial peeling of the plaster occurred. The waterproofing coat renewed in 1934 has not given appreciable results. Present leakages 0.220 to 0.250 l/sec.	Without revetment.
14	Orichella, Apennines, 1927.	796	24.90	Single-arch spillway dam of reinforced concrete.	Gunite, protected with waterproof coating.	No appreciable peeling or cracks occurred in the guntie.	Without revetment. Behavior excellent.

Results of Observations on Some Italian Dams—Continued

No.	Name of dam, location, and year completed	Height above sea level of maximum flood level (meters)	Maximum height over foundations (meters)	Construction of dam	Description of upstream revetment	Behavior of upstream revetment	Condition and behavior of downstream face
15	Trepido, Apennines, 1927.	1,271	29.60	Gravity rubble-masonry dam. Curved plan, with 5 joints 21.50 to 24 m apart, and drainage holes.	Gunite, protected by waterproof coating.	No appreciable cracks or peeling have occurred in the plaster. Leakages through the face are limited and for any given water level tend to decrease progressively.	Stone blocks and cement mortar. Behavior excellent.
16	Coghinas, Sardinia, 1927.	166.50	50.00	Gravity dam of alternate layers of rubble masonry and concrete with embedded blocks. Straight-line plan, with 7 joints spaced 20 m apart and with drainage holes.	Cement-reinforced plaster, protected by waterproof coating.	No appreciable peeling or cracks have occurred in the plaster; the protective tar coating has not given satisfactory results; leakages through face are negligible.	Mosaic rubble masonry and cement mortar; drainage holes. Behavior excellent.
17	Campliccioli, Alps, 1928.	1,360	72.00	Gravity rubble-masonry dam. Curved plan with partial joints spaced 24 m apart, and drainage holes.	Stone blocks in horizontal rows, placed in and sealed with cement mortar and watertight substances.	Considerable percolation occurred at first through upstream face, due to cracks between the stone blocks; vertical splits also formed in continuation of the joints. Cement grouting was carried out in holes perpendicular to upstream face. Result satisfactory.	Stone blocks and cement mortar; drainage holes. Behavior excellent.
18	Cignana (principal dam), Alps, 1928.	2,169.50	54.00	Gravity concrete dam. Curved plan with principal joints 30 m apart and partial joints 8.40 to 12.90 m apart; drainage holes and inspection galleries.	Gunite in lower part at elevation less than 2,140 m. No revetment in upper part. Initial waterproof coating.	Results excellent; practically no leakage through upstream face. The waterproof coating having proved not resistant to frost, has no longer been used.	Without revetment. Behavior excellent.

dam. with 4 es, and	Reinforced gunite without waterproof coating.	No appreciable peeling or cracks occurred in revetment. Leakage negligible.	Do.
n with oncrete d plan.	Reinforced plaster with waterproof coating.	No appreciable peeling or cracks occurred in the plaster.	Piers of concrete plastered with cement. Spillway structures protected with stone blocks or plastered with reinforced concrete. Good results.
te with Curved lrainage on gal-	Stone blocks with cement poured between.	During the first 2 years of operation, cement grouting was carried out behind the rubble-masonry revetment to reduce the percolations (3 to 4 l/sec.). Result excellent. Present leakage 0.4 l/sec.	Stone blocks with cement poured between. Behavior excellent.
dam. lrainage on gal-	Stone blocks plastered with reinforced gunite with waterproof coating.	Cracks and partial peeling of the gunite have occurred.	Stone blocks. Behavior excellent.
ry dam. lrainage on gal-	Stone blocks at elevation lower than 1,718 m; reinforced gunite in upper part.	Cracks have occurred in gunite revetment and between the stone blocks; by applying to the stone revetment a reinforced cement plaster and filling the cracks in the gunite with bituminous substances, the leakages have been reduced to 1.2 l/sec.	Do.
dam. joints lrainage on gal-	Reinforced gunite, trowel-smoothed, same as dam No. 10; without waterproof coating. Area of face 2,300 m^2.	No appreciable peeling or cracks have occurred in the plaster. Leakage through upstream face negligible.	Without revetment. Behavior excellent.
ry dam. it joints	Layer of concrete applied over masonry and protected by stone blocks sealed with cement.	Cracks having occurred between the stone blocks, grouting was carried out perpendicularly to the face with excellent results. Waterproof coating has given no appreciable results.	Stone blocks sealed with cement; cracks are noticeable between the blocks.

31	Stuetta, Alps, 1930	1,900	31.50	Gravity concrete dam. Straight-line plan, with permanent joints spaced 20 m apart, drainage holes, and inspection galleries.	Gunite mixed with impervious substances.	Behavior satisfactory	Gunite. Behavior good.
32	Cardenello, Alps, 1930	1,900	71.50	Gravity concrete dam. Curved plan, with permanent joints spaced 20 to 30 m apart, drainage holes, and inspection galleries.	do	do	Gunite. Owing to snow and frost it has become almost entirely loosened from the masonry.
33	Camposecco, Alps, 1930	2,335	20.00	Gravity rubble-masonry dam. Curved plan, with joints spaced 24 m apart starting 20 m below crest of dam.	Stone blocks and cement mortar.	After the first impounding leakages were noticed through face. These were considerably reduced by cement grouting behind the stone revetment.	Rubble mosaic masonry with drainage holes. Behavior excellent.
34	Cingino, Alps, 1930	2,262.10	44.50	Gravity rubble-masonry dam. Curved plan with joints spaced 24 m apart starting 24 m below crest of dam.	Stone blocks and cement mortar.	After first impounding, leakages were noticed through face. These were considerably reduced by cement grouting behind the stone revetment.	Do.
35	Ceresole Reale, Alps, 1930.	1,572	48.00	Gravity dam of concrete with embedded blocks (10 percent). Curved plan with joints spaced 25 m apart.	Protective deck of reinforced-concrete arches, protected by gunite and hand-laid plaster with an intermediate metal net; outer waterproof coating.	Although the total leakages through the upstream deck were limited to 8 l/sec over a surface of 12,000 m², cement grouting was carried out during 1931 and 1935 in the arches with satisfactory results. The waterproof coating becomes loose where exposed to the action of ice.	Without revetment. Behavior excellent.
36	Rochemelles, Alps, 1930.	1,971	60.00	Gravity dam of concrete with embedded blocks. Curved plan with joints, drainage holes and inspection galleries.	Reinforced gunite mixed with watertight substances.	No trouble has been observed. Initial total leakage 2.8 l/sec.	Without revetment.
37	Santa Catarina, Alps, 1931.	830	50.00	Gravity concrete dam. Curved plan with joints, drainage holes and inspection galleries.	Hand-smoothed plaster protected by waterproof coating.	Partial loosening of the plaster occurred. This was afterward partially replaced by simple gunite smoothed by trowel. The waterproof coating is periodically renewed.	Initially without revetment. Afterward protected by a thin layer of gunite and drainage holes were drilled sloping toward downstream.

Results of Observations on Some Italian Dams—Continued

No.	Name of dam, location, and year completed	Height above sea level of maximum flood level (meters)	Maximum height over foundations (meters)	Construction of dam	Description of upstream revetment	Behavior of upstream revetment	Condition and behavior of downstream face
38	Comelico, Alps, 1931	830	43.50	Arch dam of reinforced concrete.	Gunite below the 800-m level. Hand plaster in the upper part; both plasters made with "granite" cement.	No noteworthy trouble occurred; leakage through the upstream face practically negligible.	Without revetment. Behavior excellent.
39	Barbellino, Alps, 1931	1,868.50	62.00	Gravity concrete dam with embedded blocks; curved plan, with permanent joints spaced 20 m apart, drainage holes and inspection galleries.	Reinforced gunite 30 mm thick, without waterproof coating.	Excellent behavior below elevation 1,850 m; in upper part horizontal cracks and partial loosening have occurred. Partial cement grouting has been carried out with good results.	Do.
40	L. del Diavolo, Alps, 1932.	2,142.50	25.00	Gravity dam of large-stone masonry, without joints, with drainage holes and inspection galleries; curved plan.	Revetment of Armco sheet iron 2 mm thick, protected with rust-preventing coating.	Excellent behavior. No alarming formations of rust have been observed externally or internally. The outer coating is renewed every 2 years.	Stone blocks. Behavior excellent.
41	Gemelli, Alps, 1932	1,953	34.50	Gravity concrete dam; curved plan with permanent joints spaced 14.90 m apart, drainage holes and inspection galleries.	Without revetments and without waterproof coating.	Behavior excellent. Total leakages of dam at maximum reservoir level, 1.8 l/sec.	Without revetment. Behavior excellent.
42	Toggia, Alps, 1932	2,191	45.50	Gravity rubble-masonry dam. Curved plan with permanent joints spaced 15 m apart, drainage holes and inspection galleries.	Stone blocks on a cement-mortar bed, carefully sealed with cement.	During construction numerous cement injections were made behind the external revetment, forming a perfectly waterproof shield. Excellent results, total leakages through face 93 l/sec.	Rubble mosaic masonry and cement mortar; drainage holes. Excellent results.

43	L. della Rossa, Alps, 1932.	2,716	26.00	Gravity rubble-masonry dam. Curved plan with 2 permanent joints, drainage holes and inspection galleries.	Reinforced gunite without waterproof coating.	Some loosening of the plaster occurred. To improve watertightness of the face a cement grouting was carried out, with satisfactory results.	Rubble masonry and cement mortar. Behavior excellent.
44	Malciassa, Alps, 1933..	1,805	27.00	Single-arch dam in reinforced concrete.	Smoothed cement plaster without waterproof coating.	To improve watertightness of the face, grouting was done behind the plaster. Results satisfactory.	
45	L. dietro la Torre, Alps, 1933.	2,376	----------	Gravity rubble-masonry dam.	Reinforced gunite without waterproof coating.	Some loosening of the plaster has occurred.	Do.
46	Suviana, Apennines, 1933.	470	91.50	Gravity concrete dam, curved plan, with permanent joints and drainage holes and inspection galleries.	-----do----------	The revetment executed during the construction of the dam body, shows no cracks or loosening; no noticeable leakages through the face.	Without revetment. Behavior excellent.
47	Careser Alps, 1934.....	2,599	60.00	Gravity concrete dam. Curved plan with joints spaced 18 m apart, drainage holes and inspection galleries.	No revetment. The face was poured with metal forms.	Very satisfactory results. Total leakages of the dam about 4 l/sec. In about 10,000 m² of face surface.	Do.

SUMMARY

Italy offers interesting material for the observation of dams, as it possesses a large number of masonry and concrete structures located at elevations ranging from near sea level to more than 2,500 meters above, and thus exposed to wide variations in climatic conditions. The systems most commonly used for waterproofing and protecting the upstream faces of dams are as follows:

(*a*) Plaster revetment.
(*b*) Revetment of stone and cement mortar.
(*c*) Concrete compact and tight in itself.
(*d*) Concrete deck.
(*e*) Protective metal face.

Waterproof coatings, generally of the bituminous type, also have been applied to upstream faces, but require frequent replacement.

Plastering of the upstream face is the system of waterproofing most common in Italy. The plaster, of 2 to 5 cm thickness, is applied by hand or by guniting and, in many instances, is reinforced with metal netting. Satisfactory results are secured if the workmanship is good and climatic conditions are favorable. However, due to the grinding of ice or cracking and loosening on account of thermal action and movement of the dam, plastering is undesirable for dams located at elevations higher than 1,500 meters.

Revetments of stone blocks sealed with concrete mortar offer an excellent protection against external agents, particularly ice action, but are not suitable for insuring watertightness. A good degree of watertightness has been obtained by pressure grouting of the masonry body immediately behind the outer revetment.

In the construction of recent concrete dams, watertightness has been provided by paying scrupulous attention to the granulometric composition and the water-cement ration of the concrete placed in the upstream section.

The protective concrete decks so far adopted in Italy are all of the multiple-arch type encased in the masonry body of the dam. On the Ceresole Reale Dam the deck arches have a constant outer radius of 2 m and an inner radius varying from 1.5 m at the top to 1 m at the bottom. The angle of the outer arch ring is 140° and vertical contraction joints are spaced 20 m apart and located at the arch imposts. This arrangement protects the dam face from direct contact with the water but is very expensive. Satisfactory results are secured if the deck concrete is compact and impermeable and if the deck can adapt itself to dam deformations without cracking.

Protective metal decks have been placed on two dams in Italy. The one on the Diavolo Dam is constructed of pure iron sheets, 2 mm thick and 2 by 1 m in size, electrically welded together. The metal decks, like those of concrete, protect the dam from coming into direct contact with the water, but are more watertight and generally cost less.

RESUME

L'Italie offre d'intéressants sujets d'étude pour l'observation des barrages, car elle possède un grand nombre de constructions de cette nature en maçonnerie ou en béton, situés à des altitudes allant du

niveau approximatif de la mer à plus de 2.500 mètres, et ainsi exposés à des variations sensibles des conditions climatiques.

Les systèmes les plus communément employés pour imperméabiliser et protéger les faces d'amont des barrages sont les suivants:

(*a*) Revêtement de plâtre.
(*b*) Revêtement de mortier de plâtre et de ciment.
(*c*) Béton compact et dense par lui-même.
(*d*) Tablier de béton.
(*e*) Face protectrice de métal.

Les couches d'enduits imperméables, généralement du type bitumineux, ont été également appliquées sur les faces d'amont, mais nécessitent de fréquents remplacements.

Le revêtement de plâtre de la face d'amont est le type d'imperméabilisation le plus commun en Italie. Le plâtre, d'une épaisseur de 2 à 5 cm, est appliqué à la main ou par ciment-gun, et, en de nombreux cas, renforcé au moyen d'un treillage métallique. Les résultats sont satisfaisants si le travail est bien effectué et si les conditions climatiques sont favorables. Toutefois, l'action de frottement de la glace, ou de la fissuration et de la désagrégation dues à l'action de la chaleur et aux mouvements du barrage, le revêtement de plâtre n'est pas indiqué aux altitudes supérieures à 1.500 m.

Les revêtements de blocs de pierre cimentés au moyen de mortier de béton assurent une excellente protection contre les influences extérieures, et particulièrement contre l'action de la glace, mais ils ne sont pas propres à assurer l'étanchéité. Une proportion satisfaisante d'étanchéité a été obtenue par la pression du corps de maçonnerie situé immédiatement derrière le revêtement extérieur.

Dans la construction des barrages récents en béton, l'étanchéité a été assurée par une attention scrupuleuse à la composition granulométrique et à la proportion en eau et ciment du béton placé sur la section d'amont. Les tabliers protecteurs de béton adoptés jusqu'à présent en Italie sont tous du type à arche multiple, engainés dans le corps de maçonnerie du barrage. Au barrage de Ceresole Reale, les arches du tablier ont un rayon extérieur constant de 2 m et un rayon intérieur allant de 1 m 5 au sommet à 1 m à la base. L'angle du cercle de l'arche extérieure est de 140°, et les jointures verticales de contraction sont espacées de 20 m et situées aux impostes. Cette disposition protège la face du barrage contre tout contact direct avec l'eau, mais elle est très couteuse. On obtient des résultats satisfaisants si le tablier de béton est compact et imperméable et si le tablier s'adapte lui-même aux déformations du barrage sans retrait.

Des tabliers protecteurs de métal ont été placés sur deux barrages en Italie. L'un d'eux, sur le Lac Diavolo, est fait de feuilles de fer pur, de 2 mm d'épaisseur et de dimensions de 2 m sur 1, soudées à l'électricité. Les tabliers de métal, comme ceux de béton, protègent le barrage contre le contact de l'eau, mais ils sont plus étendus et moins couteux.

ZUSAMMENFASSUNG

Italien bietet interessantes Material für die Beobachtung von Staumauern, da es eine grosse Anzahl von Mauerwerk- und Beton-Konstruktionen besitzt, die sich in Lagen von nahezu Meereshöhe bis zu

mehr als 2 500 m über dem Meeresspiegel befinden, und so den verschiedensten klimatischen Verhältnissen ausgesetzt sind.

Die an der Wasserseite von Staumauern am häufigsten zu Dichtungs- und Schutzzwecken angewandten Verfahren sind folgende:

a) Putzverkleidung.
b) Stein- und Zementmörtel-Verblendung.
c) In sich fester und dichter Beton.
d) Betonmantel.
e) Metall-Schutzverkleidung.

Dichtungsanstriche, meist aus einer bituminösen Anstrichmasse, wurden auch auf der Wasserseite angewandt, erfordern jedoch häufige Erneuerung.

Das Verputzen der Wasserseite ist das in Italien am häufigsten angewandte Abdichtungsverfahren. Der 2 bis 5 cm dicke Verputz wird mit der Hand oder im Schleuderverfahren aufgetragen und ist in vielen Fällen durch Metallgeflechte verstärkt. Wenn die Arbeit gut ausgeführt ist und klimatische Bedingungen günstig sind, sind zufriedenstellende Ergebnisse gesichert. Jedoch wegen des Abschleifens durch Eis oder des Springens und Loslösens infolge thermischer Einwirkungen und Bewegungen der Staumauer ist Verputz für Staumauern, die höher als 1 500 m liegen, nicht zu empfehlen.

Mit Betonmörtel abgedichtete Bruchsteinverblendungen bieten einen ausgezeichneten Schutz gegen äussere Einflüsse, besonders gegen die Einwirkung des Eises, sind aber nicht zur Gewährung von Wasserdichtigkeit geeignet. Ein guter Dichtigkeitsgrad wurde erreicht, indem man das Mauerwerk unmittelbar hinter der äusseren Verblendung unter Druck ausgoss.

Bei dem Bau jüngerer Betonsperren wurde Wasserdichtigkeit durch genaueste Beachtung der granulometrischen Zusammensetzung und des Wasserzementfaktors des an der Wasserseite verwandten Betons erreicht.

Die bis jetzt in Italien verwandten Betonschutzmäntel sind alle von dem Vielbogentyp und sind in den Mauerwerkskörper der Staumauer eingelassen. Bei der Ceresole Reale—Staumauer haben die Mantelbögen einen konstanten äusseren Radius von 2 m und einen inneren Radius zwischen 1.5 m oben und 1 m unten. Der Winkel des äusseren Bogenringes ist 140°, und vertikale Schrumpfungsfugen befinden sich 20 m voneinander und sind bei den Bogenkämpfern angebracht. Diese Anordnung schützt die Seite der Staumauer vor direkter Berührung mit dem Wasser, ist aber sehr teuer. Zufriedenstellende Resultate sind sicher, wenn der Betonmantel fest und undurchlässig ist und wenn der Mantel sich den Deformationen der Staumauer anpasst, ohne Risse zu bilden.

An zwei italienischen Staumauern wurden Metall-Schutzmäntel angebracht. Der eine an der Diavolo-Staumauer besteht aus 2 mm starken und 2 x 1 m grossen, reinen Eisenplatten, die elektrisch zusammengeschweisst wurden. Die Metallmäntel schützen, wie diejenigen aus Beton, die Staumauer vor direkter Berührung mit dem Wasser, sind aber dichter und im allgemeinen billiger.

RESUMEN

Italia ofrece interesante material para observar presas, pues posee un gran número de estructuras de mampostería y de hormigón, situadas a elevaciones que varían entre casi el nivel del mar y más de 2.500 metros de altura, estando, por lo tanto, expuestas a una amplia variación de condiciones climáticas.

Los sistemas usados más comúnmente para impermeabilizar y proteger los paramentos de aguas arriba de las presas son los siguientes:

(*a*) Revestimiento de argamasa.
(*b*) Revestimiento de piedra y mortero de cemento.
(*c*) Hormigón compacto e impermeable por sí mismo.
(*d*) Cubierta de hormigón.
(*e*) Capa protectora de metal.

Los revestimientos impermeables, generalmente del tipo bituminoso, también se han aplicado a los paramentos de aguas arriba, pero tienen que ser renovados con frecuencia.

El empleo de enlucidos en los paramentos de aguas arriba es el sistema de impermeabilización más corriente en Italia. El enlucido de 2 a 5 cms. de grueso se aplica a mano o con "gunita" y, en muchos casos, se refuerza con una malla metálica. Si la mano de obra es buena y las condiciones climáticas son favorables, se obtienen resultados satisfactorios. Sin embargo, debido a la trituración del hielo o al agrietamiento y desprendimiento a causa de la acción térmica y los movimientos de la presa, no son convenientes los enlucidos para presas ubicadas a alturas que pasan de 1.500 metros.

Los revestimientos de bloques de piedra, cerrados con mortero de hormigón, ofrecen una protección excelente contra los agentes externos, especialmente contra la acción del hielo, pero no son apropiados para asegurar la impermeabilidad. Se ha obtenido un buen grado de impermeabilidad rellenando con lechada el cuerpo de mampostería inmediatamente detrás del revestimiento exterior.

En la construcción de recientes presas de hormigón, para obtener la impermeabilidad, se ha prestado escrupulosa atención a la composición granulométrica y a la proporción agua-cemento del hormigón colocado en la sección de aguas arriba.

Las cubiertas protectoras de hormigón que se han adoptado en Italia hasta la fecha son todas del tipo de arcos múltiples encajadas en el cuerpo de mampostería de la presa. En la presa Ceresole Reale los arcos tienen un radio exterior constante de 2 m y un radio interior que varía de 1,5 m en la parte superior a 1 m en la parte inferior. El ángulo del anillo del arco exterior es de 140° y tiene juntas de contracción verticales con una separación de 20 m y colocadas en las impostas de los arcos. Esta distribución protege al paramento de la presa del contacto directo con el agua, pero es muy caro. Se obtienen resultados satisfactorios si el hormigón de la cubierta es compacto e impermeable y si la cubierta se adapta a las deformaciones de la presa sin agrietarse.

En dos presas de Italia se han colocado cubiertas metálicas protectoras. La del Diavolo está construída de puras planchas de hierro, de 2 mm de grueso y de un tamaño de 2 por 1 m, soldadas eléctricamente. Las cubiertas metálicas, como las de hormigón, impiden que la presa esté en contacto directo con el agua, pero son más impermeables y generalmente cuestan menos.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

STONE FACING ON CONCRETE OF HYDRAULIC STRUCTURES*

G. S. LALIN
Engineer, The Royal Board of Waterfalls
Sweden

In Sweden it has been the custom for some 30 years to face concrete dams with stone, especially those parts exposed to mechanical action, such as from floating timber, ice, and strong water currents. In order to obtain an opinion regarding the experience gained during these years a questionnaire was circulated to all dam owners who were thought to have anything of interest to impart.

From a purely technical point of view the result of this inquiry was unfortunately rather meager. On the other hand, it gave a striking picture of great diversity of opinion, ranging from entire condemnation of stone facing to a lively appreciation of its value. The replies were to a certain extent exceedingly subjective in tone and it can be gathered from them that the usage which stone facing has attained in Sweden plays a not inconsiderable role alongside the clearly technical motive.

Stone facing is thus a domain of technical practice where very strong confusion of ideas still prevails. So far it would seem that there is agreement that stone facing constitutes a valuable strengthening of the outer layer of the dam construction against mechanical action. But the central and disputable point in the question is whether this strengthening of the outer layer involves impairment of the other functions of the construction. The writer has therefore sought to analyze objectively the opinions respecting the purposes of stone facing, while attempting to throw light on the deterioration processes which stone facing or adjoining masonry is exposed to.

**Revêtements en maçonnerie des parements de structures hydrauliques.*
Bruchsteinmauerwerk-Verkleidung an Beton-Wasserbauten.
Revestimientos de mampostería de los paramentos de estructuras hidráulicas.

What Is the Main Object of Stone Facing?

First it is necessary to have a clear idea of the purpose of a facing—in this case a stone facing. The usual reason is naturally that the facing shall strengthen the face of the masonry against the impact of floating objects, the action of water and wear, which may be caused by water containing eroded material and to various other causes. It would seem that appearance also often carries considerable weight. It is also considered that the tightness of the face of the masonry is improved and that it is protected in some cases against variations in temperature and in other cases against frost cracks. Finally there are some who hold that stone facing is justified for the reason that the concrete work behind may then be carried out in leaner mixtures.

Of the reasons given above, the aesthetic point of view must, to begin with, be excluded from a purely technical discussion. If completely satisfactory technical results can be obtained both with and without stone facing, it is obvious that the architectonic viewpoint may also be taken into consideration.

One can also—when it is a question of facing with stone—exclude in general the reason that because of it a cheaper execution of the masonry behind is gained. Experience has in fact shown that, insofar as work has been done in Sweden, a stone facing cannot very well be made sufficiently tight to fulfil by itself the tightening function of the dam. On the other hand, the reason in question may be justified if the facing is done in some other way, for example, with metal plating well anchored to the main mass of the dam.

The remaining reasons cited above are more technical in character and require individual study. Unfortunately laboratory researches which might possibly throw light on these questions are still far too few. Even studies of practical examples are frequently far too incomplete to provide any reply. For this it would be necessary to have the opportunity to compare a stone facing with an unfaced concrete surface or one which is faced in a different fashion, exposed to the same kind of action as the stone-faced surface.

Such examples, however, are exceedingly scarce and it would therefore be of great interest if experience with them could be more generally available.

One such example is the canal wall at Trollhättan, constructed in 1908. On this occasion an unfaced concrete pedestal was made, which has been exposed to similar or somewhat worse conditions of water flow than the stone facing. The stone facing has proved to function exceedingly well and has required only scant repair. The present appearance of the concrete pedestal is shown on the photograph (fig. 1) and is, moreover, typical of tamped concrete. The dry concrete mass could not be worked and the result has been a heterogenous concrete with horizontal layers of alternating good and poor concrete. The latter has been washed away while the former remains undamaged. It constitutes an illuminating example of the long-standing experience that bad concrete crumbles away in running water while good concrete is exceedingly resistant.

It is evident that in judging the justification or nonjustification of a stone facing we are dependent to a very large extent on subjective judgment. Nor are we in a position to arrive at an approximate

estimation of the degree of improvement that a stone facing can furnish to masonry. All that can be said is that an improvement in the cases mentioned may be thought to occur but that satisfactory experience with some installations is often refuted by less satisfactory reports from others. The value of a stone facing depends to a large extent on the quality of the workmanship. A facing may be useful, if it is well made, but it might be a drawback if badly made.

Of the above-mentioned reasons there are two which stand out somewhat more clearly than the others. One is the protective effect of

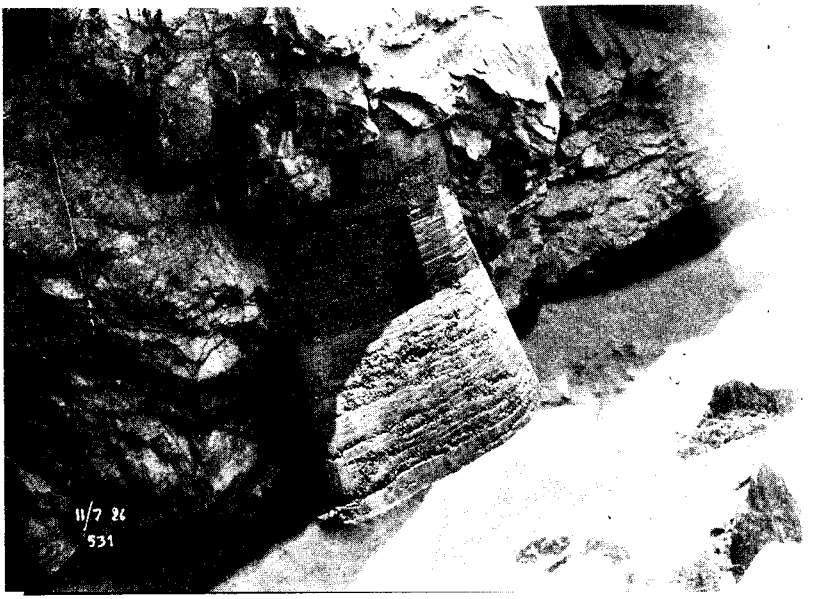


FIGURE 1.—**Appearance of the pedestal without masonry facing.** — Piédestal sans revêtement de maçonnerie. — Ansicht eines Dammsockels ohne Bruchsteinmauerwerk-Verkleidung. — Aspecto de un pedestal sin revestimiento de mampostería.

the facing against the mechanical action of floating objects or water flow.

The mechanical action of water may be of three different kinds: Impact effect, surge effect, and eddy effect. The impact effect is the most purely mechanical influence and may at times be so strong that not even a stone facing is sufficiently resistant, e. g. to the torrent from a Pelton wheel. As regards surge effect it is naturally the velocity of the water which is of decisive importance. It has been shown that unfaced concrete surfaces can resist 8 meters per second water velocity, but also that they have been damaged by currents very much slower. In this case we have to do with an action which may be characterized as wear, and this naturally is more evident when the water carries eroding material. The third manner in which water can affect a concrete surface is by eddy formation. The phenomenon has been noted but hardly explained. The damaging process has been guessed at as having certain features

in common with the effect of cavitation on propellers and turbine blades. Such eddy formations dangerous for an unfaced concrete surface often arise on the downstream surface of outlet buttresses, likewise in bends and in general where sharp corners exist.

The second reason is the protection afforded by the stone facing against variations in temperature. This question may be set out in the following manner:

It can hardly be suggested that the stone facing would serve as a heat-insulating layer, since the heat-conducting property of granite, for example, is greater than that of concrete. Nor is it probable that the stone surface would be less subject to damage through change from the strong rays of the sun to night chill. The surface layer both in faced and in unfaced masonry forms cracks in these circumstances. But while the cracks in the unfaced surface are evenly distributed, the cracks in the stone-faced surface become localized at the joints. In the latter case upkeep and repair is cheaper and easier to carry out, which naturally is an advantage.

We have considered above the reasons which have led to the adoption of stone facings. By a study of the replies received to the questionnaire circulated to Sweden's dam owners it is possible to obtain support in practice for the reasons referring to the effect of water flow. The replies show in fact that damage occurs where the action of the water is the greatest, such as in weirs and in general in outlets with rapid delivery of water. It is particularly noteworthy that the stone facing seems to loosen at bends or parts which present an uneven surface, which would confirm the above-mentioned damaging action which eddying water has on a construction. Parts not exposed to surging or eddying water, such as moorings, dam buttresses, and facings on the upstream side, have also shown defects, though to a smaller extent.

Study of Deterioration in the Stone Facing

Experience has shown that a stone facing at times loosens through deterioration of the concrete behind the facing. There is then usually formed a layer of brownish black powder some millimeters thick, while the concrete behind likewise becomes deteriorated through a layer of varying thickness. In conjunction with this damage there often arises, but not invariably, the formation of cracks in the joints and the loosening of individual stones or parts of same.

The deterioration processes in stone-faced dams may be classified to four types given below.

1. In dam construction with large concrete masses and in which the stone facing is executed at the same time as the pouring, great heat may develop in the mass which raises the temperature of the inner parts considerably while the faced layer has a lower temperature. This causes lifting of the outer parts with consequent cracking in the joints and the concrete immediately behind.

2. In the completed dam construction water percolates through the cracks in the joint mortar and continues through cracks or porous concrete into the body of the dam. The free lime, or lime made free by reaction, is dissolved and carried away. The breaking up takes place first immediately behind the stones of the facing where

the water is weak in lime and therefore aggressive. As the available lime is consumed the deterioration penetrates deeper.

3. In a completed dam construction where there are cracks in the joints the water percolates behind the stone facing. If there are cavities, whether present from the beginning or formed according to type 2 above, water collects. When the weather is cold, ice is formed, and this acts mechanically on the stone facing.

4. In dams with carefully executed stone facing there often occurs a kind of crack forming which cannot be attributed to any of the above-mentioned deteriorating processes but might be explained in the following manner: The modulus of elasticity of the stone is greater than that of concrete; in the case of granite two or three times as great. The resistance which the stone facing thus offers to the contraction of the dam may therefore give rise to cracking in the concrete behind the facing.

Besides the typical cases given above there have been noticed two further deterioration processes which arise occasionally in facings, but about which clear evidence of the real cause is lacking.

5. Shrinking of the concrete due to drying, and the resultant cracking.

6. An alternating soaking and drying combined with freezing and thawing will damage the concrete.

In practical work the deterioration processes given above seldom occur separately but usually in combination with each other. We find that for whatever reasons cracking in the joints may arise, it may be reckoned as either a primary or a secondary phenomenon. If it be a secondary phenomenon as in types 1 and 4 then it acts as a primary cause in types 2 and 3. In the opinion of the writer the effect due to type 2 is the most usual cause of extensive deterioration.

Rules for Building Good Stone Facing

In view of what has been stated above, it is impossible to make a general recommendation as to whether stone facing should be employed or not. The question should be decided individually for each case. It is not possible to avoid continuing to give a certain weight to subjective judgment regarding the importance of the facing in one or another respect.

Nevertheless if the designer has decided that a stone facing is to be made, then there exist certain rules dictated by experience for the work, and these may be summarized thus:

The employment of large stones with good bond to the concrete is to be recommended as offering good support to the wet concrete while it is being worked. If smaller stones are used, then the stone layers must be firmly in position before concrete is poured behind. With reinforced concrete constructions, it is necessary when fixing the dimensions to take into account that the thickness of the stone layer causes the reinforcement to be laid at greater or smaller distance from the outer face and that the facing cannot be reckoned with when calculating the strength. Correct execution of the concrete behind is the A to Z of stone facing. Wet concrete may be used or, better still, concrete of plastic consistency, and it is necessary that the engineer take care that the work is done properly by skilled workmen.

It has often been noticed that the workmen do not recognize the importance of care in concreting behind a facing but allow the difficulties of accurate execution to stand in the way. Plastic concrete must be particularly well worked either by tamping or vibration. Wet concrete should be poured so slowly that no setting occurs under the stones, especially under the deeply penetrating binder stones. It is therefore often advisable to lay stress on the fact that the mixing and placing of the concrete behind the face is a most important condition for obtaining a satisfactory stone facing.

SUMMARY

The author refers to a questionnaire circulated in Sweden among owners of large dam constructions respecting their experience with stone facing. The replies received include opinions relating to the value of stone facing ranging from entire condemnation to a lively appreciation. The purposes of a stone facing are recapitulated and subjected to critical consideration. The conclusion reached is that stone facing is of value as protection against mechanical action and also against variations in temperature. It is likewise pointed out that the value of stone facing in such cases is dependent on the quality of its execution. A facing may be of use if it is well executed, but it may also be a drawback if badly made. That even an undressed concrete surface may afford good resistance to running water is shown by one example (see photo), where it may be seen that poor concrete disintegrates in running water, while good concrete is exceedingly resistant.

The process of deterioration in a stone facing is explained by the presentation of four types of cases. These seldom occur separately in practice but are generally combined. Finally the method of obtaining a good stone facing is described, and it is pointed out that care in the execution of the concrete behind is the most important condition for ensuring good results.

RESUME

L'auteur se réfère à un questionnaire envoyé aux propriétaires de grands barrages en Suède, sur leurs observations faites sur des revêtements de pierres. Les réponses à ce questionnaire fournissent des opinions allant depuis la condamnation absolue jusqu'à la plus vive appréciation. On mentionne ensuite l'utilité des revêtements et on les soumet à une étude critique. On en tire la conclusion que les revêtements possèdent une valeur comme protection contre les chocs mécaniques ainsi que contre les variations de température. Toutefois la valeur du revêtement dans ces cas dépend de la qualité de son exécution. Un revêtement bien exécuté peut être utile tandis qu'un revêtement mal exécuté peut être un désavantage. On fait remarquer que même une surface de béton non revêtue peut résister à l'eau courante. Dans l'exemple donné (voir photo) on voit qu'un mauvais béton s'écroule dans l'eau courante tandis que le bon béton est très résistant.

Le phénomène de détérioration d'un revêtement est expliqué par l'exposé de quatre types différents. Dans la pratique ces types se présentent rarement tout seuls mais généralement combinés l'un avec l'autre. En conclusion on indique la méthode pour construire un bon revêtement, et on déclare que la condition la plus importante pour

assurer un bon résultat est que l'exécution du béton en arrière du revêtement soit faite avec soin.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser erwähnt, dass man in Schweden eine Rundfrage an die Besitzer verschiedener grösserer Dammbauten über ihre Erfahrungen mit Bruchsteinmauerwerkverkleidungen gerichtet hat. Aus den Antworten auf diese Rundfrage kann man alle Ansichten über den Wert von Steinbekleidungen entnehmen von vollständiger Verurteilung bis zur lebhaftesten Wertschätzung. Danach werden die Aufgaben gegannt und kritisch geprüft, denen eine Bruchsteinmauerwerkverkleidung zu dienen hat. Das Schlussergebnis ist, dass Bruchsteinmauerwerkverkleidungen als Schutz gegen mechanische Schäden und als Schutz gegen Temperaturschwankungen Wert haben. Es wird jedoch hervorgehoben, dass der Wert der Verkleidungen in diesem Falle in hohem Grad von der Qualität der Ausführung abhängig ist. Eine Verkleidung kann von Nutzen sein, wenn sie gut ausgeführt ist; sie kann aber auch bei schlechter Ausführung schädlich sein. Es wird hervorgehoben, dass auch eine unverkleidete Betonfläche guten Widerstand gegen Wasserströmung leisten kann. An einem Beispiel (siehe Aufnahme) wird gezeigt, dass schlechter Beton in strömendem Wasser zerfällt und dass guter Beton sehr widerstandsfähig ist.

Die Zerstörungsprozesse an einer Bruchsteinmauerwerkverkleidung werden durch Anführung von 4 verschiedenen Typenfällen klargeegt. Diese treten in der Praxis selten je für sich auf, sondern in Vereinigung mit einander. Zum Schluss wird über das Verfahren, eine gute Bruchsteinmauerwerkverkleidung zu erhalten, Bericht erstattet; es wird darauf hingewiesen, dass Genauigkeit bei der Ausführung des Betonmauerwerks unmittelbar hinter der Verkleidung die wichtigeste Voraussetzung eines guten Ergebnisses ist.

RESUMEN

El autor se refiere a un cuestionario enviado a los propietarios de grandes presas de Suecia, sobre los experimentos hechos con revestimientos de piedra. Las contestaciones recibidas suministran opiniones sobre el valor de los revestimientos de piedra que fluctúan de la más completa condenación a la más grande apreciación. Se resume la utilidad de los revestimientos, y se somete a una consideración crítica. La conclusión deducida es que los revestimientos poseen valor como protección contra choques mecánicos, así como contra variaciones de temperatura. También se señala que el valor de los revestimientos en tales casos depende de la calidad de su ejecución. Un revestimiento bien ejecutado puede ser útil, mientras que un revestimiento mal ejecutado puede ser una desventaja. En el ejemplo dado (ver fotografía) se puede ver que el agua corriente desmorona el hormigón malo, mientras que el hormigón bueno es muy resistente.

El fenómeno de deterioración es explicado por la presentación de cuatro tipos diferentes. En la práctica, éstos ocurren separados rara vez, sino que están combinados. En conclusión se describe el modo de obtener un buen revestimiento, y se señala que la condición más importante para garantizar un buen resultado es tener mucho cuidado en la colocación del hormigón detrás del revestimiento.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

ETUDE DES REVETEMENTS DES BARRAGES EN MACONNERIE ET EN BETON*

J. BOLOMEY
Professeur à l'École d'Ingénieurs de Lausanne
Suisse

I. INTRODUCTION

Les parements des barrages sont exposés aux intempéries, au gel, aux variations de température et d'humidité. Le parement amont est en outre soumis au choc des corps flottants, à la poussée et au frottement des glaces, aux effets corrosifs de l'eau; il doit de plus assurer l'étanchéité de l'ouvrage.

Les parements doivent donc être capables de résister à des actions destructrices tout autres que le massif central du barrage, qui n'a à supporter que les efforts dûs au poids propre et à la poussée de l'eau, ainsi qu'à ceux provoqués par les variations thermiques et le retrait. Aussi, tandis, que la partie centrale du barrage est généralement constituée par une maçonnerie ordinaire ou par un béton à dosage modéré, il convient de vouer les plus grands soins à l'exécution des parements qui seront protégés par des revêtements en matériaux spécialement choisis.

Cette protection des parements peut se faire par des moyens très divers, tels que:

Simple badigeon hydrofuge appliqué directement sur le béton, dont le dosage est renforcé dans le voisinage du parement.

**Study of the facing of masonry and concrete dams.*
Untersuchung der Mauerwerkeverblendung von Bruckstеinmauerwerk und Beton Staumauern.
Estudio de los paramentos de las presas de mamposteria y hormigón.

Enduit, armé ou non, exécuté à la main ou au canon à ciment, appliqué directement sur la maçonnerie ou sur le béton.

Rideau étanche, protégé lui-même par un enduit armé ou par un parement en maçonnerie.

Masque étanche et non gélif, constitué par un béton à dosage renforcé, particulièrement soigné au point de vue granulation, consistance, mise en oeuvre.

Revêtement des parements en taille artificielle.

Revêtement des parements en moellons de pierres naturelles.

Ces divers procédés peuvent être combinés entre eux; on peut appliquer un hydrofuge sur un béton à dosage renforcé (Spitallamm), un enduit en gunite armée sur un revêtement en moellons (Robertville), un revêtement en moellons sur un béton à dosage renforcé (Dixence), un hydrofuge sur gunite armée appliquée elle-même sur un béton à fort dosage (Butgenbach), un hydrofuge sur la pierre de taille artificielle (Jogne).

Quelle que soit la méthode adoptée, il faut que le masque d'étanchéité ne risque pas d'être déchiré par les légers mouvements des maçonneries dûs aux charges, au retrait, aux variations thermiques. Il faut de plus que les revêtements soient solidement ancrés au corps du barrage pour qu'il n'y ait pas à craindre qu'ils s'en décollent à la longue, en particulier sous l'influence des différences de module d'élasticité entre le revêtement et le massif central du barrage.

Nous examinerons successivement les propriétés et conditions d'emploi de chacun des procédés utilisés pour la protection des parements, en indiquant les observations faites sur divers ouvrages.

II. Badigeons Hydrofuges

Ceux-ci sont généralement à base de goudron, bitume ou asphalte. Ils doivent être absolument étanches, être insensibles aux variations de température et d'humidité, posséder une forte capacité d'allongement et un grand pouvoir adhésif, n'être pas attaqués par les eaux très pures ou chargées d'acide carbonique.

La plupart des hydrofuges fournis par le commerce sont loin de satisfaire à toutes ces conditions. Les essais étendus, effectués lors de la construction du Saidenbachtalsperre (Deutsche Wasserwirtschaft N° 9, 1934), ont montré que sur 25 produits examinés, deux seulement se sont montrés satisfaisants à tous les points de vue.

Des résultats satisfaisants ont été obtenus par une émulsion asphaltique appliquée sur les parements amont des barrages de la Jogne (revêtement de pierres de taille artificielles) et de Spitallamm (béton à 300 kg étanche). Les expériences faites dans d'autres cas ont été moins probantes.

En général, l'asphalte ou le bitume à l'état d'émulsion ou de solution n'a qu'une faible résistance mécanique et n'adhère convenablement que s'il est appliqué sur un béton complètement sec. Un essai de protection du béton à 300 kg du barrage de Barberine au moyen d'une émulsion bitumeuse a conduit à un échec complet, bien que l'exécution ait été faite avec grand soin, après décapage, au jet de sable de la surface du béton. Deux ans après l'application, le badigeon avait complètement disparu (dû au rabotage par la glace, à l'action chimique de l'eau).

Pour éviter ou pour ralentir la destruction de la couche protectrice, il convient de l'exécuter en deux temps: couche d'imprégnation au moyen d'une émulsion liquide à froid qui est destinée à obturer les pores du béton, puis une ou plusieurs couches d'asphalte appliquées à chaud.

En raison de sa faible épaisseur, un enduit hydrofuge superficiel ne saurait protéger efficacement un béton gélif, tout au plus pourra-t-il retarder la destruction de celui-ci.

Un enduit hydrofuge, exécuté même dans les meilleures conditions n'a qu'une durée limitée s'il n'est pas protégé contre les actions mécaniques de la glace et des corps flottants au moyen d'un masque en maçonnerie, ainsi que cela a été fait, par exemple, pour plusieurs barrages allemands (Edeltal, Remscheider, etc.)

En résumé les badigeons asphaltiques sont relativement peu coûteux, leur application est aisée et ne ralentit pas la marche des travaux. Par contre, leur efficacité est doûteuse à la longue, à moins que leur épaisseur atteigne plusieurs millimètres, qu'ils ne soient pas exposés aux actions mécaniques des glaces et des corps flottants et qu'ils soient appliqués sur un béton sain, non gélif, auquel ils adhèrent fortement.

III. Enduits au Mortier de Ciment

Les enduits au mortier de ciment (dosage 400 à 600 kg ciment par m^3) ont une épaisseur de 2 à 8 cm; ils sont exécutés à la main ou au canon à ciment (gunite) et sont parfois munis d'une armature en métal déployé. Leur rôle primordial, comme celui des badigeons hydrofuges, est d'assurer l'étanchéïté du parement amont lorsque le corps du barrage est perméable, ce qui sera généralement le cas pour les ouvrages entièrement en maçonnerie de moellons.

Enduits à la main.—Ils ne sont pas à recommander pour les barrages; ils manquent d'élasticité et se fissurent sous l'action du retrait et des variations de température, de sorte qu'ils ne tardent pas à perdre localement leur imperméabilité. Leur adhérence sur les maçonneries de moellons est médiocre; après quelques années ils se détachent souvent en grandes plaques décollées par le gel, bien qu'eux-mêmes soient rarement gélifs. En 1920, nous avons observé de tels décollements aux barrages du Chartrain, de l'Échapre et de l'Ondenon (regions de Roanne et de St. Étienne).

Enduits au canon à ciment (Gunite).—Ils sont caractérisés par leur forte adhérence, sur les moellons comme sur le béton, par leurs hautes résistances à la traction aussi bien qu'à la compression, par leur imperméabilité et leur résistance au gel. Ils peuvent être exécutés en épaisseurs comprises entre 2 et 8 cm, par couches lenticulaires successives se recouvrant largement, ce qui permet d'obtenir de grandes surfaces continues et homogènes. A tous ces points de vue, comme en ce qui concerne la rapidité de leur exécution, ils sont nettement supérieurs aux enduits exécutés à la main.

Leur efficacité est grandement augmentée s'ils sont munis d'une armature en métal déployé, elle-même ancrée dans la maçonnerie du parement. L'armature combat efficacement les effets du retrait, en ce sens qu'il ne peut se produire que de fines fissures capillaires, à peine perceptibles à l'oeil nu, qui se colmatent rapidement. L'ancrage

de l'armature au corps du barrage maintient l'enduit en place même si, contre toute attente, il venait à se décoller localement.

La surface de l'enduit au canon à ciment étant rugueuse, un badigeon ou un enduit asphaltique, destiné à obturer les fissures capillaires, y adhère fortement.

Grâce à sa résistance mécanique élevée et à sa parfaite adhérence au parement, il n'est pas à craindre que la gunite armée soit endommagée par la poussée des glaces ou par le choc des corps flottants. Il est toutefois essentiel, dans les régions exposées au gel, d'eviter d'appliquer un enduit gunite sur un béton gélif. Il est en effet pratiquement impossible d'empêcher tout suintement, de sorte que le béton sous-jacent sera humide par places et pourra être endommagé par le gel; l'appui de la gunite venant à manquer, celle-ci se fissurera et sera exposée à se décoller. Certains échecs doivent être attribués essentiellement à l'exécution d'un enduit gunite sur un béton gélif (béton coulé à dosage relativement faible).

APPLICATIONS DE LA GUNITE À LA PROTECTION DU PAREMENT AMONT

(*a*) Barrage à arches multiples des *Marecottes* (Suisse), achevé en 1926. Voûtes entièrement en gunite armée de 4, 6 m d'ouverture et de 8 à 14 cm d'épaisseur, la charge d'eau maximum étant de 17 m. Malgré le climat rigoureux (altitude 1,100 m), les voûtes n'ont décelé jusqu'ici ni la moindre fissure, ni la moindre dégradation par le gel; elles sont absolument étanches.

(*b*) Barrage gravité en béton coulé de *Sarrans* sur la Truyère (France) de 105 m de hauteur, achevé en 1932. L'étanchéité du parement amont a été assurée par un enduit en gunite de 3 à 5 cm d'épaisseur.

(*c*) Barrage gravité de *Robertville* sur la Warche (Belgique) de 50 m de hauteur, achevé en 1928. Massif central en béton coulé, parements en maçonnerie de moellons. En 1931 le parement amont, peu étanche, a été amélioré par l'application d'un enduit de 5 à 7 cm d'épaisseur en gunite armée, solidement ancré dans la maçonnerie, qui donne pleine satisfaction.

(*d*) Barrage à arches multiples, de 23 m de hauteur de *Butgenbach* sur la Warche, à 10 km à l'amont du précédent, achevé en 1932. Les voûtes, de 12 m d'ouverture et de 0,4 à 0,8 m d'épaisseur, sont en béton plastique d'excellente qualité. Leur étanchéité a été assurée par un enduit en gunite armée de 5 cm d'épaisseur, recouvert lui-même d'une couche d'émulsion d'asphalte "Flintkote". Ici également, le résultat obtenu a été excellent, l'intrados des voûtes est complètement sec, bien qu'au raccord des voûtes avec les fondations, on puisse observer quelques fines fissures de retrait.

IV. Rideau Étanche Protégé par un Revêtement

Dans le numéro d'août 1935 des Annales des Ponts & Chaussées, MM. Grelot et Chalos ingénieurs ont proposé d'assurer l'étanchéité des grands barrages au moyen d'un rideau en tôles inoxydables-soudées entre elles et enrobées dans du béton vibré, protégé lui-même par un enduit gunite.

Le procédé est ingénieux, mais paraît peu économique en raison du ralentissement du bétonnage provoqué par l'exécution soignée du rideau et de son revêtement protecteur. Celui-ci ne pouvant travailler solidairement avec la masse de l'ouvrage, du fait du joint continu constitué par le rideau et des différences de modules d'élasticité, il convient d'en faire abstraction, en tout ou en partie, dans les calculs de stabilité; d'où augmentation de l'épaisseur du barrage. Enfin, il serait difficile de remédier à un défaut local de soudure ou à une déchirure d'une tôle.

Il paraît plus simple et plus économique de constituer le rideau étanche au moyen d'un enduit asphaltique de 5 à 20 mm d'épaisseur, constitué par la superposition de bandes de jute imprégnées d'asphalte appliquées à chaud directement sur le béton, et protégé lui-même contre les actions mécaniques par un revêtement en maçonnerie ou, plus simplement si le béton n'est pas gélif, par un enduit gunite armée solidement ancré au corps du barrage. L'exécution de l'enduit asphalte — gunite est rapide et peut suivre les progrès du bétonnage les deux chantiers étant d'ailleurs indépendants.

Un autre avantage du rideau asphaltique est de pouvoir s'étirer sans se rompre et de continuer ainsi à assurer l'étanchéité même si le béton se fissure ensuite du retrait.

L'étanchéité du parement amont des barrages gravité en maçonnerie d'Edertal, de Möhnetal et de Remscheider (Allemagne) a été assurée par un enduit au mortier de ciment exécuté à la main, recouvert de plusieurs couches de badigeon à base de bitume ou de bandes de jute asphaltée, et protégé par un fort revêtement en moellons.

V. Masque Étanche et Non Gélif en Béton Spécial

Le massif central des barrages gravité est généralement constitué par un béton coulé à dosage relativement faible, en rapport avec les efforts modérés auxquels il doit résister. Bien qu'un tel béton puisse posséder une étanchéité suffisante pour que les pertes d'eau soient négligeables, il est nécessaire de le protéger contre les effets du gel par un revêtement, d'une épaisseur appropriée, absolument imperméable et non gélif, en maçonnerie de pierres de taille artificielles ou en maçonnerie de moellons de pierres naturelles ou encore par un béton à fort dosage spécialement soigné au point de vue de granulation, de consistance et de la mise en oeuvre. Ces divers procédés d'exécution des revêtements peuvent être utilisés séparément ou simultanément, ainsi qu'indiqué ci-après pour quelques barrages suisses.

(1) *Jogne.*

Barrage en arc en béton plastique d'excellente qualité. Les deux parements ont été protégés par un revêtement de pierres de taille artificielles (blocains de 30 x 30 x 60 cm) s'appuyant lui-même sur une couche de liaison de 30 cm d'épaisseur en béton plastique dosé à 350 kg de ciment par m^3. Depuis 14 ans que ce barrage est en exploitation, les maçonneries ne décèlent pas la moindre trace de détérioration.

(2) *Barberine.*

Parement aval en maçonnerie de moellons de grès siliceux de 1.00 m d'épaisseur moyenne, appliqué directement contre le béton à 200 kg du massif central auquel il a servi de coffrage. Depuis 11 ans que le barrage est en exploitation, ce parement aval n'a pas montré la moindre trace de détérioration.

Le dosage du béton coulé du parement amont a été porté à 300 kg, sur une épaisseur moyenne de 1,0 m en-dessous de 15 m en contrebas du couronnement; il a été maintenu à 200 kg (dosage général du barrage) au-dessus de ce point. Des dégradations importantes, dues au gel, n'ayant pas tardé à se produire dans cette zone supérieure en béton coulé à 200 kg, il a fallu la protéger par un revêtement en moellons de grès, d'une épaisseur moyenne de 80 cm, très soigneusement exécuté et ancré au massif central au moyen de barres de fer.

Quelques altérations locales dues au gel ont été également constatées sur le revêtement en béton à 300 kg; la résistance à la compression de ce béton est cependant voisine de 400 kg/cm^2.

(3) *Schräh (Wäggital).*

Le dosage du béton coulé a été porté à 300 kg sur une épaisseur d'environ 2,0 m sur tout le parement amont, ainsi que sur toute l'épaisseur des 12 m supérieurs du barrage. Jusqu'ici les effets du gel sur ce parement amont ne se sont traduits que par une légère chute de la résistance à la compression du béton, qui est d'environ 300 kg/cm^2.

Le parement aval, en béton coulé à 190 kg (dosage général du barrage), ayant été fortement endommagé par le gel, a dû être protégé après coup par un revêtement en maçonnerie d'une épaisseur de 40 cm environ.

(4) *Spitallamm (Grimsel).*

Le dosage du béton du parement amont a été porté à 300 kg sur une épaisseur variant de 3,0 à 1,5 m. Le dosage du béton est à 300 kg sur toute l'épaisseur du barrage dans sa partie supérieure. Le couronnement, armé, est recouvert de dalles en granit rejointoyées à l'asphalte. Le parement amont, protégé en outre par une émulsion asphaltique, s'est bien comporté jusqu'ici.

Le parement aval, au dosage général de 190 kg, laissé provisoirement sans protection pour ne pas retarder les bétonnages, a subi quelques altérations par le gel. Il sera pourvu d'un revêtement en moellons de granit, comme cela a déjà été exécuté en cours des travaux pour le barrage voisin de Seeuferegg et comme il est envisagé de le faire plus tard pour le barrage de Gelmer.

(5) *Dixence.*

Les deux parements sont protégés par un revêtement en moellons de gneiss d'une épaisseur théorique de 1,0 m. En outre le dosage du béton a été renforcé dans le voisinage des parements. Des injections de ciment ont été faites dans les maçonneries des parements pour augmenter leur compacité; le rejointoyage a été effectué au canon à ciment.

La tendance actuelle en Suisse est de protéger les parements amont et aval des barrages-poids en béton par d'épais revêtements en maçonnerie de pierres naturelles (barrages de Garichte, Dixence, Etzel), malgré les frais supplémentaires considérables et la gêne des travaux qui en sont la conséquence.

A la suite des fâcheuses expériences faites sur les parements nus en béton coulé, la conviction s'est de plus en plus fermement ancrée parmi les ingénieurs intéressés que n'importe quel béton, même à dosage renforcé, ne pourra résister à la longue à de nombreuses alternances de gel et de dégel, s'il y est exposé humide et sans protection. Ce n'est pas qu'il soit impossible de réaliser des bétons non gélifs, les exemples du barrage de la Jogne en pierres de taille artificielles et de celui des Marécottes en gunite sont la preuve du contraire, mais jusqu'ici on n'a pas pu définir avec précision les conditions que doit remplir un béton pour qu'on soit certain qu'il résistera au gel. Cette certitude ne sera fournie ni par le dosage, ni par la résistance mécanique, ni par la compacité (densité) du béton, ni par la quantité d'eau de gâchage, mais par un ensemble de conditions assez complexes, dont la principale paraît être, outre un dosage suffisant, le degré de fluidité du mortier constituant la pâte liante du béton.

C'est ainsi que le béton du parement amont du barrage de Barberine a été dosé à 300 kg/m^3, sa résistance à la compression a atteint 350 à 500 kg/cm^2 à l'âge de 9 ans, sa densité est de 2,40, ce qui correspond à une quantité d'eau de 170 l/m^3, sa compacité et son étanchéité sont excellentes. Malgré ces facteurs qui paraissent favorables à première vue, ce béton est très sensible au gel. Par contre la gunite du barrage de Robertville, d'une densité de 2,28 seulement (eau de gâchage 260 l/m^3) et d'une résistance à la compression de 350 kg/cm^2, a parfaitement supporté les essais de gélivité. Il en a été de même pour un mortier cellulaire n'ayant qu'une résistance à la compression de 100 kg/cm^2 et une densité de 2,00. On sait d'ailleurs que les briques et les tuiles, bien que toujours très poreuses et de faible densité, peuvent supporter, le plus souvent, les actions répétées du gel et du dégel.

Ces constatations paraissant contradictoires à première vue, on doit se demander si, connaissant les conditions d'exécution d'un béton, il est possible d'indiquer à l'avance si celui-ci sera gélif ou non. Avant de répondre à cette question, il est nécessaire d'examiner au préalable comment il convient d'exécuter les essais de laboratoire pour déterminer le degré de résistance d'un béton au gel.

MÉTHODES D'EXÉCUTION DES ESSAIS DE GÉLIVITÉ

La méthode usuelle consiste à exposer les échantillons de béton, saturés d'eau, à des alternances (en général 25) de gel et de dégel, puis de rapporter le poids des matériaux désagrégés à l'unité de surface des échantillons. On compare aussi la résistance à la compression des éprouvettes ayant subi l'essai de gélivité à celle d'éprouvettes témoins.

Cette méthode est peu précise et insuffisante. Un béton peut être déjà gravement endommagé par le gel et n'accuser pourtant qu'une chute de résistance à la compression insignifiante, sans la moindre

désagrégation apparente. Pour mettre en évidence l'altération subie, il faut recourir à l'essai de rupture par flexion ou, mieux encore, à la détermination du module d'élasticité.

Le premier effet du gel est de provoquer une fissuration interne générale qui se traduit par une chute de la résistance à la flexion et du module d'élasticité, en même temps que les déformations permanentes sous l'action des charges augmentent considérablement. La détermination du module d'élasticité est particulièrement intéressante, parce qu'elle permet de suivre le progrès des altérations après 5, 10, 20, etc. sollicitations au gel.

Les essais exécutés par cette méthode fournissent de précieux renseignements, en ce sens que tous les bétons qui ont supporté 25 sollicitations au gel, sans chute appréciable de leur module d'élasticité, peuvent être considérés comme étant pratiquement non gélifs. La sensibilité au gel se mesure à la rapidité de la chute du module d'élasticité en fonction du nombre de sollicitations. Ces particularités sont mises en évidence par les essais suivants, effectués sur un béton, taxé à tort de peu ou pas gélif par le maître de l'ouvrage.

Module d'élasticité.—Déterminé sur un prisme de 7 x 7 x 16 cm.

	t/cm
Avant essai de gélivité	272
Après 18 sollicitations au gel	150
Après 25 sollicitations au gel	80
Après 35 sollicitations au gel	25
Après 45 sollicitations au gel	20

Après 50 sollicitations, les grains de gravier sont complètement déchaussés, le prisme de 7 x 7 x 16 cm peut se rompre et s'effriter à la main.

Résistance à la flexion.—Déterminée sur prismes de 7 x 7 x 16 cm, découpés à la scie dans un cube de 16 cm de côté.

	kg/cm²
Prisme témoin non soumis au gel	80
Prisme rompu après 25 sollicitations au gel	48
Prisme rompu après 50 sollicitations au gel	6

Résistance à la compression.—Déterminée sur les coupons des prismes, après essais à la flexion.

	kg/cm²
Coupons de prismes témoins, non soumis au gel	400–486
Coupons de prismes après 25 sollicitations au gel	310
Coupons de prismes après 50 sollicitations au gel	150

Ainsi, tandis que la résistance à la compression après 25 et même 50 gels laisse supposer que le béton possède encore une résistance très notable, les essais à la flexion et surtout les déterminations successives du module d'élasticité sur un même prisme montrent que, après 18 sollicitations déjà, le béton avait subi de profondes altérations.

CAUSES DE LA GÉLIVITÉ D'UN BÉTON

Les nombreux essais systématiques de gélivité, effectués au laboratoire d'essai des matériaux de l'Ecole d'Ingénieurs de Lausanne, nous ont permis de faire les observations suivantes:

(*a*) Contrairement à ce qui est généralement admis, la gélivité d'un matériau (béton, terre cuite, etc.) ne dépend que dans une faible

mesure de sa porosité (capacité d'absorption d'eau) si celle-ci est constituée par des vides, plus ou moins grands, également répartis et de forme sensiblement sphérique.

(*b*) Pour qu'un matériau soit gélif, il faut que sa structure soit feuilletée, c'est-à-dire qu'il existe ou puisse se former à son intérieur des vides lamellaires qui, remplis d'eau, constitueront des lentilles très minces par rapport à leur étendue.

Les tuiles ne sont gélives que si, par suite d'un rebattage insuffisant, leur structure est feuilletée. De même un béton n'est gélif que s'il est fissuré par suite du retrait et des variations de température ou si sa structure est feuilletée du fait de l'arrêt, par les gros graviers, de la remontée de l'excès d'eau de gâchage (formation d'une couche de laitance à la face inférieure de chaque grain de gravier).

(*c*) Les dégradations des bétons commencent toujours par le déchaussement de gros grains de gravier. Ceux-ci provoquent la fissuration microscopique du béton en s'opposant au retrait de la pâte liante et aux remontées de l'excès d'eau de gâchage. On augmente la sensibilité au gel d'un mortier en l'additionnant de gros gravier, le rapport ciment — eau n'étant pas modifié.

(*d*) La sensibilité au gel dépend essentiellement, outre du dosage de ciment, du degré de fluidité du mortier constituant la pâte liante du béton et de sa teneur en poudre de pierre (grains plus petits que 0,1 mm), mais non de la quantité d'eau de gâchage rapportée au poids total des matières sèches ou au m^3 de béton. Un béton 0–100 mm gâché avec 150 l d'eau peut être beaucoup plus gélif qu'un mortier de 0–4 mm gâché avec 230 l d'eau, les rapports C/E étant les mêmes.

(*e*) Un ciment sera d'autant plus sensible au gel que sa teneur en chaux libre sera plus élevée.

La présence de gros graviers dans le ballast, si elle permet d'obtenir des bétons à résistance mécanique élevée avec un dosage modéré de ciment, favorise l'action du gel. Ces gros graviers, s'opposant au libre jeu du retrait du mortier et ayant souvent un coefficient de dilatation et un module d'élasticité fort différents de ceux de la pâte liante (mortier), créent ainsi des tensions intérieures qui provoquent la fissuration microscopique du béton. En outre, ainsi que l'ont signalé Graf et Walz (Science et Industrie n° 14 1934), les graviers s'opposent à la remontée de l'excès d'eau de gâchage qui s'accumule à leur face inférieure, y créant une zone de moindre résistance et parfois des vides lamellaires observables à l'oeil nu, particulièrement dangereux au point de vue gélivité.

Si les pores de forme sensiblement sphérique sont peu dangereux, parce qu'ils seront rarement complètement remplis d'eau au moment où intervient le gel et que les tensions intérieures tendent à s'annuler l'une l'autre, il en est tout autrement pour les vides lamellaires. Même si la majeure partie de l'eau de mouillage a pu s'écouler avant le gel, certaines zones feuilletées resteront néanmoins remplies d'eau et l'effet expansif de la glace pourra exercer son plein effet, les tensions intérieures ne pouvant s'annuler réciproquement.

CONDITIONS D'EXÉCUTION D'UN BÉTON NON GÉLIF

Tenant compte des constatations faites ci-dessus sous lettres *a* à *e*, nous avons vérifié expérimentalement qu'il est possible de réaliser un

béton pratiquement non gélif à condition d'observer les règles suivantes:

1. Choix d'un ciment contenant peu ou pas de chaux libre (par exemple ciment de haut fourneau). Un tel ciment est en outre peu sensible aux eaux agressives.

2. Dosage suffisant de ciment pour obtenir un béton à résistance élevée sans retrait excessif (dosage voisin de 300 kg/m^3).

3. Choix d'un ballast bien gradué permettant d'obtenir, sans excès d'eau, un béton très maniable. Le ballast ne doit pas contenir de grains d'un diamètre plus petit que 0,1 mm, ni contenir de graviers plus gros que 30 mm. Le ballast roulé doit être préféré au ballast concassé.

4. Béton à la consistance pâteuse, permettant une mise en oeuvre relativement aisée, sans qu'il y ait à craindre de notables remontées d'eau (laitance à la surface du béton).

5. Grand soin apporté à la mise en oeuvre, de façon à réaliser un béton compact et étanche. Celle-ci pourra être facilitée par l'emploi de pervibrateurs à aiguille ou de vibroplats; toutefois ces appareils ne permettant pas le contrôle visuel du serrage du béton en profondeur, il sera prudent de régaler le béton en couches dont l'épaisseur ne dépasse pas 20 à 30 cm. On obtiendra des résultats sensiblement aussi favorables en travaillant le béton à la pelle au fur et à mesure de sa mise en place. Ce qui est essentiel c'est que le béton soit rendu compact, bien qu'étant à la consistance pâteuse et non fluide. Il ne suffit pas de baptiser "plastique" un béton coulé pour le rendre insensible au gel; le tassement à l'essai au slump d'Abrams ne doit pas dépasser 5 cm. Il est possible d'améliorer la maniabilité d'un béton, tout en réduisant quelque peu la quantité d'eau de gâchage, par l'addition au ciment de certains produits, par exemple du plastiment.

Pour obvier à des défauts locaux d'exécution, qui sont difficiles à éviter complètement, il sera prudent de revêtir le parement amont d'un enduit en gunite armée, ceci d'autant plus que l'action du gel est particulièrement intense dans le voisinage immédiat des parements où le béton peut être soumis à plusieurs sollicitations au gel dans le courant d'un même hiver et où les variations d'humidité et de température tendent à créer une fissuration superficielle.

L'épaisseur du revêtement en béton non gélif dépend des conditions climatiques locales, de la nécessité d'assurer une bonne liaison du béton du pavement avec celui du noyau central et une organisation rationnelle du bétonnage. Tandis qu'en plaine, où le gel pénètre rarement au-delà d'une profondeur de 50 cm, l'épaisseur minimum du béton non gélif pourra être réduite à 80 cm, celle-ci devra être portée à 1,5 et même à 2,0 m en haute montagne.

Pendant l'hiver 1932–33, la température du béton du barrage de Spitallamm (Grimsel), à l'altitude de 1.900 m, est descendue au-dessous de zéro jusqu'à plus de 2 m de profondeur au parement aval et sur toute l'épaisseur du barrage jusqu'à 15 m en dessous du couronnement. Pour résister au gel, comme pour faciliter le bétonnage, les parties supérieures, sur 12 à 15 m de hauteur, des barrages de *Schräh* et de Spitallamm ont été exécutées sur toute leur épaisseur en béton à 300 kg.

La liaison des revêtements, à dosage renforcé, avec le massif central est assurée, soit en exécutant le béton en gradins coffrés d'épaisseurs variables, dont la hauteur correspond à celle d'une assise journalière (Barberine, Schräh), soit en montant simultanément le masque amont et le corps du barrage par lentilles de béton à dosages différents, s'imbriquant les unes dans les autres (Dixence).

Pour que le parement à dosage renforcé travaille solidairement avec le noyau central et qu'il n'y ait pas tendance au décollement, il faut que le module d'élasticité du béton soit sensiblement constant. Cette condition est réalisée en exécutant le noyau central en béton à gros éléments, mais à faible dosage, et les parements en béton à dosage renforcé avec un ballast dont le diamètre maximum des grains ne dépasse pas 30 mm.

VI. Revêtements en Taille Artificielle

La protection des parements du barrage en arc sur la Jogne (Suisse) a été assurée, avec plein succès, par un revêtement en blocains de béton, munis, lors de leur fabrication, d'un enduit compact et étanche du côté exposé aux intempéries.

L'emploi des pierres taille artificielles pour les parements offre les avantages suivants:

La fabrication des blocains peut se faire à l'atelier avec tout le soin désirable, en damant ou en vibrant un béton à fort dosage, gâché avec un minimum d'eau et en utilisant un ballast convenablement gradué, de même nature que celui de béton du massif central du barrage.

La qualité des blocains (notamment leur résistance au gel) peut être rendue très régulière; elle est aisément contrôlable par des essais de laboratoire, ce qui n'est pas aussi facile pour le béton à dosage renforcé des parements, pour lequel il y a toujours à craindre des défauts accidentels locaux.

Les blocains, de formes géométriques bien déterminées, permettent de monter rapidement une maçonnerie très réguilière, abondamment pourvue de boutisses, éventuellement d'armatures d'ancrage, assurant une excellente liaison avec le béton du corps du barrage.

Les dimensions des blocains peuvent être choisies à volonté, en tenant compte des engins mécaniques à disposition pour leur approvisionnement et leur mise en place. S'il y a intérêt à réaliser des blocains de grandes dimensions pour réduire le nombre des joints, leur manutention devient difficile et onéreuse dès que leur poids dépasse 100 kg, de sorte qu'il paraît préférable de ne pas dépasser les dimensions de 30 x 30 x 50 cm.

Un soin tout particulier doit être apporté à l'exécution des joints de façon à réaliser une maçonnerie compacte et étanche. Le mortier, à la consistance pâteuse, sera au dosage de 350 à 400 kg au moins, non gélif, fabriqué avec un sable de rivière de 0,1 à 5 mm propre et bien gradué. Les blocains seront posés à refus sur un lit de mortier de 1 à 2 cm d'épaisseur et des mesures seront prises pour assurer le remplissage parfait des joints verticaux. Les joints du parement seront refouillés sur une profondeur de quelques cm et remplis d'un mortier gras, éventuellement à base d'asphalte, soigneusement bourré.

L'épaisseur normale d'un revêtement de pierres de taille artificielles est de 30 à 50 cm; elle ne dépassera jamais un mètre. Il faudra donc prévoir derrière le parement une zone en béton non gélif à dosage renforcé, si le gel peut pénétrer profondément à l'intérieur du barrage (barrages en haute montagne).

VII. Revêtements en Moellons de Pierres Naturelles

Le gel ayant provoqué d'importantes dégradations aux parements de nombreux barrages, beaucoup d'ingénieurs sont d'avis que n'importe quel béton ou pierres de taille artificielles risque d'être détruit à la longue s'il est exposé, humide, à des alternances de gel et de dégel. En l'absence de règles précises permettant d'obtenir sûrement un béton non gélif, ils estiment nécessaire de protéger les parements des barrages par un revêtement en moellons de pierres naturelles.

Celui-ci peut être exécuté en même temps que le bétonnage auquel il servira de coffrage (parements aval des barrages de Barberine et de Seeuferegg, parements amont et aval des barrages de Garichte et de la Dixence), ou bien il le sera quelques années après la mise en exploitation pour arrêter le progrès des dommages dûs au gel (partie supérieure parement amont du barrage de Barberine, parement aval du barrage de Schräh), ou encore il n'est prévu qu'à titre éventuel et ne sera exécuté qu'après que la nécessité s'en sera fait sentir (Spitallamm, Gelmer). La liaison sera plus intime si le revêtement est exécuté en avance sur le bétonnage et sert de coffrage à celui-ci.

L'exécution de parements en moellons est difficile et coûteuse. En effet la préparation des moellons exige une main d'oeuvre spécialisée, de même que l'exécution des maçonneries; la carrière est souvent éloignée du barrage, l'approvisionnement du chantier en moellons, matériaux de remplissage, mortier, nécessite des installations particulières, indépendantes de celles du bétonnage. Le montage des revêtements est relativement lent et risque de retarder l'exécution du bétonnage du massif central.

Parement amont.

La maçonnerie du parement amont, devant assurer l'étanchéité du barrage, doit être compacte et sans vides sur toute son épaisseur. Il faut donc que le mortier soit lui-même imperméable et non gélif (bonne granulation, dosage suffisant, bonne plasticité). Il est en outre indispensable d'assurer une bonne liaison entre le revêtement et le massif central, ceci d'autant plus que le module d'élasticité de la maçonnerie diffèrera certainement de celui du béton, d'où la nécessité d'exécuter le revêtement en gradins d'épaisseurs variables ou de le munir d'un nombre suffisant de longues boutisses ou de barres d'ancrage.

L'épaisseur du revêtement en maçonnerie ne dépassera pas 0,50 à 1,00 m pour ne pas ralentir trop fortement son montage. Le gel pouvant pénétrer à plus d'un mètre de profondeur en haute montagne, il faut prévoir derrière le revêtement une zone de 1 à 2 m de béton spécial, non gélif et étanche.

Le rejointoyage se fera avec un soin particulier, après refouillement des joints sur une profondeur de 4 à 8 cm. Il est recommandable d'utiliser un mortier asphaltique conservant une élasticité suffisante

aux basses températures (emploi d'Igas au parement amont du barrage de Barberine) ou d'exécuter les joints au canon à ciment (parement amont Dixence).

De ce qui précède, il résulte qu'un revêtement en moellons paraît peu indiqué sur le parement amont en raison des difficultés toutes particulières de son exécution et de sa liaison au corps du barrage. Il assure difficilement à lui seul une étanchéité suffisante; il doit s'appuyer, au moins en haute montagne, sur une zone de 1 à 2 m d'épaisseur en béton non gélif; il doit être entièrement exécuté en moellons assisés, à l'exclusion de toute maçonnerie de remplissage et pierres de petit échantillon qui exige une proportion élevée de mortier étanche et non gélif. Il conviendra donc de lui donner une épaisseur restreinte (30 à 60 cm), ce qui facilitera la rapidité de son montage et améliorera sa liaison avec le béton non gélif sur lequel il s'appuie (longues boutisses ou armatures d'ancrage).

Du moment qu'il ne paraît guère possible de renoncer à la recherche d'un béton non gélif pour réaliser une zone de protection d'une épaisseur suffisante, il est plus rationnel et plus économique d'exécuter le parement amont en pierres de taille artificielles s'appuyant sur du béton non gélif ou encore de pousser ce béton de qualité jusqu'au voisinage du parement, le revêtement étant constitué par un enduit en gunite armée.

Parement aval.

Les conditions d'exécution sont bien plus favorables pour le parement aval. En effet, non seulement il n'est pas nécessaire que celui-ci soit étanche, mais il est même avantageux que l'eau qui a traversé le barrage puisse s'écouler librement sans être génée par un masque aval. Du fait de l'inclinaison du parement, la stabilité du revêtement est assurée sans qu'il faille envisager des mesures spéciales pour réaliser sa liaison avec le béton du corps du barrage auquel il sert de coffrage. Sous le revêtement en moellons assisés d'une épaisseur de 20 à 40 cm, il n'y a aucun inconvénient à exécuter une maçonnerie de remplissage économique en pierres de petit échantillon, hourdée avec un mortier grossier, perméable mais non gélif, au dosage d'environ 300 kg de ciment au m^3.

Un revêtement relativement mince en moellons de pierres naturelles, s'appuyant sur une maçonnerie de remplissage perméable de 1,0 à 1,5 m d'épaisseur, paraît être la protection la plus efficace du parement aval d'un barrage gravité en haute montagne. S'il s'agit d'un barrage voûté, à parement aval presque vertical, il sera préférable de recourir à un revêtement de pierres de taille artificielles étroitement lié au béton de qualité du centre de l'ouvrage.

Quel que soit le mode de protection des parements d'un barrage en béton, la véritable sécurité sera toujours fournie par l'éxecution d'une zone d'épaisseur suffisante en béton compact imperméable et non gélif, qui offrira en même temps le maximum de résistance à l'action des eaux agressives. Le noeud du problème de la protection des parements des barrages consiste à donner aux constructeurs des directives précises leur permettant de réaliser à coup sûr, économiquement, un béton non gélif. C'est dans cette voie que les recherches doivent être orientées.

Pour les barrages entiérement en maçonnerie, il faut également que le mortier soit non gélif. L'étanchéité sera assurée soit par le rejointoyage très soigné du parement amont en moellons appareillés, soit par enduit en gunite armée solidement ancré aux maçonneries.

RESUME

Les parements des barrages doivent être protégés par des revêtements spéciaux.

Un enduit asphaltique n'a qu'une durée limitée s'il est exposé aux chocs. Il doit être insensible aux variations de température et ne pas être altéré par l'eau.

Les enduits en mortier exécutés à la main se détachent souvent en larges plaques et ne sont pas à recommander. La gunite armée donne des résultats beaucoup plus satisfaisants, mais ne peut cependant protéger un béton déjà attaqué par le gel.

Un rideau étanche, constitué par des tôles métalliques soudées entre elles, et protégé par un fort revêtement en béton non gélif ou en maçonnerie, est d'une exécution délicate et fort coûteuse. Il faut lui préférer un enduit asphaltique de 5 à 20 mm d'épaisseur (bandes de jute imprégnées d'asphalte) appliqué directement sur le béton et protégé par un enduit en gunite armée, solidement ancré au massif central.

Un revêtement en béton imperméable à dosage renforcé doit être non gélif et résister à l'action agressive de l'eau. Les expériences de laboratoire faites à Lausanne permettent de donner des directives pour la fabrication d'un tel béton qu'il convient toutefois de protéger par un enduit en gunite armée.

La protection du parement amont peut aussi être assurée par un revêtement relativement mince en pierres de taille artificielles s'appuyant sur une zone suffisamment épaisse de béton spécial non gélif. Un parement en maçonnerie de pierres naturelles n'est pas avantageux du côté amont; il pourra, par contre, être indiqué pour le parement aval qui n'a pas besoin d'être parfaitement imperméable et peut être constitué en grande partie par une maçonnerie en pierres de petit échantillon.

L'étanchéité d'un barrage en maçonnerie sera assuré par un rejointoyage soigné ou par un enduit en gunite armée.

SUMMARY

The faces of dams should be protected by special facings.

An asphalt or bituminous coating if exposed to shock lasts but a short time. It should be able to withstand variations of temperature and the chemical action of water.

Cement mortar coatings laid by hand often break off in large flakes and therefore are not to be recommended. Reinforced mortar-cement coatings applied by cement gun are much more satisfactory, but are no protection against a concrete face previously damaged by frost.

A watertight apron consisting of rustless steel plates welded together and protected by a thick facing of frost-resisting concrete or masonry is difficult to put in place and very costly. A bituminous coating 5 to 20 mm thick (such as a jute fabric impregnated with

asphalt) is much more preferable, when it is applied directly on the concrete face and then protected by a cement-mortar concrete applied by cement gun over a steel reinforcement solidly clamped to the body of the dam.

A facing of waterproof concrete of high cement content should be frost resisting and able to withstand the aggressive chemical action of water. Laboratory tests conducted at Lausanne (Switzerland) make it possible to give satisfactory directions for the making of such concrete, which should be protected, however, by a cement coating applied by cement gun over a reinforcement, such as an expanded metal lath.

The upstream face may also be protected by a relatively thin layer of artificial stone blocks laid over a sufficiently thick layer of special frost-resisting concrete. A facing of natural stone masonry is not advantageous on the upstream face, but on the contrary such a facing is advisable on the downstream face, which does not need to be waterproof and which may be built of small-size stones.

The watertightness of a masonry dam should be provided by means of the painstaking refilling of the joints of the rubbles or by means of a reinforced cement-mortar coating applied by cement gun.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Oberfläche der Talsperren muss durch besondere Verkleidungen geschützt werden.

Ein Asphaltanstrich, der Stössen ausgesetzt ist, ist nur von beschränkter Dauerhaftigkeit. Er muss aber auf alle Fälle gegen Temperaturschwankungen unempfindlich sein und vom Wasser nicht verändert werden können.

Von Hand aufgebrachter Mörtelverputz löst sich oft in grossen Platten los und ist daher nicht empfehlenswert. Armierter Gunit zeitigt viel befriedigendere Resultate, kann jedoch einen nicht frostbeständigen Beton nicht schützen.

Eine wasserdichte Wand aus geschweisstem Metallblech, die durch eine starke Verkleidung von ungefrierbarem Beton oder von Mauerwerk geschützt wird, ist nicht leicht auszuführen und sehr kostspielig. In diesem Falle ist ein Asphaltanstrich mit asphalt-gesättigten Jutebändern von 5 bis 20 mm Stärke vorzuziehen, die direkt auf dem Beton aufliegen, von einem armierten Gunitverputz geschützt sind und auf solide Weise im Zentralmassiv verankert sind.

Eine wasserdichte Betonverkleidung von reichem Zementgehalt muss ungefrierbar sein und dem Angriff des Wassers standhalten können. Die Erfahrungen im Lausanner Laboratorium befähigen uns, Anleitungen zur Herstellung eines solchen Betons, der aber durch einen armierten Gunitverputz geschützt werden sollte, zu geben.

Der Schutz der Wasserseite der Sperre kann auch durch eine relativ dünne Verkleidung von Kunststeinen erzielt werden, sofern diese auf einer genügend dicken Schicht von nicht gefrierbarem Beton aufliegt. Eine Oberfläche aus Natursteinmauerwerk ist wasserseitig nicht vorteilhaft, anderseits wäre eine solche auf der Luftseite anwendbar, da diese letztere nicht völlig undurchlässig zu

sein braucht und zum grössten Teil aus Bruchsteinmauerwerk bestehen kann.

Die Undurchlässigkeit einer Mauerwerktalsperre kann mittels sorgfältigem Ausfugen oder durch einen armierten Gunitverputz erreicht werden.

RESUMEN

Los paramentos de las presas deben protegerse con revestimientos especiales.

Una capa de asfalto dura poco si está expuesta a los choques. Debe ser insensible a las variaciones de temperatura y a la acción del agua.

Las capas de mortero, hechas a mano, se desprenden a menudo en grandes placas, y no son recomendables. Los enlucidos de "gunita" armada dan resultados mucho más satisfactorios, pero no pueden, sin embargo, proteger el hormigón ya atacado por el hielo.

Una pantalla impermeable, de chapas metálicas soldadas entre sí, y protegida por un grueso revestimiento de mampostería o de hormigón que no se agriete, es difícil de ejecutar y muy costosa. Es preferible un revestimiento de asfalto de 5 a 20 mm. de espesor (tiras de yute impregnadas de asfalto) aplicado directamente al hormigón y protegido por un enlucido de "gunita" armada, bien anclado al cuerpo de la presa.

Un revestimiento de hormigón impermeable con una buena dosis de cemento debe poder resistir los hielos y la acción agresiva del agua. Los ensayos de laboratorio hechos en Lausana (Suiza) permiten hacer indicaciones para fabricar ese hormigón que, sin embargo, debe protegerse con un enlucido de "gunita" armada.

El paramento de aguas arriba también puede protegerse por medio de un revestimiento delgado de piedras artificiales colocadas sobre una capa gruesa de cemento especial que resista el hielo. Un paramento de mampostería de piedras naturales no es conveniente en el lado de aguas arriba, pero, en cambio un revestimiento de esa clase sería apropiado para el paramento de aguas abajo, que no necesita ser perfectamente impermeable y puede construirse en gran parte con piedras de tamaño pequeño.

La impermeabilidad de una presa de mampostería puede conseguirse rellenando cuidadosamente las junturas de las piedras, o por medio de un enlucido de "gunita" armada.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

RESISTANCE TO CRACKING OF SURFACE LAYER OF CONCRETE GRAVITY DAMS*

Prof. G. A. NIELAENDER
State Institute of Building Research, Moscow
U. S. S. R.

Surface cracks formed in the course of construction and during the service of dams are the primary paths of seepage through the concrete. The reason for their formation must be sought in the internal stresses which unavoidably develop in concrete blocks, but, which owing to insufficiency of the present state of knowledge, are not taken into account in the designing of the structure.

Investigations which are being carried out on an exceptionally large scale on the Dnieprostroi Dam by the State Institute of Building Research (Moscow), under the direction of the writer, make it possible for the first time to throw light on the problem of the state of stress both in individual blocks and in the whole cross section of a large gravity dam.[1]

The present report deals with the experimental and theoretical results obtained, bearing on the study of conditions of the formation of surface cracks in concrete blocks.

* *Résistance à la fissuration de la couche superficielle des barrages-poids en béton.*
Der Widerstand der Betonoberfläche von massiven Staumauern gegen Rissbildung.
Resistencia a la fisuración de la capa superficial de las presas-gravedad de hormigón.

[1] *For a description of the testing procedure on the Dnieprostroi Dam, see Prof. G. A. Nielaender "An Investigation of Strains and of Temperatures in the Concrete of the Dnieprostroi Dam", Moscow, 1933; also I Congrès des Grands Barrages, Report N 44, vol. 2, p. 351.*

I. Experimental Study of Surface Resistance to Cracking of Green Concrete

Methods of Testing and of Analysis of Results

(*a*) *Testing Procedure.*

When a specimen stored in water at a certain temperature is quickly taken out and placed in a water bath at a different temperature, there are set up, due to slow propagation of heat in concrete, internal stresses in the specimen, which stresses will again disappear after a uniform distribution of temperature over the cross section of the specimen has been established. Thus, for instance, if a 20- by 20- by 35-cm prism immersed in a water bath at a temperature +20° C. be removed to a bath at +38° C., the temperature of the outer layers will gradually rise, while that of the core will remain unchanged during a considerable time (fig. 1). Since the expansion of the outer layers will be hindered by the core, there will be set up in the specimen internal stresses. A teletensometer embedded in the specimen along its axis (fig. 1) will register a gradual development of tensile strains, which in fig. 1 are seen to attain a magnitude max $\epsilon_+ = 6.10^{-5}$. With a modulus of elasticity of concrete $E_c = 200.000$ kg/cm^2 there corresponds to this strain a tensile stress

$$n - E \cdot \epsilon = 200000.\ 6.10^{-5} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

Later on, as the temperature of the interior of the specimen increases, tensile stresses in the interior of the specimen decrease. After about 2½ hours from the beginning of the test the temperature becomes uniform and the internal stresses vanish.[2]

A removal of the specimen from the warm bath back to the cold one causes again a sharp nonuniformity of temperature distribution and, consequently, a setting up of internal stresses, only of a sign opposite to that of the previous case (fig. 1). The contraction of the outer layers is hindered by the core, which maintains a higher temperature. Hence there are set up compressive stresses in the core and tensile stresses in the outer layers.

From the above example it is seen that by making tests as outlined above there may be set up in concrete specimens internal stresses, i. e., there may be reproduced on a small scale in the laboratory the phenomena caused by nonuniform temperature distribution and by variations of moisture in large blocks.

Of course, the speed of the processes will be different in a large block and in a laboratory specimen, which, from considerations of convenience of handling, must be of small dimensions. Thus, observations on the Dnieprostroi Dam have shown that in 4- by 6.5- by 12-m concrete blocks the rise of temperature, due to setting and hardening, attains in the center a maximum 2 to 3 days after the placing of the concrete. Nonuniform shrinkage phenomena, due to a loss of moisture by the external and internal portions of the block, require still longer periods of time.

[2] *A lack of coincidence of the test curve of fig. 1 with the axis $\epsilon = o$ at the period indicated is due to the rise of temperature through the entire thickness of the specimen; the gage, in which no temperature compensation was provided, registered, consequently, the elongation of the core due to heating.*

In the laboratory tests, carried out as outlined above, the maximum values of the internal stresses are observed after the lapse of from 15 to 20 minutes from the beginning of the test.

Insofar as in the case under consideration we are dealing with internal stresses occurring as the result of interaction of external and internal

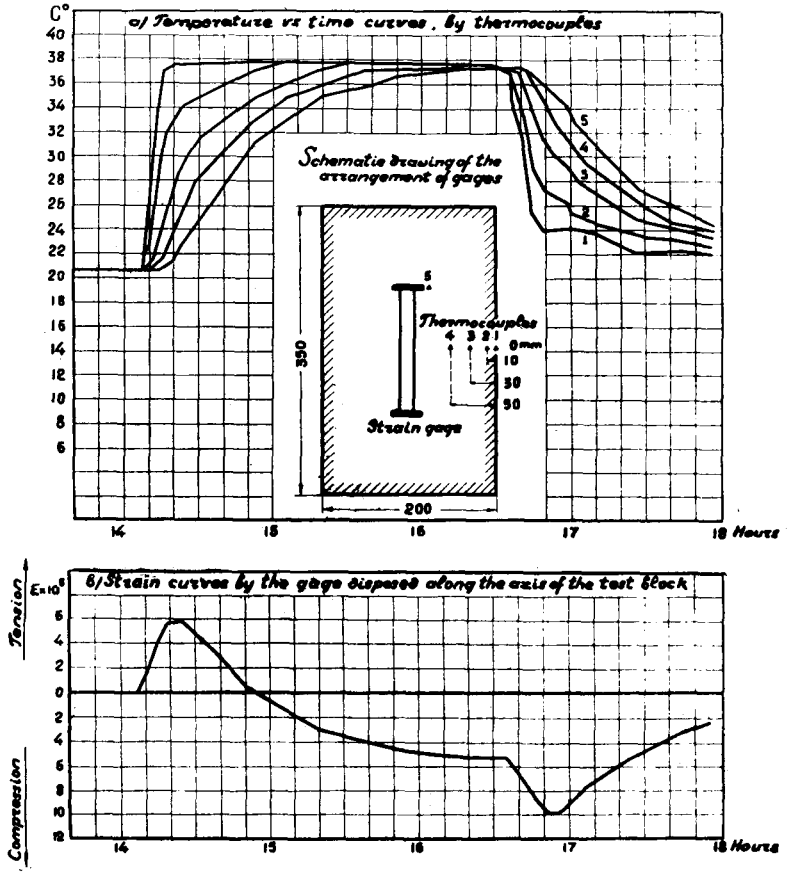


FIGURE 1.—**Variation in temperature and stresses in a 200- by 200- by 350-mm prism due to alternate immersion in a warm and a cold bath.**—Variation des températures et des efforts pour un prisme de 200 x 200 x 350 mm causés par l'immersion alternée dans des bains chaud et froid. — Temperaturveränderung und Spannungsveränderung in einem Prisma mit Ausmassen von 200 x 200 x 350 mm als Folge von abwechselndem Eintauchen in ein warmes und kaltes Bad. — Variación de la temperatura y de los esfuerzos en un prisma de 200 x 200 x 350 mm causada por la inmersión alternada en un baño caliente y en otro frío.

portions of a solid, plastic strains of concrete must, evidently, play an important part. These strains, which are especially intense in green concrete, literally determine the magnitude of the internal stresses. Now, the deciding factor in the development of plastic strains is the time during which such strains may increase. Hence, in determining the surface resistance to the cracking of concrete R'_{+} on a laboratory

test specimen, in which the internal stresses reach a maximum after a short interval of time, the values of R'_+ obtained will be less than those actually obtaining in a large block, where the same phenomena develop gradually, during the course of several days or even weeks, so that plastic strains may attain much larger magnitudes.

Surface resistance of concrete depends to a considerable degree on the character of the state of stress. In dams or even in individual blocks, the dimensions of which are usually large in all directions, the state of stress produced on the setting up of internal stresses is complex. In the carrying out of a laboratory investigation it is desirable to deal with a specimen of small dimensions, of a simple symmetrical form, with a simple state of stress enabling a clear theoretical analysis of the results obtained.

The above requirements are met by a specimen in the shape of a flat cylindrical disk, covered on the butt ends by a heat insulating material. Given a perfect insulation, wholly preventing a transmission of heat through the butt ends, the temperature variations of the surrounding medium will be transmitted to the specimen only through the sides. Then, evidently, the isothermal surfaces of the specimen will be cylindrical surfaces concentric to the sides of the specimen. Hence the state of stress in the specimen will closely approach that of the two-dimensional problem.

According to the testing procedure outlined, the specimens are all the time immersed in water. Hence the influence of the capillary tensions on the surface and of the shrinkage stresses due to nonuniform moisture distribution in the external and internal portions of the specimen, which obtains during the hardening of concrete blocks in air, is excluded. The only factor producing internal stresses remains the variation in the temperature of water in which the specimen is immersed. Since the temperature of the water can be quickly and easily changed in the desired range, and can be measured at any moment to the degree of accuracy desired, the method of testing described ensures maximum clearness and reliability of results.

(b) Outline of Analysis of Results.

The solution in polar coordinates of the two-dimensional problem of temperature stresses in a disk for a symmetrical temperature distribution gives: [3]

$$\sigma_z=\frac{1-\nu}{1-2\nu}\alpha E\left(\frac{1}{b^2}\int_0^b Trdr-\frac{1}{r^2}\int_0^r Trdr\right) \tag{1}$$

$$\sigma_\theta=\frac{1-\nu}{1-2\nu}\alpha E\left(-T+\frac{1}{b^2}\int_0^b Trdr+\frac{1}{r^2}\int_0^r Trdr\right) \tag{2}$$

where α=coefficient of linear expansion;
E=Young's modulus;
ν=Poisson's ratio;
T=temperature function. Since by the condition of the problem the temperature distribution in the disk is symmetrical, $T=f(r)$;
b=external radius of the disk;
r=running coordinate in the radial direction.

[3] *Prof. S. P. Timoshenko "Theory of Elasticity", London, 1934.*

The meaning of the other notations will be clear on reference to figure 2. Formulae (1) and (2) were derived on the assumption of a rise of temperature at the edge of the disk. If the temperature of the surrounding medium falls, the signs of T in formulae (1) and (2) must be reversed.

As it was seen from figure 1, the internal stresses in the test specimen obtain their maximum values when temperature changes have propagated from the surface of the specimen over a certain relatively small, depth. With their further propagation into the interior of the specimen there takes place the cooling or the heating of the core, the the temperature distribution in the specimen gradually becomes uniform, and the internal stresses decrease.

Let us apply the general solution (1) and (2) to the case of the most unfavorable temperature distribution over the cross section, when the heat flows have propagated only over the depth $b\ c$ (fig. 2).

The first integral in expressions (1) and (2) may be written in he form—

$$\frac{1}{b^2}\int_0^b Trdr=\frac{1}{2\pi b^2}\int_0^b T2\pi rdr$$

and is seen to represent one-half of the mean temperature of the disk. The second integral, $\frac{1}{r^2}\int_0^r Trdr$, evidently represents one-half of the mean temperature of the internal portion of the disk, described by radius r.

Making use of the relation obtained for the case of temperature distribution shown in figure 2, breaking up the limits of integration we shall have

$$\frac{1}{b^2}\int_0^b Trdr=\frac{1}{b^2}\int_0^c Trdr+\frac{1}{b^2}\int_c^b Trdr=\frac{1}{b^2}\int_c^b Trdr \qquad (a)$$

since

$$\frac{1}{b^2}\int_0^c Trdr=0.$$

Similarly

$$\frac{1}{r^2}\int_0^r Trdr=\frac{1}{r^2}\int_0^c Trdr+\frac{1}{r^2}\int_c^r Trdr=\frac{1}{r^2}\int_c^r Trdr \qquad (b)$$

since

$$\frac{1}{r^2}\int_0^c Trdr=0.$$

Upon inserting the values (a) and (b) of the integrals into expressions (1) and (2) we shall obtain, finally,

$$\sigma_\theta=\frac{1-\nu}{1-2\nu}\alpha E\left(-T+\frac{1}{b^2}\int_c^b Trdr+\frac{1}{r^2}\int_c^r Trdr\right) \qquad (1')$$

$$\sigma_r=\frac{1-\nu}{1-2\nu}\alpha E\left(\frac{1}{b^2}\int_c^b Trdr-\frac{1}{r^2}\int_c^r Trdr\right) \qquad (2')$$

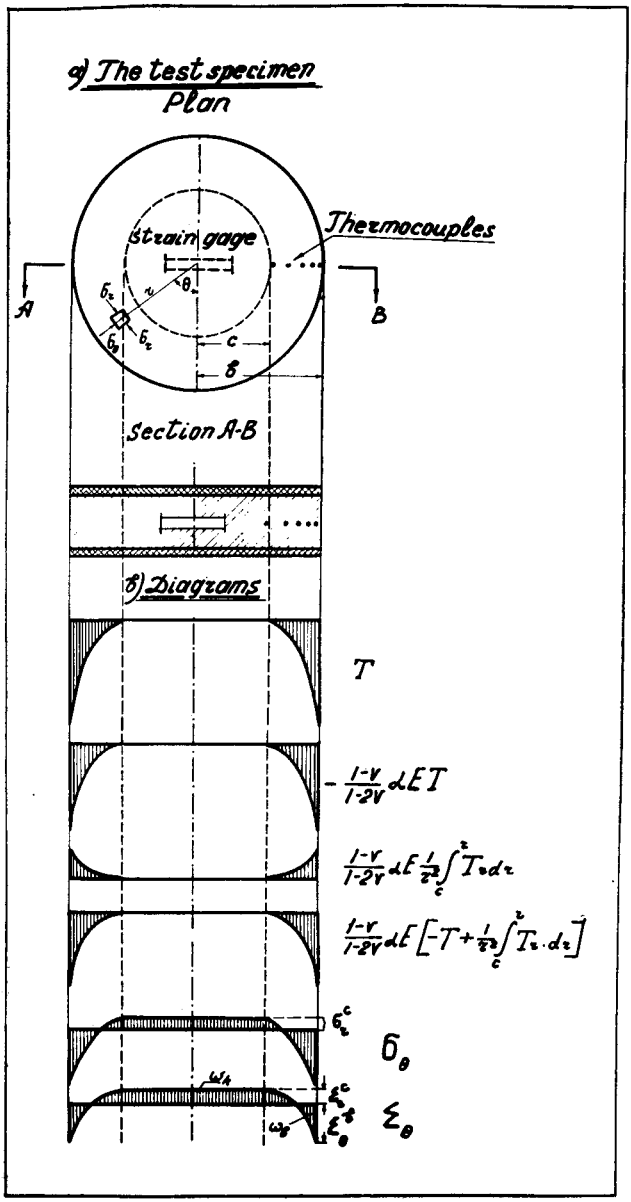


FIGURE 2.—**Theoretical distribution scheme of stresses in a test specimen.** — Répartition théorique des efforts dans une éprouvette d'essai. — Theoretisches Spannungsverteilungs-Diagramm in ein Probestück. — Distribución teórica de los esfuerzos en una muestra de ensayo.

For the region of invariable temperature $r \leqslant c$ (fig. 2) we have, evidently,

$$\frac{1}{r^2}\int_c^r Trdr=0$$

hence, upon inserting into (2′), we shall obtain

$$\sigma_r{}^c=\frac{1-\nu}{1-2\nu}\alpha E\frac{1}{b^2}\int_c^b Trdr \tag{3}$$

whence it is seen that the radial normal stress ($\sigma_r{}^c$) within the region of invariable temperature is, for a given c and a given law of temperature distribution, T, a constant, proportional to the mean temperature of the specimen.

Since for values $r < c$, from the condition of the problem

$$T_{r<c}=0$$

hence, on inserting into (1′), for the region of invariable temperature we shall have

$$\sigma_\theta{}^c=\frac{1-\nu}{1-2\nu}\alpha E\frac{1}{b^2}\int_c^b Trdr \tag{4}$$

i. e.

$$\sigma_r{}^c=\sigma_\theta{}^c$$

Thus in the region of invariable temperature of the specimen, strain (stress) measurements will yield equal results, whatever the gage length and the position of the gage.

There now remains the establishment of the relation between the stresses $\sigma^c{}_r$ in the core measured by the teletensometer and the tangential stresses σ_θ that lead to the formation of cracks upon a rapid cooling of the specimen.

Subtracting from (1′) expression (3) and transposing all terms with the exception of σ_θ, we shall obtain

$$\sigma_\theta=\frac{1-\mu}{1-2\nu}\alpha E\left[-T+\frac{1}{r^2}\int_c^r Trdr\right]+\sigma_r{}^c \tag{5}$$

A graphic interpretation of the above formula for the case of a heated specimen is given in figure 2. In the case of cooling, i. e. in the conditions of our tests T must be taken negative, and the signs of the stress diagrams in figure 2 will be reversed.

An analysis of formula (5) shows that for obtaining σ_θ for each given moment of time it is sufficient to know the magnitude of stress $\sigma_r{}^c$ in the central portion of the specimen, and the curve of temperature distribution along the radial direction. Hence, to obtain the solution of the problem proposed, in addition to teletensometers there must be embedded in concrete thermocouples disposed along the radius of the specimen, enabling the temperature distribution curve to be obtained simultaneously with the teletensometer reading.

To obtain the strains, dividing by E both sides of expression (5), we have

$$\frac{\sigma_\theta}{E}=\frac{\sigma_r{}^c}{E}+\frac{1-\nu}{1-2\nu}\alpha\left[\frac{1}{r^2}\int_c^r Trdr-T\right] \tag{c}$$

For the outer layer, $r=b$, in which the tangential strains have a maximum

$$\sigma_r{}^b=0$$

since there are no forces applied at the surface. Hence

$$\sigma_\theta{}^b=E\epsilon_\theta{}^b \text{ or } \epsilon_\theta{}^b=\frac{\sigma_\theta{}^b}{E}.$$

Since for the kernel of the specimen

$$\sigma_\theta{}^c=\sigma_r{}^c$$

hence

$$\frac{\sigma_r{}^c}{E}=\frac{\epsilon_r{}^c}{1-\nu}$$

and expression (*c*) for the maximum strain at the surface of the specimen takes the form

$$\epsilon_\theta{}^b=\frac{\epsilon_r{}^c}{1-\nu}+\frac{1-\nu}{1-2\nu}\alpha\left[\frac{1}{b^2}\int_c^b Trdr-T\right] \tag{6}$$

n which $\epsilon_r{}^c$—strain measured by the teletensometer in the kernel of the specimen.

Formula (6) shows that to obtain the maximum strain $\epsilon_\theta{}^b$ in the extreme fiber of the specimen there must be determined by experiment the values of α and ν, the strain of $\epsilon_r{}^c$ in the core, and the temperature distribution curve.

Practical application of formulae (5) and (6) presents a difficulty, since the value of E for green concrete is very unstable and different for compression and for tension. Hence, in working out the results there was used a method outlined in the following:

As it is seen from figure 2, the diagram of tangential stresses σ_θ or strains ϵ_θ consists of two areas, having opposite signs. We shall denote by ω_k the area in the strain diagram corresponding to the core of the specimen, and by ω_b the area corresponding to the edge.

When the sides of the specimen are cooled, the stresses over the area ω_k will be negative (compression), and over the area ω_b—positive (tension). From conditions of equilibrium we have, evidently, at any given moment

$$E_c\omega_k=E_t\omega_b \tag{7}$$

where E_c and E_t are respectively the mean values of Young's modulus for the zones of compression and of tension. Hence, for areas ω_k and ω_b, determined graphically according to figure 2, we shall have the relation

$$\omega_k=\omega_b\frac{E_t}{E_c} \tag{7'}$$

From (7′) it is seen that up to the moment of crack formation an increase in ω_b must lead to a simultaneous increase in ω_k. The increase in ω_k cannot be checked even by an intense development of plastic strains in the extreme outer layers of the specimen, since with the propagation of the temperature change in the interior of the specimen new portions will come into play, hence the value of $\omega_b E_t$ will

increase. The third variable, E_c, in the expression (7′) also cannot reduce the total product, since with increasing stress there can be expected only a reduction of E_c, hence an increase of the right-hand side of (7′). A check in the increase, or a fall of ω_k, can be brought about only by the formation of a crack, which will disturb the established stress distribution in the tension and the compression zones of the specimen. This change in the trend of increase in ω_k must be sufficiently sharply defined, since, owing to the formation of crack, there come out of action the outer, intensely stressed, layers.

Thus, the idea of the objective method of determining the moment of crack formation, underlying the present investigation, is that the core of the specimen, with the strain gage embedded within, represents a dynamometer enabling a checking of the relative variation in the effort in the tension zone, and a marking of the effect of crack formation by the stopping or by the reduction in the increase of the magnitude of this effort.

2. PRELIMINARY TESTS

To provide a control of, and to experimentally check, the method of determination of the surface resistance to cracking of green concrete, outlined in (1) there was undertaken a series of preliminary tests.

(*a*) *Effect of the Shape of the Test Specimen.*

To establish the influence on the state of stress of the height — diameter ratio, $\frac{h}{d}$, parallel tests were carried out on two specimens:

Specimen N 1: A high cylinder having the ratio $\frac{h}{d}=3$. Height of specimen $h=75$ cm, diameter $d=25$ cm.

Specimen N 2: A low cylinder with the ratio $\frac{h}{d}=\frac{2}{3}$. Height of specimen $h=30$ cm, diameter $d=45$ cm.

In the middle of each specimen there were embedded two strain gages, which measured the strains in concrete along the axis of the cylinder and in the plane normal to the axis. In addition to the strain gages, at mid-height of the specimen there were disposed thermo-couples at various distances from the surface. The results of measurements of the effect of heating produced by the shifting of specimens from a cold to a warm bath are presented in figures 3 and 4.

From a consideration of the strain curves obtained from teletensometer readings during the first half hour of the test, till the beginning of the temperature rise in the inner portion of the specimen, there follows that in the case of the high specimen with $\frac{h}{d}=3$, the core of the specimen is in three-dimensional tension (fig. 3). In the case of the low cylinder $\frac{h}{d}=\frac{2}{3}$ the effect of stresses producing in the core a tension along the axis is completely eliminated by the lateral contraction, due to tensile stresses across the axis of the specimen (fig. 4).

The results of the cooling tests were similar to the above, only the signs of strains were reversed. The degree of influence of the stresses acting along the axis of the cylinder may be judged by comparing the strains in the core, measured by two strain gages placed at right angles to each other. In the case of the low cylinder the value of the ratio of these strains was equal to 0.16. From special tests carried out by

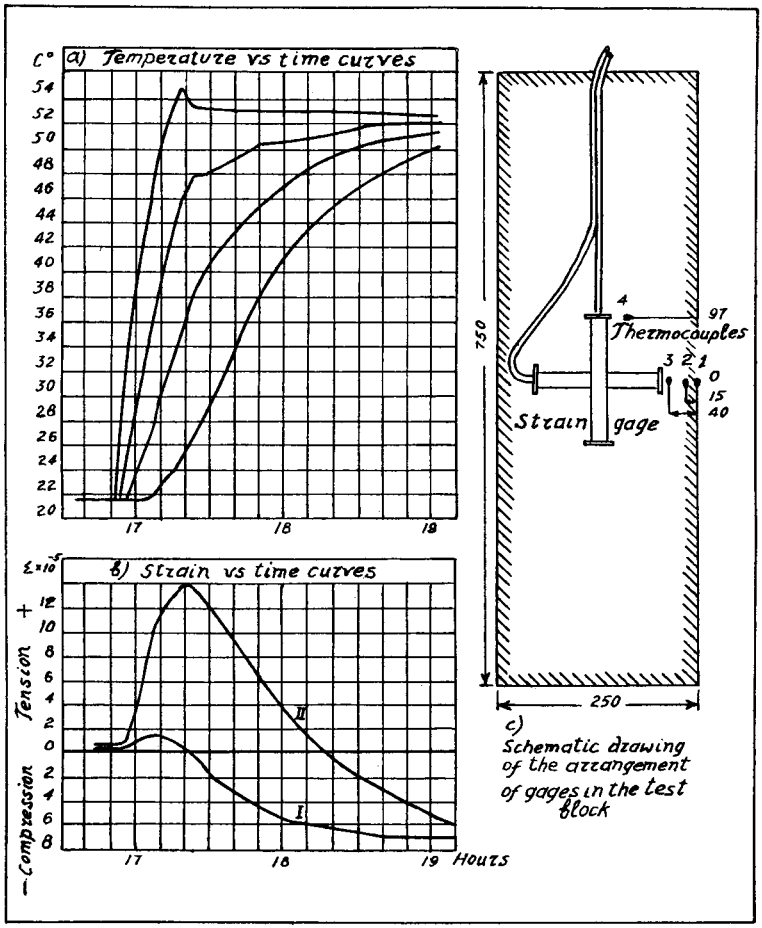


FIGURE 3.—**Stress in the core of a high cylinder: $d=250$ mm, $h=750$ mm.** — Efforts au noyau d'un cylindre élongué: $d=250$ mm, $h=750$ mm. — Spannungen in dem Kern eines hohen Zylinders: $d=250$ mm, $h=750$ mm. — Esfuerzos en el núcleo de un cilindro alargado: d (diámetro) $=250$ mm, h (altura) $=750$ mm.

the Institute of Building Research in the mechanical laboratory of the Dnieprostroi, with concretes of identical composition, the value of Poisson's ratio was found to be $v=0.14$. A comparison of the two values shows that with the height-diameter ratio $\frac{h}{d}=\frac{2}{3}$ the effect of strains along the axis of the cylinder is negligible and the state of strain

in the specimen closely approaches that of the two-dimensional problem.

Thus, from the point of view of maintaining the two-dimensional state of stress, there is sufficient freedom in the selection of the dimensions of the height and diameter of the specimen, and there is left the possibility of satisfying a number of other requirements, depending on the size of the aggregates used and on the corresponding gage length of the teletensometer, as well as on considerations of the convenience of testing.

In the carrying out of the main series of tests the specimens used

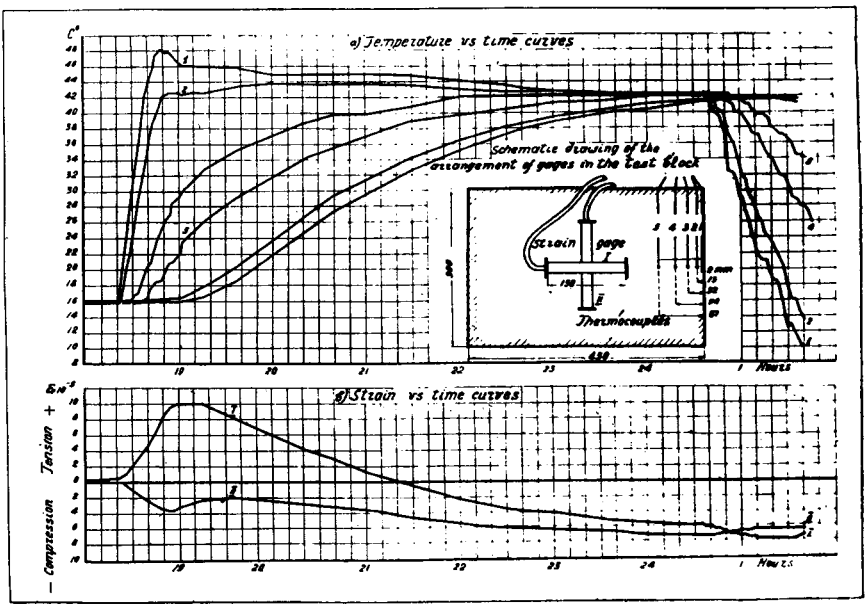


FIGURE 4.—**Stress in the core of a low cylinder: $d=450$ mm, $h=300$ mm.** — Efforts au noyau d'un cylindre court: $d=450$ mm, $h=300$ mm. — Spannungen in dem Kern eines niedrigen Zylinders: $d=450$ mm, $h=300$ mm. — Esfuerzos en el núcleo de un cilindro corto: d (diámetro) $=450$ mm, h (altura) $=300$ mm.

were cylinders having the height $h=150$ mm and diameter $d=450$ mm, i. e., the height-diameter ratio $\frac{h}{d}=\frac{1}{3}$.

(*b*) *The Sensitivity of the Objective Method of Determination of the Moment of Cracking.*

In figure 5 are presented the results of a representative test. As is seen from the core strain curves, ϵ^c_r, obtained by teletensometer measurements (fig. 5b), the formation of a crack produces a scarcely perceptible check in the increase of ϵ^c_r. On the other hand, on the ω_k and ω_b curves (fig. 5c, e) the moment of crack formation is defined very sharply.

The tests showed that in the majority of cases the cracks in concrete develop gradually, hence cannot be detected directly from the readings of a teletensometer embedded in the central portion of the specimen.

With some of the specimens, it is true, there were observed cases of sharp cracking, clearly defined on the core strain curve. An example of one such test is given in figure 6, in which the formation of

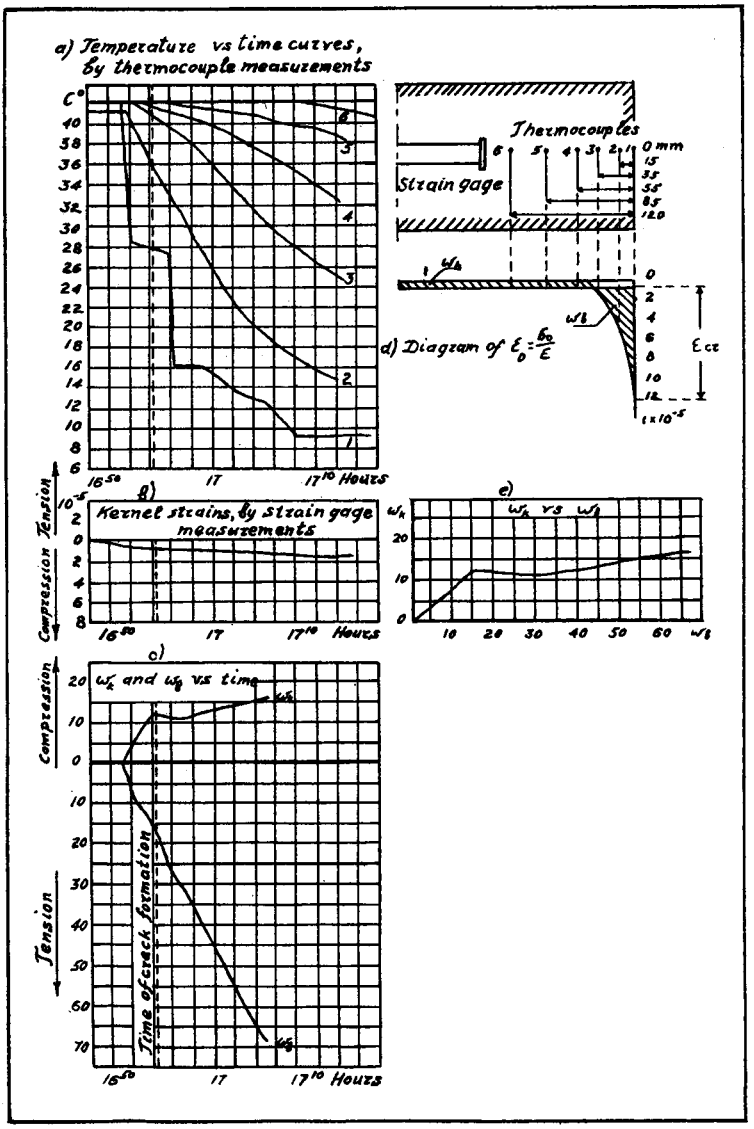


FIGURE 5.—**Results of representative test.** — Exemple des résultats d'un essai. — Typische Versuchsergebnisse. — Resultados de un ensayo típico.

a crack produces a sharp step on the ϵ^c_T-curve. It is of interest to note that in several instances there was observed the sounding of the teletensometer string, excited by the mechanical shock due to sharp crack formation.

The presence of an old crack, or of a crack easily formed, is indicated by the fact that on immersion of the test specimen into the cooling bath the contraction of the fractured outer layers fails to set up stress in the core, hence at the beginning of the test the teletensometer reads zero. Only after the temperature change has extended to the unaffected inner layers does the instrument begin to register the compression of the central zone.

To compare the sensitivity of the objective method of determination of the moment of cracking with that of direct observations a special test was carried out. In a specimen having the shape of a low cylinder of height $h=200$ mm and diameter $d=600$ mm there was embedded during concreting a narrow strip of tar paper 50 mm wide, along the whole length of the specimen, 50 mm from the

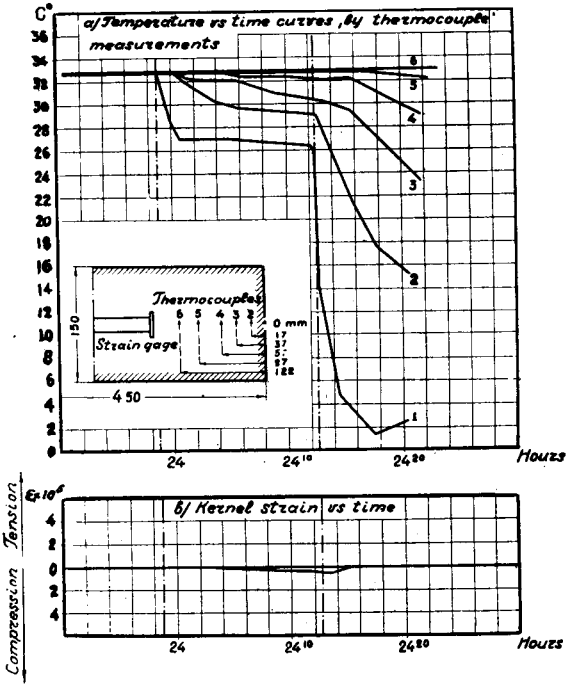


FIGURE 6.—**Effect of the sudden formation of a crack on the readings of a teletensometer.** — Effet, sur les indications d'un télétensomètre, causé par la formation soudaine d'une fissure. — Wirkung einer plötzlichen Rissbildung auf der Skala eines Teletensometers. — Efecto de la formación súbita de una grieta, según las indicaciones de un teletensómetro.

surface. On cooling of the specimen the presence of the radially disposed strip was due to cause an artificial weakening of the outer tension zone and thus to fix the position of the future crack. To enable a direct observation of the spot in question, at the butt end of the specimen there was provided a small opening in the insulation, which in the intervals between inspections was tightly closed with felt. Upon completion of the preliminary operations the specimen was immersed in a water bath, by changing the temperature of which were produced internal stresses in the specimen. Inspection of the surface of the specimen at the location of the filler was made by the aid of an eight-power magnifiying glass. For convenience of inspection the level of water was maintained even with the butt end of the specimen.

The periodic inspection of the surface of the specimen revealed the presence of a crack extending to the filler at 24 hours 11 minutes. The preceding observation, which revealed no cracking, was made at 24 hours 5 minutes. The objective method registered the formation of crack at 24 hours 7 minutes.

In addition to the tests described above, there were carried out a number of special tests, which confirmed the theoretical deductions of (1) that the orientation of the gage and the location of crack do not affect the readings of the teletensometer embedded in the central portion of the specimen.

It should be noted that in all specimens without exception there was observed the appearance of only one crack. All cracks extended in a radial direction and had the maximum opening at the edge of the specimen, the width of the opening gradually decreasing to zero at the centre of the specimen.

3. MAIN TESTS AND THE DISCUSSION OF RESULTS

(a) Preparation of the Test Specimens

Insofar as the present investigation was undertaken as an extension of the field tests on the Dnieprostroi Dam, the materials used and their proportioning were the same as in the concrete of the dam. The concrete used in the main tests was 300 D-grade concrete used in winter work, and possessing the following characteristics:

(1) Composition: 1:2, 58:4, 22. Amount of portland cement per 1 cm of concrete, 300 kg.

(2) Cement: Grade D portland cement, satisfying according to specifications the following requirements:

Strength (kg/cm^2)	1:0 mortar		1:3 mortar	
	At 7 days	At 28 days	At 7 days	At 28 days
Compression	----------	----------	170	250
Tension	34	42	17	21

(3) Aggregates—sand: 1 to 2 mixture of Dnieper and Eupatoria sands. Coarse aggregate: granite metal, size up to 90 mm.

To insure comparability of the results, the materials for the main tests were procured beforehand and stored in special bins. The preliminary storing of materials was a necessity, since in laboratory conditions of work the volume of one mix was only 126 liters.

A set of five specimens was prepared from every mix—three cylindrical specimens 45 by 15 cm, and two cubes 30 by 30 by 30 cm. These specimens were stored in the same conditions as the main specimens. Crushing tests of control cubes, carried out simultaneously with tests of cylinders, gave a check of the uniformity of mechanical properties of concrete in different sets.

In the preparation of the test specimens special demountable metal forms were used, to which the gages were attached by threads. In each cylindrical specimen there were embedded one acoustic teletensometer, with a gage length $l=150$ mm, disposed horizontally at the center of the specimen, and five copper-constantan thermo-

couples, disposed radially at 10, 30, 50, 80, and 120 mm from the surface. All gages were disposed in one plane, at midheight of the specimen. The temperatures of the sides of specimens were measured by special surface thermocouples attached during the test. Embedding of a thermocouple in the outer layer was avoided to prevent weakening of the most stressed portions of the tension zone—10 mm distance from the surface of the nearest thermocouple embedded was found to be sufficient, since the formation of cracks took place at different cross-sections, independent of the location of the thermocouples (fig. 7).

Concrete was placed in the forms in three layers, each layer being tamped by hand. Upon completion of the filling in of the forms the concrete at the walls was twice tamped by means of a thin metal strip.

During 24 hours after concreting the specimens remained in the forms in the same room, under a felt cover. Further curing was in water, so as to exclude the effect of loss of moisture on the state of stress in the specimens. To approach the actual conditions of hardening of concrete in the dam, the specimens were placed in special thermos tanks, the temperature of water being maintained at $+40°$ C., with $\pm 2°$ C. variations.

Previous to the placing in the thermos, the specimens removed from the forms were covered by insulation consisting of one layer of felt at the lower butt of the cylinder, and of two layers of felt at the upper end, from which the wires from the gages were led out. Within the specimen the wires from each of the thermocouples were run over a distance of 7.5 cm. strictly in the zone of the temperature measured, so as to prevent the conduction of heat from adjacent layers. On leaving the concrete the wires were led through a hole in the lower layer of felt, and thence between the two layers passed outside.

The insulation of the butt ends was secured by means of wood covers drawn together by twisted wires. The insulation was found to be entirely satisfactory.

To investigate the effect of the regimen of curing on the development of internal stresses, periodic observations were taken during the first 24 hours after concreting on gages embedded in the specimens. The necessity of such a check was demonstrated by the preliminary tests, in which it was observed that specimens which showed a lowered strength and sometimes possessed an initial crack were cured chiefly in air.

Representative results of measurements of strains and of temperature within the specimens during the first 24 hours after concreting are given in figure 8. The specimen was made at 14 hours. During the first 8 hours the temperature remained constant and equal to that of the mix. After 8 hours all thermocouples show the beginning of an intense heating of the specimen. Since during the observations the temperature of air remained constant, the rise of temperature of the specimen could be due only to the evolution of heat during the setting of the cement. This second period lasts about 3 hours, and at the end of it the concrete acquires the properties of a solid.[4] From this moment all strains in the concrete will set up stresses.

[4] *Prof. G. A. Nielaender "An Investigation of Strains and Temperatures in Concrete of the Dnieprostroi Dam", Moscow, 1933.*

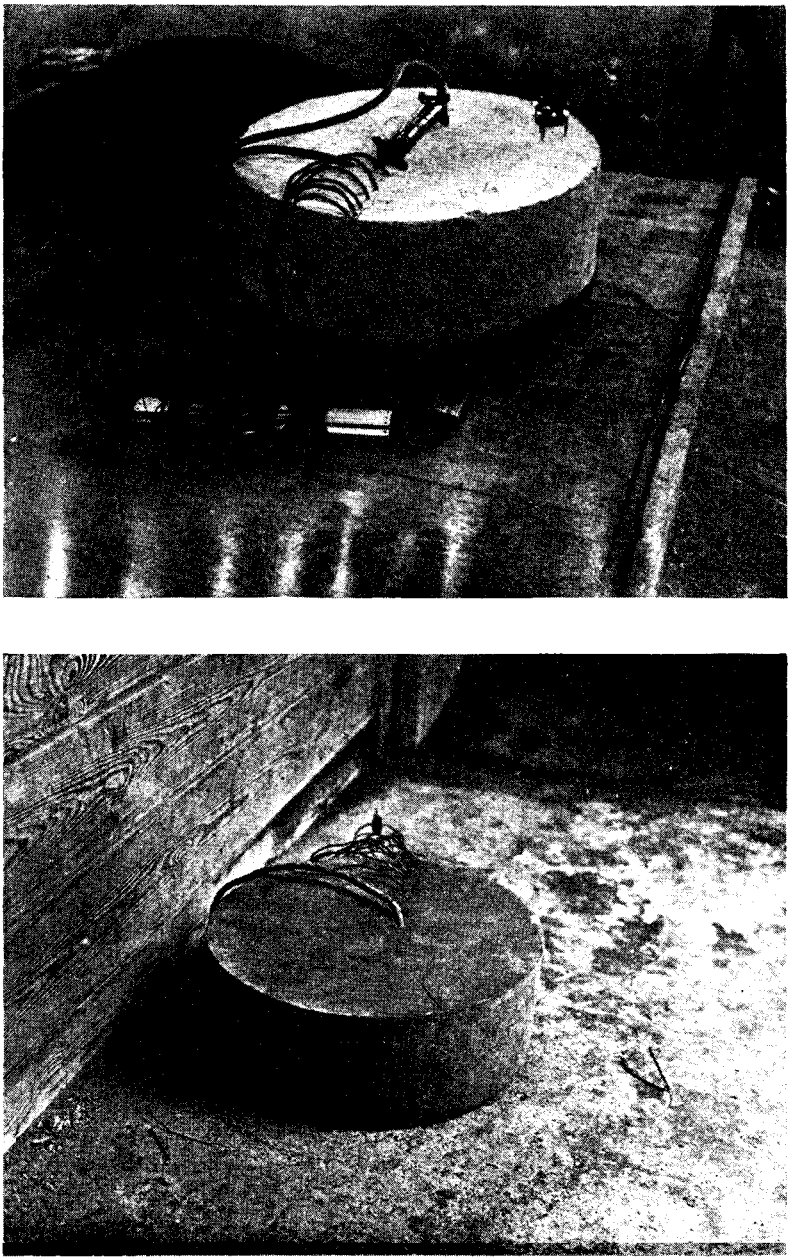


FIGURE 7.—**Outward appearance of cracked specimens after the test.** — Apparence extérieure, après essai, d'une éprouvette fissurée. — Die äusserliche Erscheinungsform eines mit einem Riss behafteten Probestück nach dem Versuch. — Aspecto exterior de una muestra fisurada, después del ensayo.

The readings on the teletensometer embedded in the center of the specimen (fig. 8*b*) follow the temperature changes. Only at the end of the test, after 10 hours, is there observed the appearance of small compressive stresses, due to the beginning of loss of moisture at the upper butt surface of the specimen. The loss of moisture through the sides of the cylinder is excluded, since, as it was stated above, during the first 24 hours after the making the specimens remained in metal forms.

(*b*) *Measurements.*

In carrying out the tests the procedure used was as follows: The specimen provided with butt end insulation was removed from the large thermos tank and placed in the thermos tank N1 of the same temperature, the surface thermocouple was attached, and the wires from the gages embedded in the specimen were connected to corresponding measuring instruments. After taking the first readings the specimen was rapidly placed in thermos tank N2, having a temperature +27° C., and after 5 minutes—in thermos tank N3, having a

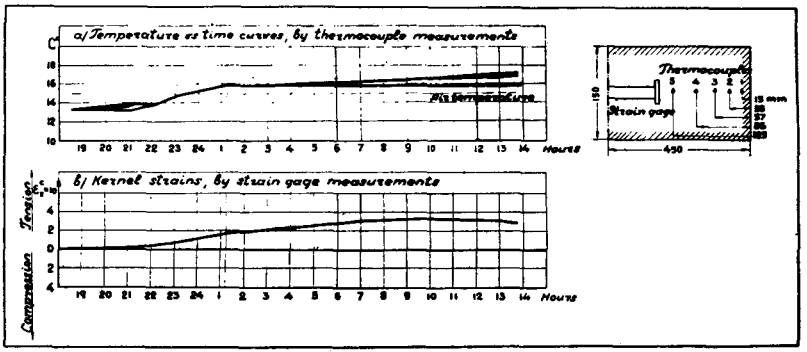


FIGURE 8.—**Temperature and stresses in a specimen during the first day after concreting.** — Températures et efforts dans une éprouvette durant les premières 24 heures après bétonnage. — Temperaturen und Spannungen an einem Probestück während des ersten Tages nach der Betonierung. — Temperatura y esfuerzos en una muestra durante el primer día después de hormigonada.

temperature 0° C. Readings were taken throughout the test. One observer took teletensometer readings every 1 minute (accuracy of reading $\Delta\epsilon = 6 \cdot 10^{-6}$ to $8 \cdot 10^{-6}$), the other observer every half minute took readings by thermocouples. The readings were immediately plotted, so that the progress of the test was continuously checked.

For 50 percent of the specimens the testing procedure used was somewhat different from that described above. The test specimen in the thermos tank N 1 was first heated for a short time in water at from 48° to 50° C., then was removed to thermos tanks N2 and N3. This procedure enabled additional data to be obtained for the determination of the ratio of moduli of elasticity in compression and in tension.

The lower limit of the temperature range during the test was taken 0° C., so as to prevent the formation of ice in concrete. The upper limit (+40° C.) was chosen with a view of not to exceed the highest temperatures observed in the dam. Owing to a large difference of

the coefficients of linear expansion of hardened cement mortar and of aggregates,[5] large temperature variations must unavoidably lead to the setting up of high local stresses, and a broadening of the temperature range of the tests might have reduced the resistance to cracking of concrete.

(c) *Results of Tests.*

The total number of specimens tested in the main investigation was 18. The distribution of specimens according to age was as follows:

	Days
9 specimens (from 4 sets)	2
6 specimens (from 2 sets)	7 to 8
1 specimen (from 1 set)	20
2 specimens (from 1 set)	40

An estimate of the uniformity of mechanical properties of concrete in different sets of test specimens may be obtained from the results

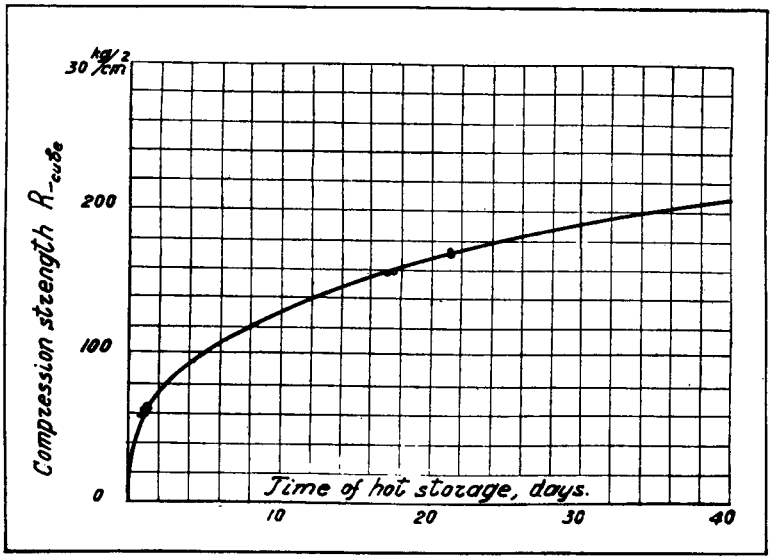


FIGURE 9.—**Results of tests on control cubes.** — Résultats des essais faits sur des cubes dit "de contrôle." — Versuchsergebnisse an Kontrollröhren. — Resultados de los ensayos hechos en los cubos de control.

of tests of 30- by 30- by 30-cm control cubes, which were prepared, as previously mentioned, simultaneously with the main specimens (cylinders).

The dense grouping of points in the graph of figure 9 is the best proof of the effectiveness of the measures adopted (preliminary storing of materials for all tests, careful proportioning and storing). The largest variations in values of strength in compression were observed with cubes of 1 day age, for which the figures ranged from 54 kg/cm² to 62 kg/cm². With older cubes the difference did not exceed 2 kg/cm².

[5] *The values of the coefficients of linear expansion corresponding to temperature change of 1° C., as determined from special tests, were as follows; For neat portland cement mortar = 12.5 to 13.10⁻⁶. For granite of the coarse aggregate 7 to 7.5.10⁻⁶. For 1:2, 58:4, 22 concrete 8 to 9.10⁻⁶.*

In figure 10 the results of determination of the critical strains in the surface layer of concrete, preceding the cracking, are plotted against age. For three specimens (two of 1 day age and one of 40 days' age), in which no cracking was observed, the maximum strains produced are shown by circles with arrows, indicating that the actual values of the critical strain are higher than those plotted. A comparison of the plots of strength in compression and of resistance to cracking vs. age of concrete (figs. 9 and 10) for specimens of the same concrete clearly indicates the erroneousness of the widely spread opinion that the resistance of concrete to cracking can be judged from the results of compression tests. While in the plot of figure 9 a grouping of points according to age indicates an increase in the cube strength with time, in figure 10, notwithstanding a certain scattering of points

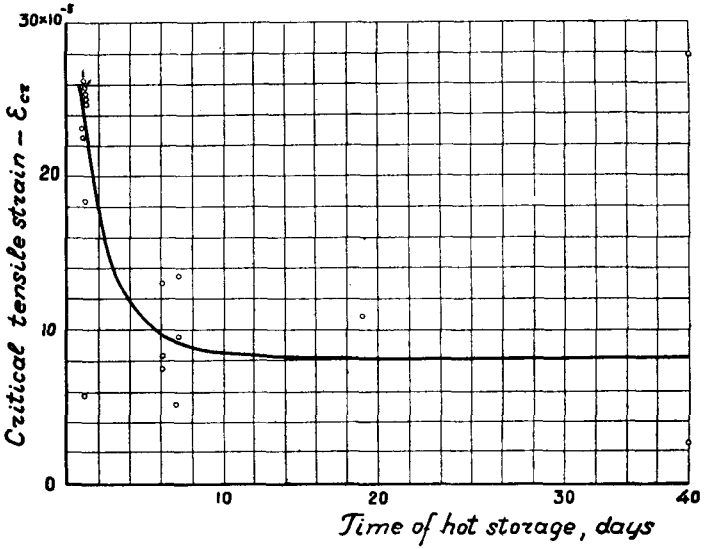


FIGURE 10.—**Critical stress before cracking vs. age of concrete.** — Efforts critiques de rupture suivant l'âge du béton. — Kritische Spannungsbeanspruchung vor der Rissbildung im Verhältnis zum Alter des Betons. — Esfuerzos críticos de rotura según la edad del hormigón.

is clearly indicated a contrary law, viz, a rapid decrease in the critical strain with age of concrete. Thus, in specimens hot-cured during 1 day the magnitude of strain of the surface layer previous to the formation of a crack attains a value $22 \cdot 10^{-5}$ to $26 \cdot 10^{-5}$. The average of six points (with the exception of one which fell off sharply and of two specimens that did not fracture) is $23.2 \cdot 10^{-5}$. The average magnitude of the critical strain for specimens of 6 to 7 days' age attains only $9.3 \cdot 10^{-5}$, with variations ranging from $5 \cdot 10^{-5}$ to $13 \cdot 10^{-5}$.

Thus for specimens of young concrete, with a cube strength of 60 kg/cm^2, the critical strain at cracking is about three times that of specimens hot cured during 6 to 7 days, of which the concrete has a cube strength of the order of 110 kg/cm^2.

The reason for the increased resistance to cracking of specimens of green concrete is to be sought in a greater plasticity of such concrete

in tension. The measurements made during the tests make it possible to determine from relation (7)

$$E_c\omega_k = E_t\omega_b$$

together with critical strains of the surface layer also the ratio of the mean values of the moduli of elasticity in compression and in tension for the compression and the tension zones. It is evident that, the greater the relative increase in the plastic strains in the outer layer of concrete, subjected to tension, the less the absolute value of the ratio $\frac{E_t}{E_c}$. Thus a change in the value of the ratio $\frac{E_t}{E_c}$ may serve as a measure of relative plasticity of concrete in compression and in tension.

In figure 11 is given a graph of critical strains in the specimens before cracking, plotted against the ratio $\frac{E_t}{E_c}$. At each point is written the time of warm curing, in days, it is seen that all points formerly

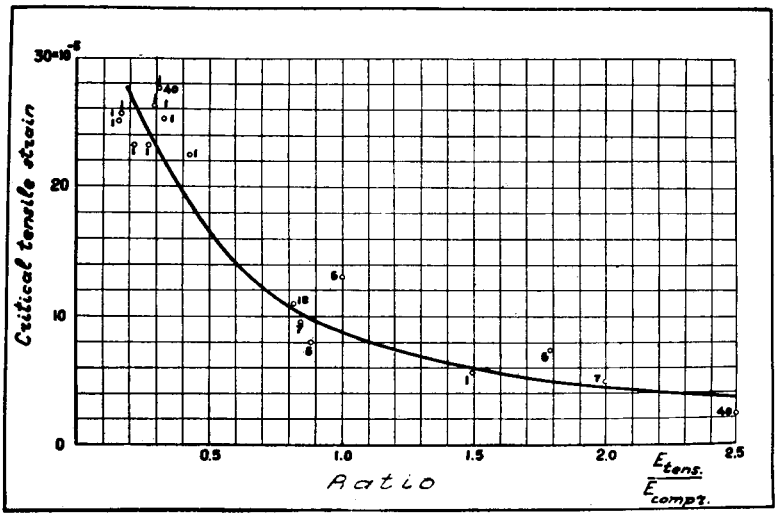


FIGURE 11.—**Effect of the tensile plasticity of concrete on its resistance to cracking.** — Effet de la plasticité à la tension sur la résistance à la fissuration du béton. — Wirkung der Spannungsplastizität des Betons auf ihren Widerstand gegen Rissbildung. — Efecto de la plasticidad a la tensión sobre la resistencia a la fisuración del hormigón.

scattered have found their place and lie quite closely to the mean curve. The grouping of specimens according to age is, in the main, preserved. The specimens which stand out from the age groups by their plasticity also show a resistance to cracking different from that of all other specimens of the group.

Thus, based on the analysis of results of the main series of tests, we come to the conclusion that the resistance to cracking of the surface layers of concrete is not so much determined by its mechanical strength as by its ability to give an intense increase in the plastic strain under tension.

Insofar as in engineering practice the values of the safety factor are usually evaluated from a comparison of the magnitude of stresses set up by the design load with the ultimate strength of the material, it is of interest to make an attempt to reduce, however approximately, to stresses, the critical strains ϵ_{cr} obtained in the present investigation.

Assuming Hooke's law to hold true up to the moment of fracture, for the surface layer we shall have, in the absence of load at the contour of the specimen

$$R'_t = E'_t \epsilon_{cr} \qquad (d)$$

in which E'_t denotes the value of the modulus of elasticity in tension of the extreme most stressed layer of the specimen at the moment of cracking.

The value of E'_t can, evidently, be evaluated only roughly. For this purpose we shall make use of the previously determined experimental values of the ratio of mean values of the moduli of elasticity in compression and in tension for the compression and the tension zones, $\frac{E_t}{E_c}$. If the value of E_c were known, then evidently, the value R'_t might have been approximately evaluated from the expression

$$R'_t = E_c \frac{E_t}{E_c} \epsilon_{cr} \qquad (d')$$

A disadvantage of formula (d') as compared with (d) lies in that the value of E_t' is replaced by the mean value of the modulus of elasticity of the tension zone E_t. Since, evidently,

$$E_t' < E_t$$

the values of R'_t obtained by formula (d') will be overestimated.

To determine E_c we make use of Graf's formula

$$E_c = \frac{10^6}{1q + \frac{360}{R_{-cub}}}$$

of which the correctness for concrete of proportions approaching that of concrete used in the investigation was confirmed by extensive tests carried out by the Institute of Building Research in the Mechanical Laboratory of the Dnieprostroi.

The results of calculations made as outlined above are represented graphically in figure 12. The last of the graphs in figure 12 shows that the ratio of the cube strength to surface resistance to cracking of concrete varies from 0.10 to 0.14, i. e., approaches value of the usual ratio of ultimate strengths of concrete in axial compression and tension.[6] This last result is, evidently, due to the sharp lowering of the value of $\frac{E_t}{E_c}$ for green concrete.

[6] *Special calculations and an analysis of the test data have shown that, due to the substitution for* E'_t *of the mean modulus of elasticity of the tension zone, the value of* R'_t *obtained by formula* (d') *is at least 25 percent higher than the actual value.*

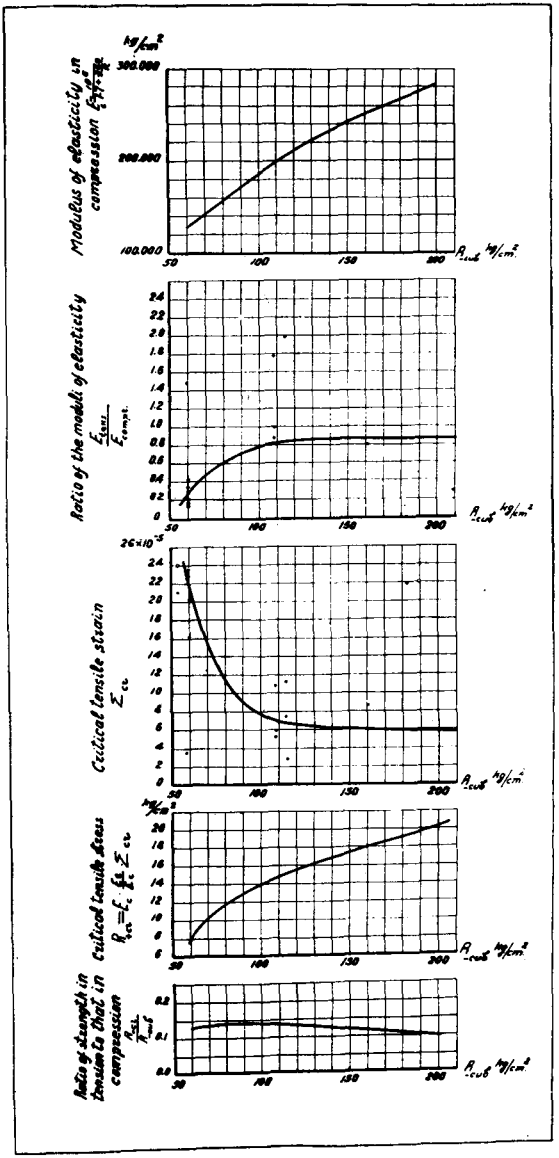


FIGURE 12.—**Relationship between the ultimate resistance to cracking (in the surface layers) and the strength of a cube of concrete.** — Relation de la résistance maxima sous tension (à la fissuration des couches extérieures) et de la résistance d'un cube de béton. — Verhältnis zwischen höchst zulässiger Spannungsbeanspruchung (auf der Beton-Oberfläche) und der kubischen Festigkeit von Beton. — Relación de la resistencia máxima bajo tensión a la fisuración (de las capas exteriores) y a la resistencia de un cubo de hormigón.

4. EFFECT OF NONUNIFORM TEMPERATURE DISTRIBUTION

(*a*) *Analysis of Temperatures in a Concrete Block.*

The classic treatment of the problem of the cooling or heating of a block due to variations in temperature of the surrounding medium, account being taken of the evolution of heat by the material itself, leads to the differential equation

$$\frac{du}{dt}=a_1^2\left(\frac{d^2u}{dx^2}+\frac{d^2u}{dy^2}+\frac{d^2u}{dz^2}\right)+\left(\frac{\vartheta}{\gamma\rho}\right) \tag{8}$$

which is solved for given initial and boundary conditions. In equation (8):

x, y, z=coordinates of a point in the block;

t=time;

a_1^2=diffusion constant of the material equal to $a_1^2=\frac{\lambda}{\gamma\rho}$,

where λ=coefficient of thermal conductivity,

γ=thermal capacity of the material,

ρ=density.

ϑ=amount of heat, in calories, evolved per hour by 1 cubic meter of the material. For the rise of temperature due to the setting of concrete $\vartheta=f(t, u, x, y, z)$.

If the evolution of heat is absent, expression (8) reduces itself to the known equation of thermal conductivity

$$\frac{du}{dt}=a_1^2\left(\frac{d^2u}{dx^2}+\frac{d^2u}{dy^2}+\frac{d^2u}{dz^2}\right) \tag{8'}$$

In making an attempt to apply equations (8) and (8′) for the calculation of temperature distribution in dams it is necessary, first, to consider the possibility of simplifying the problem by abandoning the three-dimensional treatment. A theoretical analysis and the results of direct observations show that both in an individual block and in a whole cross-section the isothermal curves are arranged parallel to external faces.[7] This law holds both during the initial stage, when heat is evolved due to the setting of concrete, and during the operation stage, after the lapse of a considerable time. The arrangement of the isothermal curves parallel to the external faces is easily explained by the fact that the basic factor producing a change of the temperature regimen of the block are temperature changes in the surrounding medium.

From the above there follows that temperature distribution over the middle cross-sections of a block having the shape of a parallelopiped,[8] will closely approach the course of the temperature curve of

[7] *Instances of disturbance of the temperature field, when the arrangement of isothermal curves differs from that indicated above, occur in the case of portions of a dam erected first, when new portions of concrete are placed from above. Since from the point of view of the magnitude of temperature stresses such instances are not representative of the worst conditions, in the following discussion they are excluded from consideration.*

[8] *In which the temperature gradient and, consequently, the temperature stresses, attain maximum values.*

heating or cooling of an infinite flat slab. For bodies having a complex curvilinear outline, such as is frequently given to dams, the most important from the point of view of the magnitude of temperature stresses will be the portions distant from projections and corners, in which, too, the isothermal lines will follow the shape of the contour. Hence, in working out simple methods of calculation of the temperature regimen, suitable for practical application, it appears necessary, to investigate, first, the probable amount of deviation of the calculated curves from the actual ones, abandoning the three-dimensional treatment of the problem and reducing it to a linear one. Such an attempt is all the more appropriate, as in the case of heat loss into a medium of constant temperature, the general solution of equation (8) is of the form:

$$u=8u_o \sum_{i=1}^{\infty}\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin \beta_i a.\sin \alpha_n b.\sin \gamma_m c.e^{-a_1^2(\beta_i^2+\alpha_n^2+\gamma_m^2)}\cos \beta_i x.\cos \alpha_n y.\cos \gamma z_n}{(\sin \beta_i a.\cos \beta_i a+a\beta_i)(\sin \alpha_n b.\cos \alpha_n b+\alpha_n b)(\sin \gamma_m c.\cos \gamma_m c+\gamma_m c)} \qquad (e)$$

where β_i, α_n, γ_m are the roots of transcendental equations—

$$\operatorname{ctg} \beta_i a=\frac{\beta_i}{h}$$

$$\operatorname{ctg} \alpha_n b=\frac{\alpha_n}{h}$$

$$\operatorname{ctg} \gamma_m c=\frac{\gamma_m}{h}$$

It can be easily shown that (e) may be expressed in the form of a product of three sums:

$$u=2u_o \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\sin \beta_i a}{\sin \beta_i a.\cos \beta_i a+a\beta_i} \cdot e^{-a_1^2\beta_i^2 t} \cdot \cos \beta_i x$$

$$\cdot 2\sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin \alpha_n b}{\sin \alpha_n b \cdot \cos \alpha_n b+\alpha_n b} e^{-a_1^2\alpha_n^2 t} \cos \alpha_n y.$$

$$\cdot 2\sum_{m=1}^{\infty} \frac{\sin \gamma_m c}{\sin \gamma_m c \cdot \cos \gamma_m c+\gamma_m c} e^{-a_1^2\gamma_m^2 t} \cos \gamma_m Z=\mu \cdot u_o \qquad (e')$$

Each of the three sums in the right-hand side of (e') represents a flow of heat across an infinite slab with two open faces. The differential equation of thermal conductivity for this last case (the linear problem) is of the form

$$\frac{du}{dt}=a_1^2\frac{d^2u}{dx^2} \qquad (8'')$$

For the case of heat loss into a medium of constant temperature the solution of (8'') will be

$$u=2u_o \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\sin \beta_i a}{\sin \beta_i a\cdot\cos \beta_i a+a\cdot\beta_i} e^{-a_1^2\beta_i^2 t} \cos \beta_i x=\mu_x u_o \qquad (e'')$$

Comparing the two expressions (e') and (e'') for u, we see that

$$\mu = \mu_x \mu_y \mu_z \qquad (f)$$

i. e., the coefficient μ for the determination of temperature at a given point of the block in three-dimensional problem can be obtained as a product of three coefficients obtained for heat flows through infinite slabs of thickness $2a$, $2b$, and $2c$. Hence, if the results of a comparison of experimental curves of temperature distribution in the dam with the theoretical ones obtained by equation ($8''$) were found to be in bad agreement, it would be necessary to solve one more linear problem, or two such problems, and to compute for each point the value of μ according to (f).

However, even if the three-dimensional treatment is abandoned and the problem is considered as a linear one, the application of Fourier's

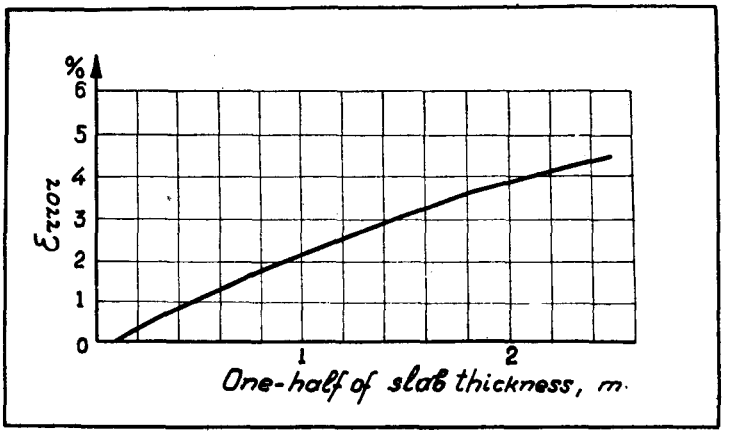


FIGURE 13.—**Accuracy of temperature evaluation by Fourier's method plotted against one-half thickness of slab.** — Degré d'erreur dans l'évaluation de la température d'après la méthode de Fourier en fonction de l'épaisseur des plaques chiffrées (en mètres) par moitié d'épaisseur. — Die Genauigkeit der Temperaturermittlung an Hand der Fourier'schen Methode, kurvenmässig dargestellt im Verhältnis zur halben Plattenstärke. — Grado de error en la evaluación de la temperatura, según el método de Fourier, en función del espesor de las placas cifradas (en metros) por mitad de espesor.

method to large blocks with which one has to deal in the construction of dams is cumbersome. In fact, the convergence of the series in (e'') depends on the value of a (the half thickness of the slab by which we substitute the design cross-section of the block). If a is increased, the convergence sharply diminishes, since, owing to a slow increase of the roots of the equation

$$\operatorname{ctg} \beta_i a = \frac{\beta_i}{h}$$

the factor $e^{-a_i^2 \beta_i^2 t}$ decreases slowly. Special calculations showed (fig. 13) that if five terms of the series (e'') are taken, the accuracy of the determination of temperature of the middle cross-section of the slab is reduced from 1 percent to 4.4 percent if the dimensions of the slab are increased from 1 to 5 meters. Evidently, the application of

Fourier's method to such blocks as those of the Dnieprostroi Dam (13 by 6.5 by 4 m), let alone the cross-section as a whole, would require the taking of a very large number of terms, and the numerical work involved would be enormous.

In the above examples the problems encountered were stated in the simplest form—given symmetrical boundary conditions, and a constant temperature of the surrounding medium, i. e., there were made artificial assumptions scarcely ever obtaining in actual conditions. On the other hand, an attempt to extend the application of Fourier's method to conditions somewhat closer approaching those actually obtaining was found to present considerable difficulties of mathematical nature, that might be overcome only in a few particular cases. Consequently, in the analysis of results of observations of temperature regimen in the Dnieprostroi Dam Fourier's method was abandoned and there was used instead, on the suggestion of N. N. Tereshkiewitch, the approximate method proposed by Schmidt.[9]

The idea of the method of Schmidt consists in the replacement of the differential equation of thermal conductivity $\frac{du}{dt}=a_1{}^2\frac{d^2u}{dx^2}$ by an equation in finite differences.

$$\frac{\Delta u}{\Delta t}=a_1{}^2\frac{\Delta^2 u}{\Delta t^2} \tag{9}$$

Omitting, owing to considerations of space, the derivation of the basic relations and formulae of the method, we shall only briefly outline the successive steps in the solution.

In a *graphic* solution of the problem of a slab with two open faces, the constructions are made in the following order (fig. 14): (1) The cross-section of the slab is divided by vertical straight lines into a number of layers of equal thickness Δx; (2) the curve of initial temperature distribution is drawn to scale for the moment $K\Delta t$; (3) the intersections of the temperature curve with the verticals are connected by straight lines drawn through every other point. The intersections of these lines with the intermediate verticals give a new set of points, corresponding to the temperature curve for the moment $(K+1)\Delta t$. By repeating the above construction there is obtained the curve for the moment $(K+2)\Delta t$, and so on.

By the above procedure there can be determined the temperature at all points of the slab thickness, with the exception of two extreme points on the faces, in which case it is necessary to take into account the boundary conditions. For this purpose there is plotted on the drawing (fig. 14) the point R, whose ordinate is equal to the temperature of the surrounding medium for the moment of time considered $K\Delta t$, and whose distance from the face of the slab is $s=\frac{1}{h}$, where h is the coefficient of heat loss on external surface. The point R is connected with the point 1 of the temperature curve within the slab (fig. 14). By drawing an outside vertical at a distance $\frac{\Delta x}{2}$ from the face of the slab there is obtained at its intersection with the straight

[9] *E. Schmidt—"A. Föppel's Festschrift", Berlin, Springer, 1925.*

line R–1 an additional point, which is used in subsequent constructions in a manner similar to the above. The ordinates of the points of intersection of the temperature curves thus obtained with each of the outer faces of the slab will determine the temperature at the extreme points.

From the above outline of the graphic solution it follows that, given a temperature curve for the moment $K\Delta t$, the ordinates of the

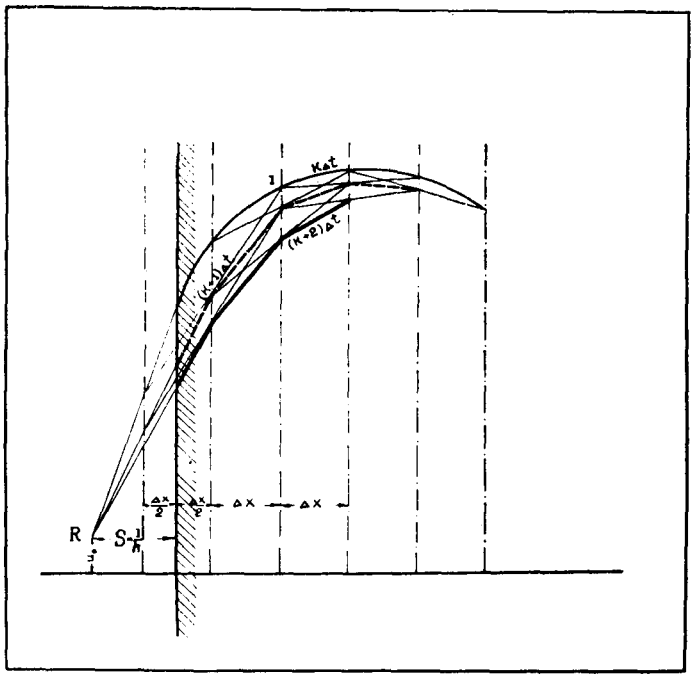


FIGURE 14.—**Scheme of procedure for the graphical determination of temperature distribution by Schmidt's method.** — Méthode indiquée pour la détermination graphique de la répartition des températures d'après la méthode de Schmidt. — Das Verfahrensschema für die graphische Bestimmung der Temperaturverteilung nach der Schmidt'schen Methode. — Método indicado para la determinación gráfica de la distribución de las temperaturas según el método de Schmidt.

temperature curve for the moment $(K+1)\ \Delta t$ are obtained as the arithmetical mean of two successive ordinates but one

$$u_{K+1,n}=\frac{u_{K,n-1}+u_{K,n+1}}{2} \qquad (g)$$

The use of relation (g) exceedingly simplifies the numerical solution, which must be resorted to if the time interval chosen is considerable, to preserve the desired degree of accuracy of calculations. Arranging the calculations in a tabular form, we shall obtain for each new moment of time $(K+1)\Delta t$ a new horizontal line, by determining the temperature at each point as an arithmetical mean of the temperatures at two neighboring points for the preceding monent $K\Delta t$.

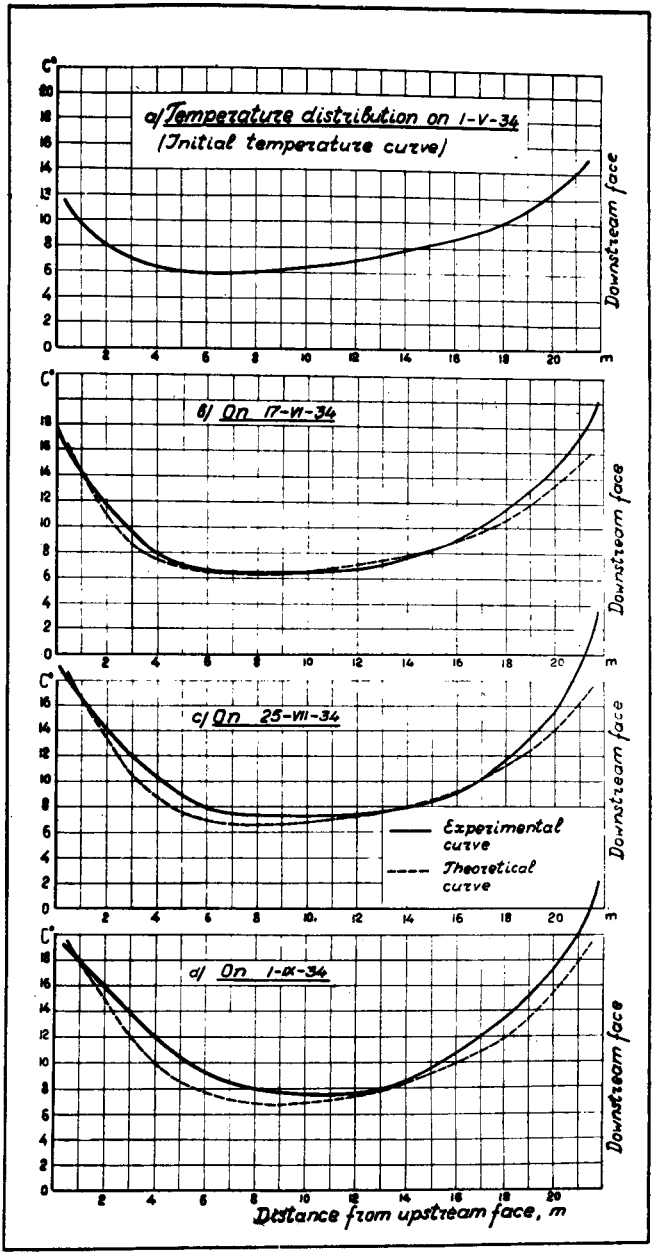


FIGURE 15.

(See legend on p. 445.)

As it is easily seen from the above schemes of calculation of the temperature regimen by the method of Schmidt, a lack of symmetry and changes of the boundary conditions with time constitute no obstacles in the application of the method. Thus, a change of temperature of the surrounding medium brings about only the necessity of a corresponding shifting of R along the vertical. By the method of Schmidt there can be taken into account even the variations in the value of the coefficient of heat loss on external surface, h (as, for instance, on opening and closing of the gate in the spillway span), since they bring about only a change of the abscissa $s=\frac{1}{h}$ of R (fig. 14).

Control calculations and a comparison of results with those obtained by Fourier's method have shown the accuracy of the approximate method to be quite satisfactory.

Let us pass on to the remaining question of the applicability of Schmidt's method to problems taking into account the temperature changes due to evolution of heat during the setting of cement.

The differential equation of thermal conductivity for the linear problem, account being taken of the evolution of heat by the material, has the form:

$$\frac{du}{dt}=a_1{}^2\frac{d^2u}{dx^2}+\frac{\vartheta}{\gamma\rho} \qquad (8''')$$

Putting $\frac{\vartheta}{\gamma\rho}=N$ and introducing finite differences, we shall have

$$\Delta_t u=a_1{}^2\frac{\Delta_x{}^2u}{\Delta x^2}\Delta t+N\Delta t \qquad (9')$$

From the character of equation (9′) it is seen that the complex process taking place during the evolution of heat by the material and a simultaneous loss of heat on exterior surfaces may be resolved into two independent processes of heating and cooling simultaneously taking place. Consequently, the scheme of solution will be as follows: In a *graphic* solution to pass from $K\Delta t$ to $(K+1)\Delta t$ of the temperature curve, each point has to be shifted upward to the amount corresponding to its temperature increment for the time Δt due to evolution of heat. If the law of evolution of heat is the same for all points of the material, the curves will be simply translated upwards. If, as is the case during the hardening of concrete, the law of evolution of heat changes with depth of the block (depending on the temperature during the placing of concrete, on the time elapsed since mixing, etc.),

---

FIGURE 15.—**Comparison of theoretical and experimental curves of temperature distribution in a horizontal cross section of the Dnieprostroi Dam on different dates. (The period from May 1, 1934, to September 1, 1934).** — Courbes théoriques et courbes obtenues expérimentalement, montrant la répartition des températures dans une section horizontale du barrage Dnieprostroi à la cote 24.00, à différentes dates. (Période du 1/5/34 au 1/9/34.) — Vergleich der theoretischen und Versuchs-Kurven der Temperatur-Verteilung in einem horizontalen Querschnitt durch die Dnieprostroi-Talsperre zu verschiedenen Zeiten (über einen Zeitraum vom 1. Juni, 1934 zum 1. September, 1934.) — Curvas teóricas y curvas obtenidas experimentalmente, mostrando la distribución de las temperaturas en una sección horizontal de la presa de Dnieprostroi, a la cota 24.00 en diferentes fechas. (Período del 1/5/34 al 1/9/34.)

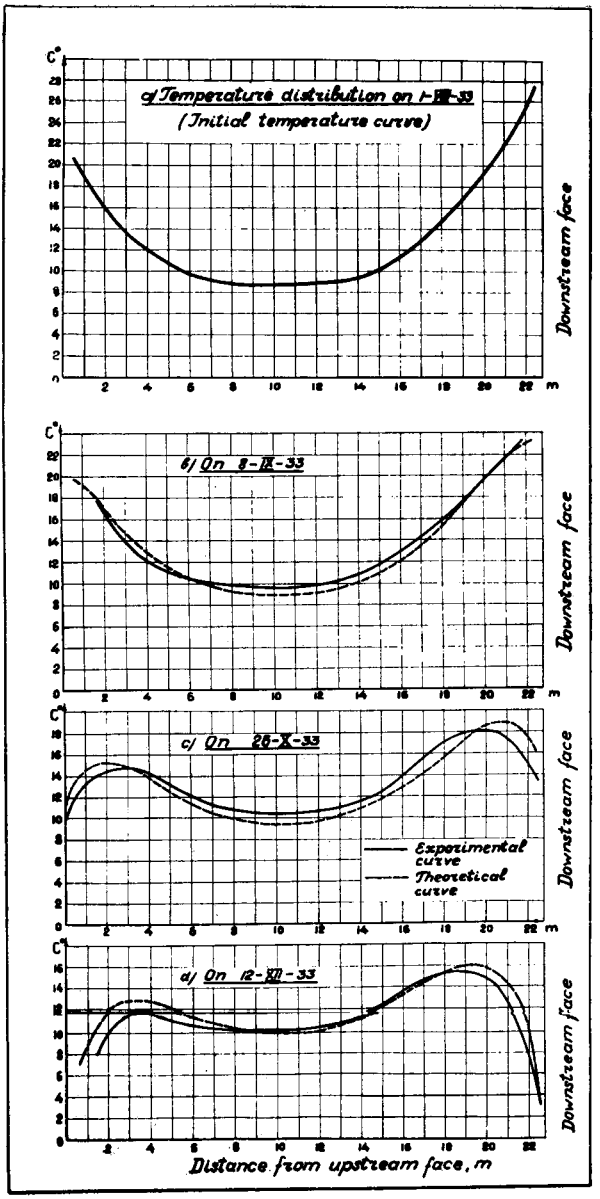


FIGURE 16.—**Same as above. (The period from August 1, 1933, to December 12, 1933.)** — Idem: Période du 1/8/33 au 12/12/33. — Idem: (über einen Zeitraum von 1. August 1933 zum 12. Dezember 1933). — Idem: (Período del 1/8/33 al 12/12/33).

the temperature rise will be different for different points, and in the constructions the successive temperature curves will change in shape.

In a numerical solution of the problem, in each of the successive calculations the temperature at any of the points will have to be increased by an amount equal to the temperature increment due to evolution of heat during the corresponding time interval Δt.

From the above it is seen that the application of Schmidt's method enables the calculation of the temperature regimen for any boundary conditions and given complicated laws of temperature rise due to evolution of heat by the material. A drawback of the method is that in passing from one moment of time t_1 to another moment t_2 the calculations have to be performed for all the intermediate stages.

However, by a proper selection of Δx and Δt, which, in order to simplify the numerical work, are chosen so as to make

$$\frac{a_1^2 \Delta t}{\Delta x} = \frac{1}{2}$$

the amount of work involved may be greatly reduced. Based on our experience with the application of Schmidt's method in the working out of the results of observations on the Dnieprostroi Dam, we are enabled to recommend the method both for ordinary design purposes and as a continuous check of the temperature regimen of massive concrete structures during their erection.

In figures 15–20 below are presented some of the results of application of Schmidt's method to calculations of the temperature regimen of individual blocks and of the whole cross section of the Dnieprostroi Dam.

In figs. 15 and 16 is given a comparison of experimental and theoretical curves of temperature distribution over the cross section of the dam at elevation 24.00 2 to 2½ years after the placing of concrete. The graph of figure 15 relates to the case of heating, that of figure 16, to the case of cooling of the block. The values of the diffusion constant adopted in theoretical calculations, obtained from observations of temperature waves in the dam, was equal to

$$a_1^2 = 0.0022 \frac{m^2}{hr}$$

The absolute values of h, as determined in each particular calculation by drawing a tangent to the temperature curve at the exterior face, varied from $h = 2.04 m^{-1}$ to $h = 5.47 m^{-1}$ for concrete to water transmission and from $h = 0.74 m^{-1}$ to $h = 3.85 m^{-1}$ for concrete to air transmission.

As it is seen from figures 15 and 16, the curves are in good agreement and only at a few points is there a divergence of 2° C.

Of exceptional interest are the experimental curves of temperature increments, Δ °C. per hour in the dam due to setting of concrete (figs. 17 and 18). The curves were obtained by graphic differentiation of curves of temperature variation plotted from observations. Each point in the cross section [10] represents a group of teletensometers and a telethermometer properly oriented. Thus, having plotted

[10] *See Prof. G. A. Nielaender, loc. cit. p. 1.*

the curve for each of the gages we are enabled to obtain the mean curve of temperature increments for the group in question, ensuring especial reliability of the results. Comparing the experimental curves of temperature increments for different groups of gages, we

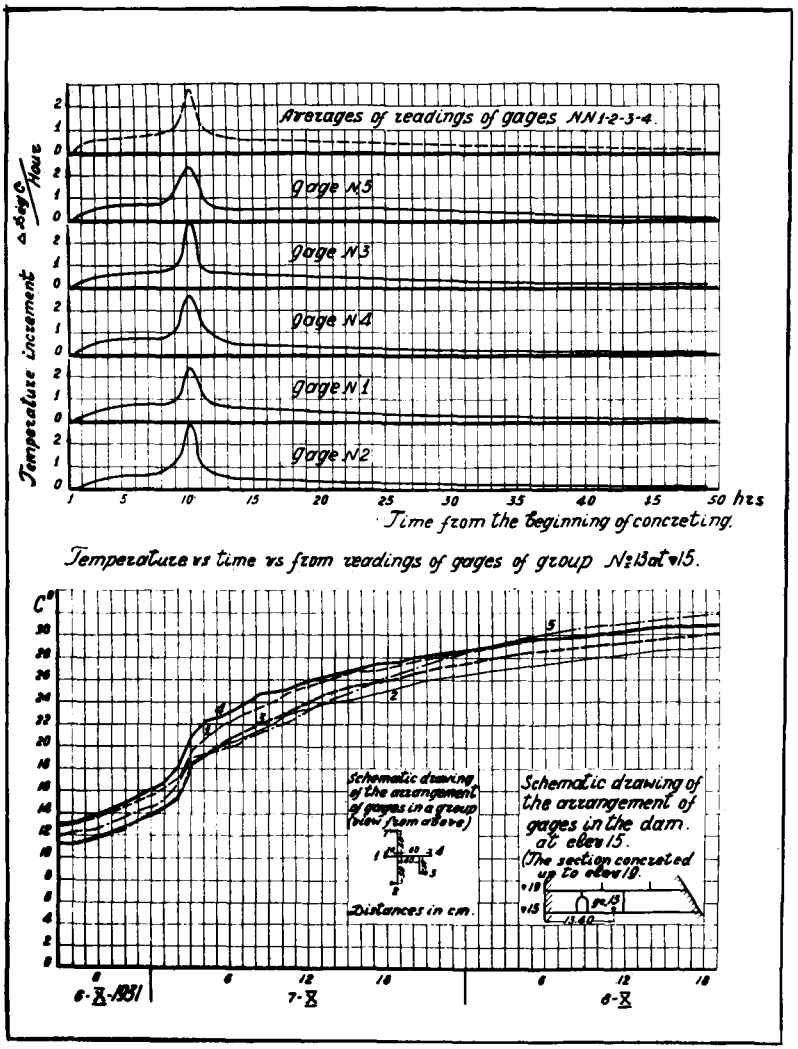


FIGURE 17.—**Hourly variations of the temperature increment per hour due to the setting of the concrete as observed in the dam. (Gage N 13 at el. 15.00.)** — Variations par heures de l'incrément par heure des températures observées dû à la prise du béton du barrage. (Instrument N 13 à la cote 15.00.) — Stündliche Veränderung des Temperatur-Differentials pro Stunde als Folge des Erhärtens des Betons nach Beobachtungen an der Staumauer (Pegelmass N 13 in Höhe 15.00). — Variaciones por horas del incremento de temperatura por hora a causa del fraguado del hormigón de la presa. (Instrumento N 13, a la cota 15.00.)

see that the maximum values of the increments are different for different curves and are observed at different moments of time.

The reason for this divergence in the case of blocks at elevation 24, which were concreted in winter, with an artificial heating of the materials, is to be sought in a difference of initial temperatures of concrete during the placing.

In figures 19–20 is given a comparison of experimental and theoretical curves of temperature distribution during the first days after

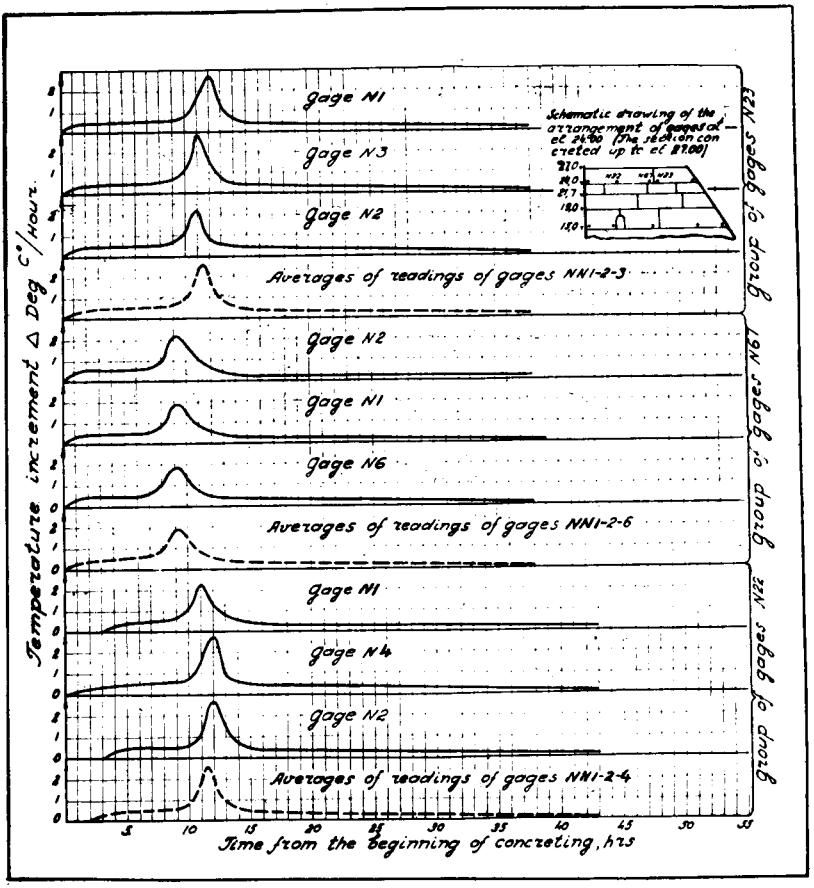


FIGURE 18.—**Ditto. (At el. 24.00.)** — Idem: (Pour la cote 24.00). — Idem: (in Höhe 24.00). — Idem: (Para la cota 24.00).

the placing of the concrete, for blocks at elevations 15.00 and 24.00. In a theoretical determination of temperature at different points in the vicinity of each of the groups of gages there were used the mean curves of temperature increments given in figures 17 and 18. The observed temperatures of air and those adopted in calculations are shown in figures 19g and 20g.

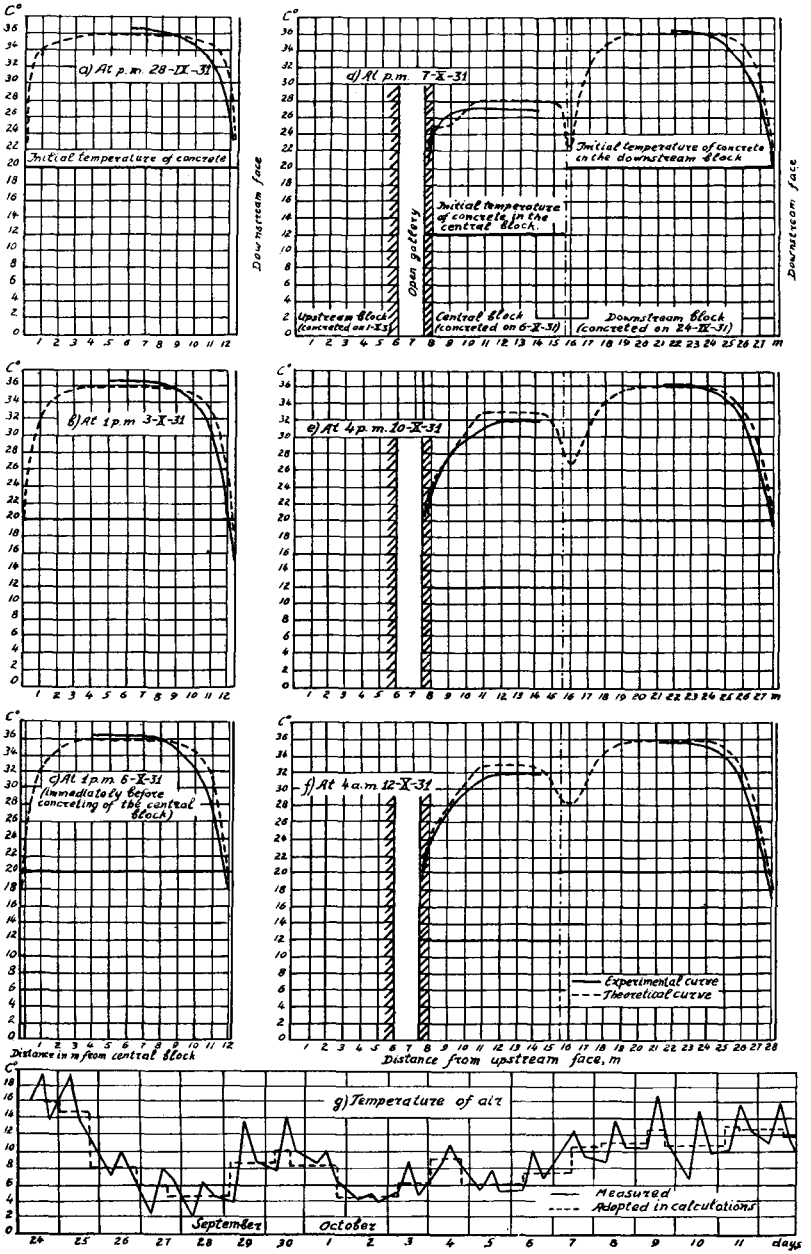


FIGURE 19

(See legend on p. 451.)

A comparison of experimental and theoretical temperature curves for different moments of time (figs. 19 a–f and 20 a–f) shows a very good agreement. If the evolution of heat at individual points be ignored and there is used in calculations the mean curve of the temperature rise for groups (the procedure that will have to be used in design calculations), the agreement between the calculated and the observed temperatures is, of course, less satisfactory.

(*b*) *Calculation of Temperature Strains (Stresses).*

The problem of the state of stress in a solid, produced as the result of a nonuniform temperature distribution, is so complicated that in a practical approach to the problem a three-dimensional consideration has to be discarded at once. Attempts which were made on our behalf by Prof. P. V. Tchussieff to obtain solutions of the problem for solids of the simplest form were successful only for two particular cases (one of a parallelopiped having five sides fixed and one side free and the other of a parallelopiped having four sides fixed and two sides free), but the expressions obtained were so cumbersome that their application even for purposes of research work proved to be impracticable.

A general solution of the problem above stated, treated as a two-dimensional one in Cartesian coordinates, was given by Prof. S. P. Timoshenko.[11] Prof. P. V. Tchussieff has obtained a solution in polar coordinates for a wedge of infinite length.[12] Unfortunately, the results of application of the general solutions indicated above may be used for practical purposes only in the case of simplest outlines and of a symmetrical temperature distribution. To avoid mathematical difficulties that have to be overcome in the solution of actual problems encountered in the designing of dams, there has been proposed by Professor Hoffmann [13] an ingenious method, based on an analogy between the differential equations for the deflection of a plate and the equation of compatibility for the case of temperature stresses, ex-

[11] *Loc. cit.*

[12] *Prof. P. V. Tchussieff "Temperature Stresses in a Dam of Triangular Cross-Section." The paper will appear in Vol. II of the book "Tests of the Dnieprostroi Dam."*

[13] *Energia Elettrica, May 1935, p. 323.*

FIGURE 19.—**Experimental and theoretical temperature distribution curves due to setting of concrete in the central and downstream blocks at el. 15.00:** (*a, b, c*) **For the downstream block at specific times.** (*d, e. f*) **For the downstream and central blocks at specific times.** (*g*) **Variation of air temperature.** — Courbes théoriques et courbes obtenues expérimentalement montrant la répartition des températures dûes à la chaleur de prise du béton dans les blocs central et aval à la cote 15: (*a, b, c*) pour le bloc aval à des temps différents. (*d, e, f*) pour les blocs central et aval à des temps différents. (*g*) Variation de la température extérieure. — Experimentelle und theoretische Temperaturverteilungs-Kurven als Folge der Erhärtung von Beton in den mittleren und den luftseitigen Mauerabschnitten in Höhe 15.00: (*a, b, c*) für den wasserseitigen Teil zu aufeinander folgenden Zeitpunkten. (*d, e, f*) für die wasserseitigen und mittleren Abschnitte zu aufeinander folgenden Zeitpunkten. (*g*) Veränderungen in der Lufttemperatur. — Curvas teóricas y experimentales de la distribución de las temperaturas debidas al fraguado del hormigón en los bloques central y de aguas abajo, a la cota 15.00: (*a, b, c*) para el bloque de aguas abajo en tiempos diferentes. (*d, e, f*) para los bloques central y de aguas abajo en tiempos diferentes. (*g*) variación de la temperatura.

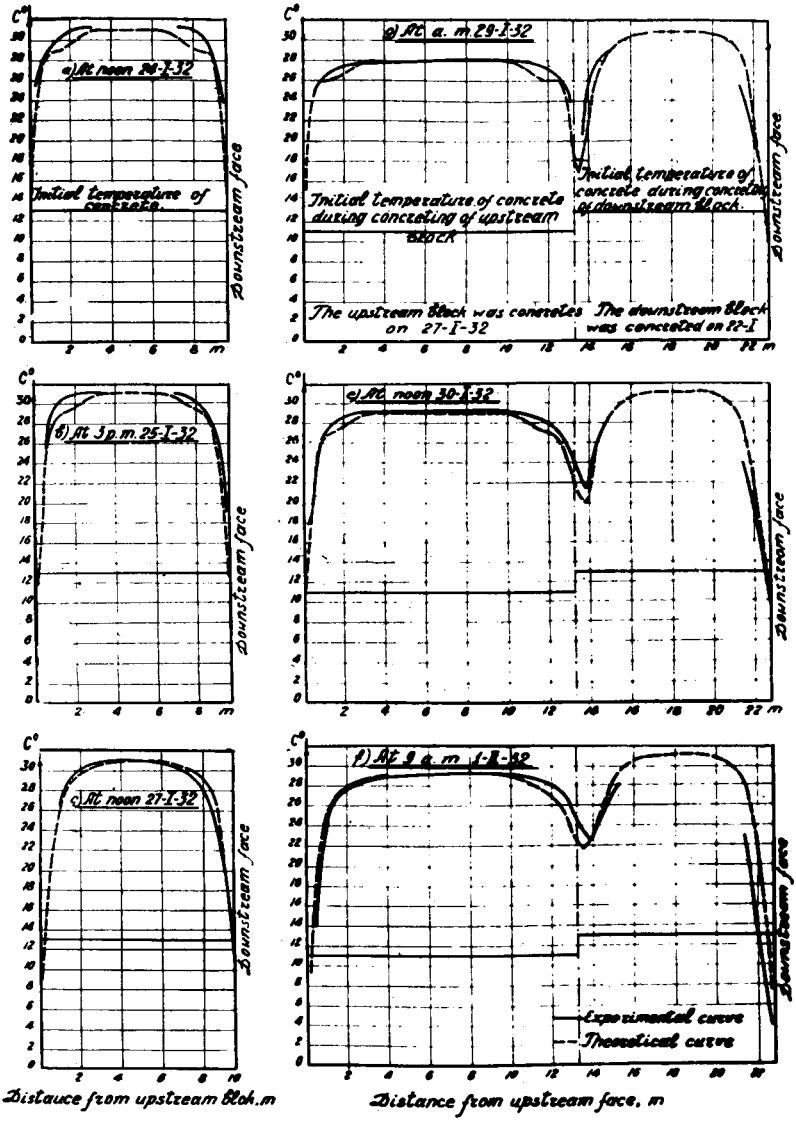


FIGURE 20.

(See legend on p. 453.)

pressed in terms of the Airy function. Thus the determination of temperature stresses is replaced by the calculation of deflections of an imaginary plate of variable thickness, carrying a certain imaginary uniformly distributed load.

At the time of preparation of the report an analysis of the temperature stresses observed in the Dnieprostroi Dam had been in progress only a few weeks. As a preliminary rough approximation, presenting an interest from the practical point of view, there was made an attempt to compare the experimental data with the theoretical temperature stresses obtained on the assumption of a linear state of stress.

In figure 21 is given a comparison between two curves of stress-producing vertical strains—one theoretical and one plotted from observations—for the upstream block at elevation 24.00, 8 days after the placing of concrete. The moment from which a development of free strains in fresh concrete becomes impossible and there sets up a state of stress which was determined from the curve of temperature variation, being assumed to coincide with the end of setting.[14] The coefficient of linear expansion of concrete was taken equal to $0.8.10^{-5}$ per 1° C., based on the results of special tests. (See footnote 5 on p. 18.) The comparison is purposely given in terms of strain and not of stress so as to avoid the uncertainty due to introduction of the modulus of elasticity, since, as it was indicated in 3, the value of this modulus and especially the value of the ratio of the moduli for tension and for compression, $\frac{E_t}{E_c}$ for green concrete may vary between wide limits.

Taking into account the extreme complexity of the problem and the uncertainty of elastic properties of green concrete, the agreement between theory and experiment (fig. 21) is very satisfactory. The downward translation of the experimental curve with respect to the theoretical one, is the result of lateral strains (in a horizontal direction), of which no account was taken in the one-dimensional treatment of the problem.

5. EFFECT OF NONUNIFORM DRYING AND WETTING

During the raising or lowering of the gates and during variations in the moisture content of air there are set up strains in the outer

[14] *Prof. G. A. Nielaender, loc. cit.*

FIGURE 20.—**Ditto: For the upstream and downstream blocks at el. 24.00: (*a, b, c*) For the downstream block at specific times. (*d, e, f*) For the upstream and downstream blocks at specific times. (*g*) Variation of air temperature.** — Idem: pour les blocs amont et aval à la cote 24.00: (*a, b, c*) pour le bloc aval à des temps différents. (*d, e, f*) pour les blocs amont et aval à des temps différents. (*g*) Variations de la température ambiante. — Idem: Experimentelle und theoretische Temperaturverteilungs-Kurven als Folge der Erhärtung von Beton in den luft- und wasserseitigen Abschnitten in Höhe von 24.00: (*a, b, c*) für den luftseitigen Abschnitt zu verschiedenen Zeitpunkten. (*d, e, f*) für die luft- und wasserseitigen Abschnitte zu verschiedenen Zeitpunkten. (*g*) Veränderung in der Lufttemperatur. — Idem: para los bloques de aguas arriba y de aguas abajo, a la cota 24.00: (*a, b, c*) para el bloque de aguas abajo en tiempos diferentes. (*d, e, f*) para los bloques de aguas arriba y de aguas abajo en tiempos diferentes. (*g*) variación de la temperatura exterior.

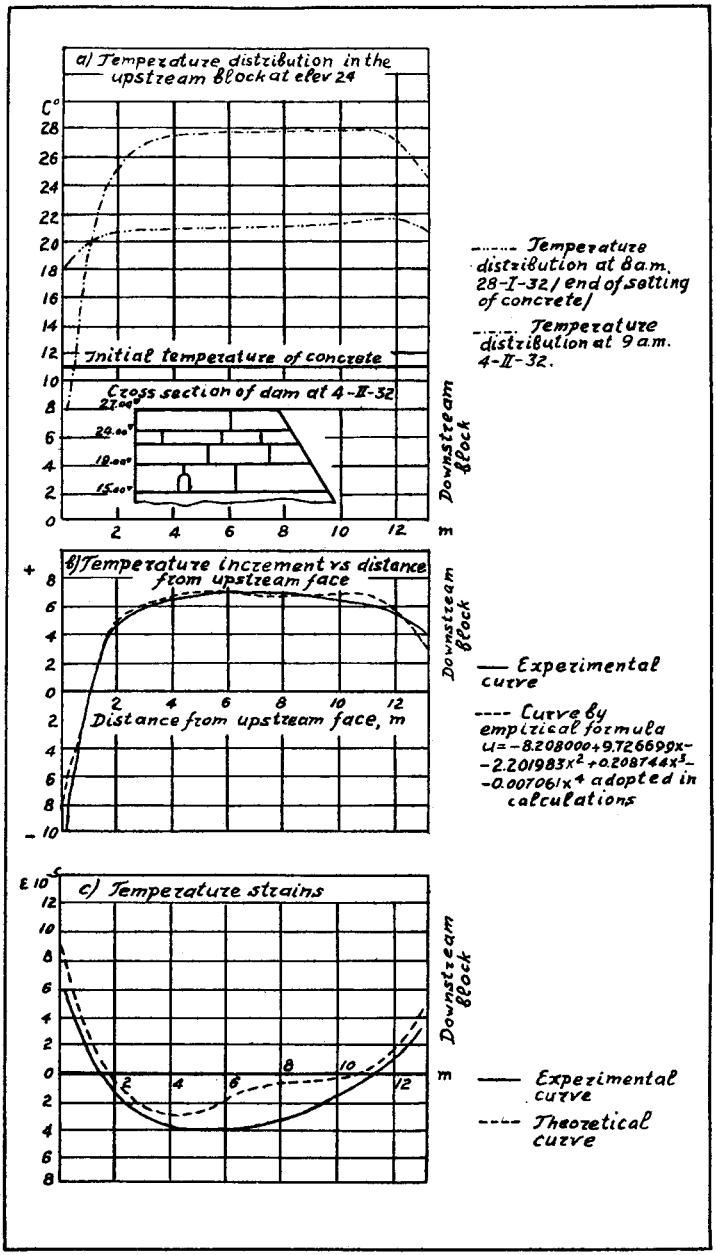


FIGURE 21.

(See legend on p. 455.)

layers of concrete blocks. The phenomena which take place at the surface of concrete during variations in the moisture content of the medium in contact with it are at the present moment almost unexplored. Considerations of space not permitting any detailed discussion of these phenomena, we will only point out that the reason for the development of surface strains is to be sought in a distension (or, correspondingly, in a shrinkage) of the surface layer of concrete during the changes in its moisture content, and in an increase (or a decrease) of the capillary pressure of water confined in the pores of concrete.[15]

To investigate the effect of sharp changes in the moisture content of the surrounding medium on the state of stress in concrete blocks, special tests were undertaken on the Dnieprostroi Dam in the summer of 1935. By means of a periodic wetting or drying of the test span of the dam there is produced an artificial alternate wetting and drying of the downstream face. At the same time observations are made of the changes in the state of stress in the dam by taking readings on gages embedded in the concrete. Water for the wetting is supplied from the upstream side by hoses passing over the gate and working as syphons. Thus the Stoney-type gate, which weighs 80 tons, remains in place through the whole time of the test, and the external load on the dam is unchanged. The temperature of water and air remaining constant, the only factor producing a change in the state of stress in the dam will be the strains in the surface layer brought about by alternate wetting or drying of the downstream face.

At the time of preparation of the report there was finished only the first series of tests, i. e. the investigation of the effect of alternate wetting and drying, given the minimum relative humidity of air, which, in settled weather, is observed at about noon. Since at the time indicated the difference of temperatures of air and of the sunlit surface of the downstream face attains the maximum values, the conditions of the tests correspond to the most unfavourable combination of external factors.

In figure 22 are given the curves of temperature variation and of strains, plotted from readings on gages of group N 33 situated at elevation 30.50 in the vicinity of the downstream face. Abstaining from a detailed discussion of the results, since the tests are not yet finished, we will only make an attempt to trace from the plot of figure 22 the general trend of the phenomena.

As is seen from figure 22, the strain curves follow the change in the temperature of concrete. The temperature of water remained

[15] *K. v. Terzaghi—"Auftrieb und Kapillardruck an betonierten Talsperren", I Congrès des Grands Barrages, vol. V, p. 5, also Der Bauingenieur, Heft 29–30, 1934.*

FIGURE 21.—**Comparison of experimental and theoretical curves of vertical stresses due to temperature in the upstream block at el. 24.00 at 9:00 a. m. on February 4, 1932.** — Courbes théoriques et courbes obtenues expérimentalement, relatives aux efforts verticaux dûs aux variations de température pour le bloc amont à la cote 24.00 à 9 h. le 4/2/32. — Vergleich der experimentellen und theoretischen Kurven der Vertikal-Beanspruchung als Folge der Temperatur in dem luftseitigen Abschnitt in Höhe von 24.00 um 9 Uhr morgens am 4. Februar 1932. — Comparación de curvas teóricas y experimentales de esfuerzos verticales debidos a las variaciones de temperatura en el bloque de aguas arriba, a la cota 24.00, a las 9 de la mañana, el 4/2/32.

nearly constant throughout the test, varying from 18° C. to 19° C. The temperatures of air and of the downstream face of the dam, on the contrary, were subject to large variations and exceeded those of water. Hence, there was inevitable a setting up of temperature stresses in the concrete, analogous to those considered in chapter I.

However, already from a comparison of temperature changes with the magnitudes of strains by teletensometer readings it is evident that

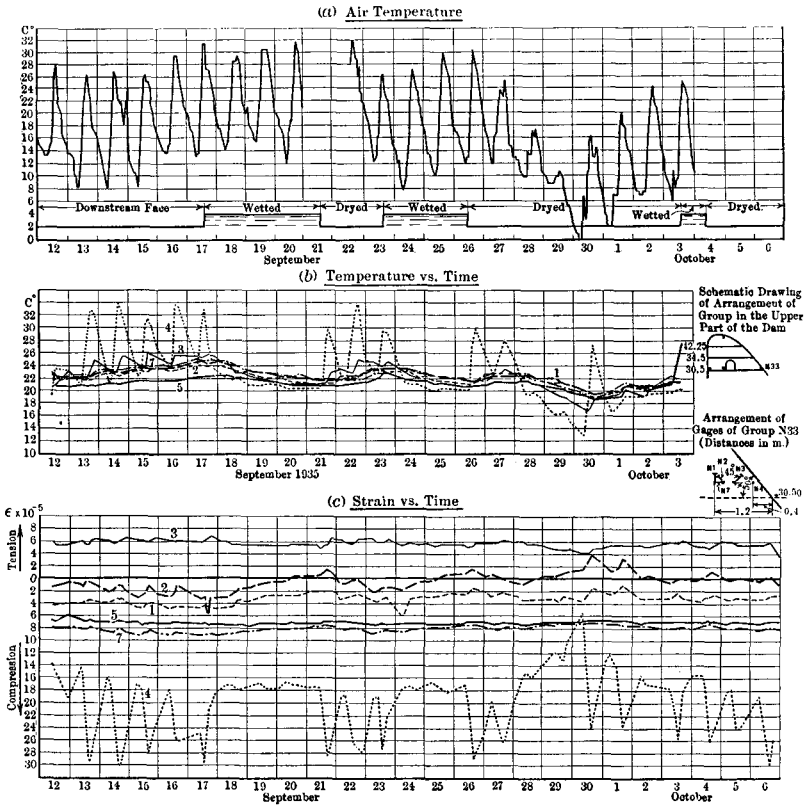


FIGURE 22.—**Tension and compression stresses in the surface layer of the downstream face at el. 30 during alternate wetting and drying periods.** — Efforts de tension et de compression developpés dans la couche superficielle de la face aval alternativement humidifiée et séchée, à la cote 30. — Spannungs- und Druck-Beanspruchungen in der Oberflächenschicht der Luftseite in Höhe 30 während abwechselnder Befeuchtungs- und Trocknungsperioden. — Esfuerzos de tensión y de compresión en la capa superficial de la cara de aguas abajo alternativamente mojada y secada, a la cota 30.

the temperature changes are not the only factor producing internal stresses in the dam, and that the changes in the moisture content of the surface layer must, obviously, also have played a part. Another fact deserving of mention is the reduction of the internal stresses due to wetting. From the trend of the strain curves alone, even in the absence of any data as regards the time of letting in or stopping of water, it is possible to directly determine whether the downstream face

remained dry or was subjected to wetting. Thus, for instance, the rainy weather on 28/IX–29/IX it is seen to bring about a sharp change in the course of the strain curves when there was no artificial wetting of the downstream face.

On the whole, the graph of figure 22 is a vivid illustration of a very intense working of the surface layer of the downstream face of the dam. The readings on teletensometer N 4, situated at a distance of 12 cm from the external surface, show a daily variation in strains amounting to $\epsilon = 19 \cdot 10^{-5}$ (on 30/IX), which for a value of $E = 350{,}000$ kg/cm^2, as determined from special tests, correspond to a stress

$$n = E\epsilon = 350{,}000\ 19 \cdot 10^{-5} = 66.5 \text{ kg/cm}^2$$

The stress changes in the surface layer during the time interval indicated must have been still greater.

Conclusions

1. The resistance to cracking of the surface layer is determined not by the mechanical strength, but by the plasticity of concrete. The higher the plasticity the larger the absolute magnitudes of surface strains that may be taken up by the concrete without cracking.

In the tests described, the critical strain of the surface layer of specimens, hot-cured during from 1 to 2 days and possessing a cube strength $R_{cub} = 60$ kg/cm^2 attained on the average a magnitude $\epsilon_{cr} = 23 \cdot 10^{-5}$. For specimens hot-cured during from 7 to 8 days and possessing a cube strength $R_{cub} = 110$ kg/cm^2 the magnitude of the critical strain was $\epsilon_{cr} = 9.3 \cdot 10^{-5}$.

With a further increase of the age of the concrete and the attendant lowering of the plasticity the resistance to surface cracking is reduced.

2. The principal cause of development of internal stresses in concrete blocks is a nonuniformity of temperature distribution. Insofar as can be judged from the first results of tests now in progess, even sharp changes in the moisture content of the downstream face (due to wetting or drying) are of a secondary importance in comparison with the effect of temperature.

3. To prevent the formation of cracks in the surface layer (the facing) of concrete gravity dams it is recommended that in the designing and choosing the methods of construction temperature check calculations be made for the following cases:

Case *a*. The initial period of construction (evolution of heat by concrete).

Case *b*. The normal operating conditions (after the dissipation of heat evolved during the setting of concrete).

For calculating the temperature regimen the use of approximate methods is recommended (e. g. of the method proposed by Schmidt). To obtain a rough evaluation of the maximum temperature stresses (strains) in the surface layer the problem may be treated as one-dimensional.

4. One of the most effective measures against the development of large stresses in the outside layers of the downstream face of dams is a wetting of the surface by allowing the passage of even relatively negligible volumes of water.

(*Acknowledgment.—The laboratory investigation of the surface resistance of green concrete to cracking were prepared and conducted by S. G. Tachtamisheff. The analysis of results of observations on the dam, for chapter II of the report, was carried out by Miss N. N. Tereshkewitch. To both, the author wishes to express his sincere appreciation.*)

SUMMARY

The methods of making the laboratory experiments in connection with the study of the resistance to the cracking of surface layers of green concrete (2 to 40 days old), and the results of the tests are described in chapter 1. By means of a rapid shifting of a test specimen from a warm bath (40° C.) to a cold bath (0° C.), artificial internal stresses were set up. The moment of the sudden formation of a crack was determined from the reading of a teletensometer imbedded in the core of a specimen. Tests have shown that the resistance to cracking of the surface layer depends, not on the strength of the concrete, but on its plasticity. Specimens, 1 to 2 days old, withstood without cracking stresses three times as great as specimens of the same concrete 6 to 7 days old.

In chapter 2, is given an analysis of the factors affecting the development of stresses in the surface layers of gravity dams. Schemes for the approximate calculation of the distribution of temperature (according to Schmidt's method) and of stresses due to temperature are discussed. Their proper application to problems, encountered during the setting period (during the exothermy of concrete) and under the operating conditions prevailing thereafter, is demonstrated by comparison of the results of the theoretical calculation with those of observations made on the Dneiprostroi Dam. To investigate the effect of the alternate wetting and dying of the downstream face upon the development of internal stresses, special tests are now being conducted on the Dnieprostroi Dam. The results so far obtained show the preponderant importance of the temperature factors on the formation of stresses in the surface layer.

While making the design of the structure as well as when choosing the method of construction it is recommended that the temperature regimen of the dam be calculated for the exothermy period as well as for the period of normal condition of exploitation after the cooling of the core in order to prevent the formation of cracks.

RESUME

Le premier chapitre décrit la méthode et l'analyse des résultats des expériences de laboratoire effectuées dans le but d'étudier la résistance à la fissuration des couches extérieures de béton jeune (âge de 2 à 40 jours). En transportant une éprouvette d'un bain chaud (40° C.) à un bain froid (0° C.) on y provoquait artificiellement des efforts internes. L'instant de la formation des fissures était déterminé au moyen d'un télétensomètre bétonné dans l'intérieur de l'éprouvette. Les expériences ont montré que la résistance à la fissuration superficielle est déterminée non par la qualité de résistance à la compression du béton, mais par sa plasticité. Les éprouvettes de 1 à 2 jours supportaient, sans apparence de fissures, des déformations trois fois plus grandes que celles des éprouvettes du même béton âge de 6 à 7 jours.

Le deuxième chapitre est consacré à l'analyse des factures qui développent des efforts dans la couche superficielle des barrages poids. Les méthodes de calcul approximatif de la répartition de la température (méthode Schmidt) et de celle des déformations d'ordre thermique y sont discutées. Leur adaptabilité aux problèmes de la période de prise (celle de l'éxothermie du béton), ainsi qu'à ceux des conditions normales d'éxploitation, est démontrée par la comparaison des résultats du calcul théorique et des observations effectuées au barrage de Dnieprostroi. Pour étudier l'influence de la sécheresse et de l'humidité de la surface aval sur le développement d'efforts internes, des expériences spéciales sont en cours au Barrage Dnieprostroi. Les premiers résultats obtenus indiquent une importance prédominante du facteur thermique sur les déformations de la couche superficielle.

Pour prévenir la formation de fissures, il est recommandé, en élaborant un projet, aussi bien qu'en choisissant une méthode d'exécution, de faire le calcul thermique d'un barrage pour la période d'exothermie du béton ainsi que pour celle de condition normale d'exploitation, après réfroidissement du noyau.

ZUSAMMENFASSUNG

Abschnitt I gibt eine Beschreibung der Laboratoriumsversuche zur Feststellung der Widerstandsfähigkeit von Oberflächenschichten von jungem Beton (im Alter von 2–40 Tagen) gegen Rissbildung. Es wurden durch abwechselndes Einlegen in warmes (+40° C) und kaltes Bad (0° C) im Versuchskörper künstlich innere Spannungen erzeugt. Der Zeitpunkt der Rissbildung wird durch einen im Kern des Versuchskörpers einbetonierten Teletensometer festgesetzt. Die Versuche haben erwiesen, dass der Widerstand der Oberflächenrisse nicht von der Festigkeit, sondern von der Plastizität des Betons bestimmt wird. Probekörper im Alter von 1–2 Tagen vertrugen ohne Rissbildung 3 mal so grosse Oberflächendehnungen als Probekörper aus demselben Beton im Alter von 6–7 Tagen.

Abschnitt II befasst sich mit der Untersuchung der in massiven Staumauern innere Spannungen (Oberflächenrisse) hervorrufenden Ursachen. Es werden angenäherte Berechnungsverfahren der Temperaturverteilung (Methode Schmidt) und der Temperaturdehnungen (Spannungen) gegeben. Die Eignung dieser Verfahren sowohl für die Anfangsperiode (bei Exothermie des Betons) als auch für normale Betriebsverhältnisse wird durch Gegenüberstellung der Ergebnisse der theoretischen Berechnungen mit den Beobachtungen an der Dneprostrojstaumauer erwiesen. Zur Klärung der Einwirkung des Austrocknens und der Berieselung der Luftseite auf die Entwicklung den innerer Spannungen sind gegenwärtig besondere Versuche an der Dnjeprstaumauer im Gange. Die vorläufigen Ergebnisse weisen auf eine vorherrschende Bedeutung des Temperaturfaktors für die Dehnungserscheinungen in der Oberfläche hin.

Es wird zur Vermeidung von Oberflächenrissen empfohlen sowohl beim Entwurf als auch bei der Wahl der Bauweise die Temperaturverhältnisse der Staumauer sowohl für die Exothermieperiode als auch für normale Betriebsverhältnisse (nach der Abkühlung des Kerns) rechnerisch zu berücksichtigen.

RESUMEN

En el primer capítulo se describe el método y el análisis de los resultados de los ensayos de laboratorio, hechos con el fin de estudiar la resistencia al agrietamiento de las capas exteriores de hormigón joven (de 2 a 40 días de edad). Transportando una muestra de un baño caliente (40° C) a un baño frío (0° C), se provocaron esfuerzos internos artificiales. Se determinó el momento de la formación de las grietas por medio de un teletensómetro colocado en el interior de una muestra. Los ensayos han demostrado que la resistencia a la fisuración artificial no depende de la resistencia del hormigón, sino de su plasticidad. Las muestras de 1 a 2 días de edad resistieron, sin agrietarse, deformaciones 3 veces más grandes que las muestras del mismo hormigón de 6 a 7 días de edad.

En el segundo capítulo se hace un análisis de las causas que provocan el desarrollo de los esfuerzos en la capa superficiál de las presas de gravedad. Se discuten los métodos de cálculo aproximado de la distribución de temperatura (método Schmidt) y de las deformaciones de naturaleza térmica. Su adaptabilidad a los problemas del período de fraguado (durante la exotermia del hormigón), así como a las condiciones normales de explotación, se demuestra comparando los resultados del cálculo teórico con las observaciones hechas en la presa de Dnieprostroi. Para estudiar la sequedad y la humedad de la cara de aguas abajo sobre el desarrollo de los esfuerzos internos, se están haciendo ensayos especiales en la presa de Dnieprostroi. Los primeros resultados indican una importancia predominante del factor térmico sobre las deformaciones de la capa superficial.

Para evitar la formación de grietas se recomienda que al elaborar un proyecto, así como también al escoger el método de ejecución, se haga el cálculo térmico de una presa para el período de exotermia del hormigón así como para el período de condición normal de explotación después de enfriarse el núcleo.

SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS
WASHINGTON, D. C., 1936

USE OF BITUMINOUS MATERIALS IN CONSTRUCTION OF HIGH DAMS*

P. D. GLEBOV
U. S. S. R.

1. PERMEABILITY OF HYDRAULIC MORTARS AND CONCRETES, ITS CONSEQUENCES AND MEASURES FOR DECREASING INJURIOUS ACTION OF PERCOLATING WATER

Permeability of hydraulic mortars and concretes, prepared with portland cements, must be regarded as one of the principal defects of such concretes, reducing the useful life of structures built of such concretes and frequently resulting in their total deterioration.

That property becomes especially dangerous when the above-mentioned materials are used for construction of hydro-technical works. It refers particularly to high concrete and reinforced concrete dams sustaining great heads and subjected to alternate wetting and drying.

In fact, the percolation of water through concrete signifies the beginning of deterioration, sometimes imperceptible at first and going on during many years with gradually increasing intensity. Deterioration of the concrete takes place by chemical or by mechanical action.

In the first case dissolution of calcium hydroxide takes place, resulting in loosening and even total destruction of bond between aggregates. The process of concrete deterioration is known in hydro-technical construction under the name of the "white death of concrete." Intensity of this process depends, to a considerable extent, upon the properties of the water, especially when the latter contains dissolved sulphates and certain organic acids.

**Emploi de matériaux bitumineux dans la construction des grands barrages. Verwendung von bituminösen Stoffen beim Bau von Talsperren. Empleo de materiales bituminosos en la construcción de grandes presas.*

A. Frey Samsioe (Sweden) asserts that even slightly mineralized water, acting under small head exerts an injurious influence upon concrete.

Mechanical deterioration is due partly to the above-mentioned chemical processes, but is caused also by temperature fluctuations and by the alternate wetting and drying of the structure. Water penetrating the concrete, or contained in it in a capillary state, freezes when the temperature falls below zero, and stresses generated, as a result of subsequent volume increase, may reach a magnitude involving the deterioration of the material, which shows itself in the appearance of hair cracks, crumbling, etc. Such disintegration is often observed on structures within the limits of water-level fluctuations, reaching sometimes beyond the upper stage of water surface and covering the area, which does not sustain any head, but is subjected to the action of spray.

It is evident that the disintegration of concrete in such cases will go on at an ever-increasing rate, especially if accompanied or preceded by the phenomena of "white death" and by appearance of cracks due to unsatisfactory location of expansion joints or to considerable shrinkage of the concrete.

It is necessary to note also that increased porosity of the concrete at the upstream face of the structure, appearing as a result of disintegration, decreases its resistance to sloughing under the action of ice cover.

The main unfavorable consequences, which are caused by water percolating through the concrete and which have been enumerated above, have long been receiving attention and careful study and elaboration of measures to be taken against those injurious phenomena.

As a result of investigations, two ways to elimination of the above-mentioned phenomena have been suggested: (1) Improvement of the quality of the concrete; (2) application of materials insulating the concrete from immediate contact with the water.

The first method involves the increase in density of the concrete, accomplished by proper selection of aggregates, by increasing the proportion of cement and especially by introducing such admixtures as pozzolanas, trasses, diatomaceous earths, etc. Considerable increase of impermeability can be also effected by gunite covering.

These measures can considerably improve the concrete in regard to its impermeability, but they are not sufficient in cases when the water is highly mineralized, and especially when the structure has comparatively thin reinforced concrete walls or slabs (arch dams, Ambursen dams, etc.).

It is necessary to take into account also the fact that water penetrates even into concretes of the highest density and, freezing within its pores, decreases gradually its strength.

The second method, that is, the insulation of the concrete from direct contact with the water, has also found a wide application in construction of high concrete and reinforced concrete dams, and there are reasons to believe that it will be used still more widely. Asphalt materials are mostly used in such insulating constructions.

Properties of such materials and conditions of their application will be described in the succeeding paragraphs.

2. Properties of Impermeable Linings of High Concrete and Reinforced Concrete Dams

The watertight facings of high concrete and reinforced-concrete dams must answer to the following requirements:

1. They must be absolutely watertight and absorb no water.
2. They must possess sufficient mechanical strength, to meet the working conditions to which they will be subjected as parts of a high dam.
3. They must be made of chemically stable materials, that is, their ingredients must be able to resist the deteriorating influence of salts, acids, alkali, and gases dissolved in the water.
4. They must give a good bond with the material on which the structure is built.
5. They must satisfactorily resist impacts of floating bodies.
6. They must have the same coefficient of linear temperature expansion as the material of the structure.
7. They must resist the injurious influence of silt settling from the state of suspension.
8. They must be easily workable.
9. Their first cost and maintenance expenses must be low.

Asphalt compounds satisfy most of the above-enumerated requirements, which circumstance explains their wide use in the construction of dams. The foregoing statement has been corroborated by actual construction experience and by results of laboratory investigations.

3. Coating of Concrete by Bituminous Compounds

This method of insulation is one of the most inexpensive, simple, and widely used ones. To illustrate the insulating properties of bituminous coatings some data of laboratory tests are given in table 1.

Table 1

Treatment of the surface	Weight of the sample		Increase of weight		Condition of the outer surface
	Before test	After test	Grams	Percent	
1. No coating	177. 00	188. 55	11. 55	6. 52	Wet.
2. 1 coating with bitumen	194. 52	195. 61	1. 03	. 56	Dry.
3. 1 coating with bitumen	196. 83	198. 42	1. 59	. 81	Dry.
4. 1 coating with bitumen	189. 83	192. 43	2. 60	1. 37	Dry.
5. 2 coatings with bitumen	197. 41	197. 29	—. 12	------	Dry.
6. 2 coatings with bitumen	193. 73	193. 78	. 05	. 03	Dry.
7. 2 coatings with bitumen	199. 94	200. 00	. 06	. 03	Dry.
8. 3 coatings with bitumen	199. 96	200. 00	. 04	. 02	Dry.
9. 3 coatings with bitumen	198. 86	198. 72	—. 14	------	Dry.
10. 3 coatings with bitumen	199. 73	199. 82	. 09	. 05	Dry.

These results have been obtained as an average of three to five tests, made under three atmospheres' pressure, and lasting from 24 to 48 hours.

Best results are obtained when the application of bituminous coating is repeated several times. This is due to the air filling small cavities on the surface which is being coated. When hot liquid bitumen, having a temperature of about 150°–180° C. is applied, the air expands and bursting through the thin bituminous skin forms in it a multitude of tiny holes.

The water, which always exists to some extent in the mortar, acts similarly.

The necessity of repeated coating thus becomes evident.

As to the bond between bituminous coating and the concrete, its strength depend supon the condition of the surface coated.

The best practice is to put hot bitumen onto a dry surface; it is even recommended to prepare the surface to be treated by specially drying and warming it.

The first and second coatings may be made with bitumen diluted in a dissolvent and applied in such a state the bitumen better penetrates the pores of the concrete.

A similar method of protecting the concrete against the action of aggressive ground water has been used in the dam and powerhouse

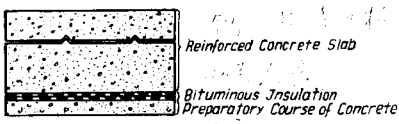


FIGURE 1.—**Scheme of bituminous insulation of a reinforced concrete slab.** — Procédé d'isolement au bitume d'une plaque de béton armé. — Ansicht einer bituminösen Schutzdecke einer Eisenbeton-Schicht. — Proceso de aislar el betún de una placa de hormigón armado.

and in the bottom of the navigation lock at the Svir 3 hydraulic development. (See fig. 1.)

A preparatory course of concrete was coated with a bituminous insulator of 1.5–2 mm thickness, applied in the manner described above. On top of the bituminous insulation two layers of tarred paper were placed (also coated by bitumen), in order to protect the insulation from damage, during the installation of reinforcement and concrete placing operations.

Coating of concrete surfaces by bituminous compounds is now being widely used on the construction work of the Moscow-Volga canal.

It is the usual practice there to apply one or two coatings of bitumen diluted in a dissolvent, and then one or two coatings of melted bitumen. In case it is desired to obtain some definite coloring of the surface treated, paint should be added. For instance, dark cherry colour results when two parts of bitumen are mixed with one part of colophony and five parts of colcothar. The adding of colophony makes the mixture more refractory and prevents its melting under the action of sun rays. In Germany aluminium powder is used for obtaining surfaces of silvery-gray color.

Bituminous insulations just described, notwithstanding good results shown in the laboratory testing, in actual service reveal a number of essential defects.

Not being endowed with independent strength, they are easily damaged when the structure settles unevenly, when hair cracks or, what is worse, cracks of considerable dimensions appear, etc.

Outside coatings are subjected to the influence of temperature and are liable to crack during freezing and melt during hot weather. In addition, they are easily damaged by floating bodies.

Fine suspended silt, if present in the water, settles on surfaces treated with bitumen and, after the fall of the water level, dries and forms a crust, adhering to the bitumen. When this crust cracks, the bituminous insulation is also damaged.

It is therefore necessary to protect such insulation from the above described injurious influences by means of diaphragms made of concrete or other materials.

The thickness of the insulating layer in such cases can be considerably increased and aggregates can be introduced into the bituminous compound, which would decrease the cost.

Coatings, similar to that just described, have been used for several dams in Europe and America (the dam on the Urft River in Germany, the Franz-Joseph Dam in Austria, the Corfino Dam in Italy, the Caneadea Dam on the Genesee River in New York State, the Tepuxtepec Dam on the Lerma River in Mexico).

4. Bituminous Mats and Their Use in the U. S. S. R.

Bituminous mat consists of a flexible fabric, coated on both sides by an insulating bituminous compound. Coarse jute cloth is mostly used, with comparatively large interstices, so that the bituminous coatings on both sides are bound together.

The manufacture of such mats in the U. S. S. R. was first begun in 1932, in connection with the construction of a dam and powerhouse for the Svir River hydroelectric development.

Let us describe briefly the main properties of the bituminous mats.

A. WATERTIGHTNESS

Bituminous mats are practically watertight, as is shown by the laboratory tests, the results of which are given in table 2.

Table 2.—*Results of impermeability testing of bituminous mats* [1]

Kind of material	Head	Duration of test	Weight of sample		Thickness of sample
			Before testing	After testing	
	Mm	*Hours*	*Grams*	*Grams*	*Mm*
1. Andersen's bituminous mat (England)	1. 5	3	28. 88	28. 88	2. 5
	2. 0	3	28. 88	28. 88	2. 5
	2. 5	3	28. 88	28. 93	2. 5
	3. 0	3	28. 93	28. 90	2. 5
2. Bituminous mat made in the U. S. S. R.	0. 5–3	10	57. 22	57. 22	5. 0
	0. 5–3	10	61. 59	61. 70	5. 0
	0. 5–3	10	58. 87	58. 87	5. 0
3. Bituminous mat made at the Shelkovsky factory (U. S. S. R.)	1.5–3.0	12	23. 53	23. 53	5. 0
	1.5–2.0	6	22. 74	22. 80	5. 0
	2. 5	3	22. 80	22. 78	5. 0
	3. 0	3	22. 78	22. 84	5. 0

[1] Tests were carried out using the Gary-Burhardt apparatus.

Tested samples were placed between two brass plates having in the center a circular opening of 20 mm diameter. All samples were pressed more or less into the openings under the action of the water head. The height of swelling reached to 3.0–3.5 mm. On some samples small cracks radiating from the center appeared on top of swellings; they were, however, not deep enough to reach the reinforcing fabric.

Test results show that the coating material is not only watertight, but also that it does not absorb water. The latter statement, however, does not refer to the mat as a whole.

Keeping the mat in water sufficiently long results in a certain increase of weight, reaching 1 or 2 percent. This increase must be attributed, as has been proved by special experiments, to the penetration of water into the fibers of reinforcing fabric.

That fact indicates the necessity of more careful and prolonged treatment of the cloth by bitumen, before the covering coats are applied.

B. FLEXIBILITY

Flexibility of bituminous mats depends upon the qualities and thickness of the coating, upon the nature of the reinforcing cloth, upon the temperature at which bending is being done, and upon velocity of bending.

Experiments show that easily melted and thin coatings increase the degree of flexibility. The composition of the coating material is determined not only by its flexibility, but by temperature conditions during actual service of the insulation and by construction methods used. Easily melted compounds show a tendency to flow at high temperatures and require the addition of ingredients making the mass more refractory.

Reinforcing cloth must have a uniform thickness and be soft; its thickness should not exceed 20 to 40 percent of the total thickness of the mat.

If a piece of mat is rolled on a rod of 20 mm diameter, at temperatures 2° C., and 4° C., small cracks are, in most cases, developed on the surface of the coating, not reaching, however, to the reinforcing fabric. When the rolling is done slowly enough, the cracks do not appear even at still lower temperatures.

C. STABILITY UNDER INFLUENCE OF WATER

Keeping samples of the mat in 10 percent solutions of acids, salts and in ordinary water does not involve any perceptible consequences.

Alkaline solutions become somewhat turbid on account of the splitting of asphaltic acids; the content of the latter is, however, insignificant, reaching 2 or 6 percent in natural bitumens; petroleum bitumens, ordinarily, do not contain such acids in a free state; the amount of their anhydrides does not exceed 2 to 4 percent. It is necessary to note also that natron soaps of asphaltic acids are not easily soluble. Processes of splitting cannot therefore change for the worse the quality of the mat.

Various organic dissolvents of bitumens and their ingredients must be regarded as unquestionably dangerous; they are, however, not encountered in usual conditions of construction practice.

It may be noted in conclusion that contact with emulgents should be avoided.

Bituminous coating, as a whole, can be regarded as completely water-resisting when kept in ordinary water.

D. STRENGTH OF MATS

The most important items are the magnitude of tensile force, causing rupture, and elongation after fracture.

Tests made in the laboratory have given the results shown in table 3.

TABLE 3

Kind of reinforcing fabric	Thickness	Dimensions of sample		Ultimate force	Elongation after fracture
		Length	Width		
	Mm	*Mm*	*Mm*	*Kilograms*	*Percent*
1. Jute cloth	5	50	25	17. 2	28. 0
2. Jute cloth	5	50	25	24. 4	28. 0
3. Jute cloth	5	50	25	22. 8	28. 0
4. Jute cloth	3	150	50	45. 0	17. 0
5. Tarpaulin cloth	3	150	50	85. 0	10. 0
6. Tarpaulin cloth	5	150	50	80. 0	15. 0
7. Tarpaulin, stiff	5	150	50	95. 0	5. 5

(1) Forces were measured by a dynamometer, velocity of stretching being equal to 5 mm per minute.
(2) Tests were made at the temperature of 15° C.

The material of the coatings, subjected to the testing, stretched without crack formation; but when the elongation reached about half of its ultimate value, perceptible longitudinal deformations were observed in the coating, due to the nonuniformity of the reinforcing fabric and to some lateral contraction.

The elongation, therefore, should be taken at 8 to 10 percent for jute fabrics and at 5 to 7½ percent for tarpaulins.

Bituminous mats can sustain very high compressive loads, with corresponding decrease of thickness, of course. According to tests made by Cordebas (France), compressive stress, equal to 10 kg/cm^2, caused in a 3 mm thick mat a decrease of thickness equal to 0.05 mm, and in a 5 mm mat—a 0.25 mm decrease; at 50 kg/cm^2 the corresponding decreases were equal to 0.25 mm and 0.90 mm.

The compression was accompanied by lateral squeezing of the mass, which cannot take place in actual service conditions, when the mat is subjected to uniform hydrostatic pressure, and even at nonuniform loading the squeezing will appear in a lesser degree, because its occurrence is connected with displacement of a large volume of the coating through a considerable distance.

E. RESISTANCE TO TEMPERATURE CHANGES

Resistance to temperature changes depends upon the properties of the coating material and upon the inclination of the surface. It is evident that the coating must not flow at the highest temperature

which may occur in actual service conditions. At the lowest possible temperature the mass must preserve a sufficient degree of flexibility and be free from cracks which are likely to appear as a result of contraction due to cooling. These properties are checked by laboratory testing.

For investigation of the influence exerted by high temperatures, the sample is placed in a thermostat in the position which it will have when in the structure, or better, in a vertical position; observations are then made during a period of 3 hours.

The influence of a low temperature is checked on samples with fixed ends, which are tested at corresponding temperatures; lack of cracks indicates that the material tested is satisfactory.

5. Use of Bituminous Mats in Construction of Dams

Bituminous mats were first used in the U. S. S. R. in the construction of the above-mentioned dam on the Svir River.

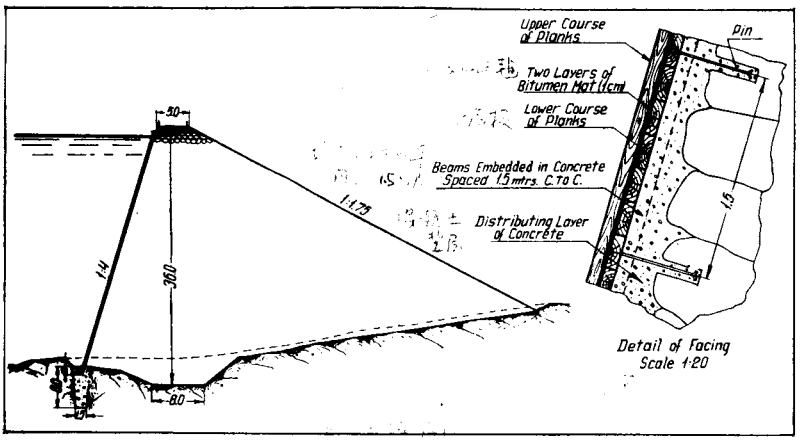


Figure 2.—**Cross section of the Ulba Dam and details of diaphragm.** — Coupe du barrage de l'Ulba et détails du diaphragme. — Querschnitt der Ulba-Talsperre und Einzelheiten der Staumauer. — Perfil de la presa del Ulba y detalles del diafragma.

The design of corresponding parts of the dam and the construction methods used will be described further when instances of asphaltic mortar application will be discussed.

The second instance is their use on the construction of the dam on the Ulba River, in the Altay Mountains. A cross-section of that dam is shown in figure 2. It is of the rock-fill type; its maximum height above the foundation, 36.0 m.

The upstream slope is built of big stones, up to 1 cu. m in volume, the inclination being 4 to 1; the downstream slope is 1.75 to 1.

The upstream slope is protected by a diaphragm of the following design. (See fig. 2.)

To obtain a smooth surface, the slope, after the completion of rack placing, is covered by a layer of concrete, into which beams are embedded. These beams have steel anchor pins extending into

special cavities in the rock fill, filled with concrete. The beams are spaced 1.5 m, center to center.

The concrete surface of the slope is covered by planks nailed to the beams. The planking must be made of well-dried wood, for the better adhesion of the preparatory coating. The latter must consist of not less than two courses of bitumen heated to 150° or 180° C. (the necessity of such treatment follows from our laboratory tests, carried out for other structures). The thickness of that preparatory coating must be equal to 1.5 or 2.0 mm.

First coating may be applied diluted in a volatile dissolvent. Part of the bitumen penetrates, at such a method of treatment, into the wood. The number of coatings should not, however, be diminished.

Simultaneously with the last coating, when the bitumen is still hot, the bituminous mat should be glued on, fastening it to the planks by nailing, in order to secure additional strength of bond. The gluing of the second layer of the mat is also made upon a hot bitumen coating. The pieces of the mat are lap-jointed, and, besides this, joints of the lower layer of the mat must be located right under the middle of upper pieces.

After the second layer is fastened it is necessary to smooth tne surface by means of an additional coating and build the protecting cover, consisting of planks nailed to the lower layer of planking. The lower end of the diaphragm will be embedded, 1.2 m deep, into the concrete cut-off wall.

At the present time, bituminous mats with reinforcing fabric made of bast, instead of cloth, are used in the construction of earth dams on the Moscow-Volga Canal and at the Tuloma River hydroelectric development.

It is necessary to note in conclusion, that insulations made of bituminous mats possess the same qualities as those made by means of bitumen coatings. The only difference is that *mats* being comparatively stronger, more flexible and capable of considerable elongation without rupture, protect the insulation from damage even in cases of uneven settlements of the structure, formation of small cracks, etc.

Bituminous mats should, therefore, be regarded as one of the best insulating materials used in modern dam construction.

Mats, the same as bituminous coatings, must be protected against the deleterious influence of various external agents, and particularly against the sedimentation of silt and subsequent formation of crusts consisting of dried silt.

Of late a number of earth-fill dams in the U. S. S. R. have been designed, and are under construction, which have diaphragms consisting of bituminous mats placed directly upon the levelled earthen slope, and covered by a layer of sand and gravel.

Such diaphragms will be very flexible and will follow all the deformations of the dam without any damage to the integrity of the insulation. They will be, in most cases, more economical than other types of insulation.

6. Asphaltic Construction Mixtures, as Principal Material for Certain Parts of Hydrotechnical Structures

Under asphaltic construction mixtures we consider those compounds consisting of suitably selected stony aggregates with bitumen used as a binder. To this class belong asphaltic concrete, asphaltic mortar, asphaltic cement, asphalts obtained by melting, various impregnating and coating compounds, etc. Up to this time only asphaltic cement and asphaltic mortar have been used in construction of dams in the U. S. S. R.

USE OF ASPHALTIC MORTAR

Asphaltic mortar was used as a basic material for building certain parts of the upstream apron of the dam on the Svir River.

For illustration of the working conditions there, certain peculiarities regarding the geology of the foundation are briefly described below.

The dam is resting on devonian clays containing interlayers of fine sandy material. The following features are characteristic of these clays: They contain water under pressure; they heave when released from the overburden, as, for instance, during excavation of the construction pit; the coefficient of friction of concrete on these clays is very low. Owing to the latter circumstance, the stability of the main body of the dam against sliding proved to be insufficient.

It was decided, therefore, to attach to the main body of the dam, at its upstream side, an apron, in such a manner as to obtain beneath it an uplift head equal to the hydrostatic pressure of the lower pool. The connection between the apron and the dam must be such as to secure a joint resistance of both to horizontal forces. The apron arranged in such a manner received an additional vertical loading, equal to the difference of head between upper and lower pools; in order to increase still more the vertical loading and, in consequence, the stability of the dam, the apron was covered by a layer of soil taken from the excavation pit. It is evident that to accomplish its purpose the apron must be able to resist tensile stresses and be watertight.

To satisfy these conditions, the apron has been designed as a reinforced concrete slab covered by two layers of the above-described bituminous mat, manufactured at the Shelkovsky factory.

The above-mentioned heaving of the foundation, observed during the excavation work and caused by the pressure of the groundwater and by unloading of the clay layers, as a result of excavation, indicated that unavoidable settlement was to be expected, due to increased loading after the erection of structures.

As various parts of a structure transmit to the foundation loads of varying intensity, the settlements will also be uneven. It was evidently to be expected that settlements of the powerhouse and of the massive body of the dam would be greater than the settlements of the apron.

The powerhouse and the dam are built of reinforced concrete and are so designed as to secure uniform, and beforehand-calculated, settlements within the limits of each of these structures. The correct-

ness of the design has now been proved by observations of actual settlements.

The apron, as a part less loaded, must have smaller settlements. At the same time, it had, as has been indicated in the foregoing, to work jointly with the body of the dam. Such condition could be accomplished only if these two parts of the dam were tied together by some flexible connection. It was originally proposed that the flexible parts of the apron be made of wood, but afterwards preference was given to asphaltic mortar, on account of its being more flexible, absolutely watertight, highly resistant to the injurious action of the water, permitting easy placing of reinforcing bars, strongly adhering to the concrete and to reinforcing steel, and constituting a good filler for the joint between the dam and the apron.

Owing to the above-described circumstances, the Svir Dam has a number of peculiarities, which may be seen in figure 3.

The surface of devonian clays in the foundation of the dam was covered by 65 cm of sand and gravel, laid in three courses—the

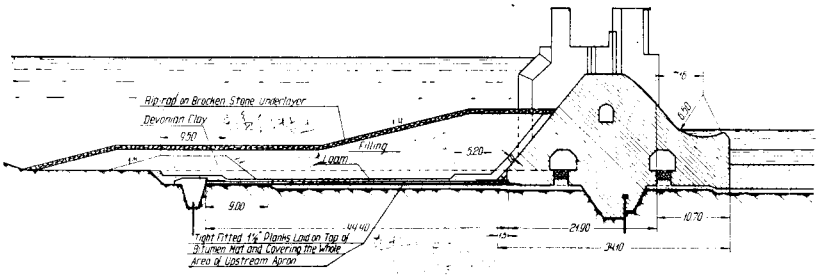


FIGURE 3.—**Cross section of dam on the Svir River.** — Coupe du barrage de la rivière Svir. — Durchschnitt der Talsperre beim Swir-Fluss. — Perfil de la presa del río Svir.

lower course, 15 cm thick, consisting of sand of 0.2 to 1.0 mm diameter; the middle course, 15 cm thick, consisting of sand of 1 to 2 mm diameter; and the upper course, made up of wash gravel with grains from 2.5 to 5.0 cm. These courses are traversed by the cut-off wall equipped with sheet piling.

Because of two galleries, which are provided in the body of the dam and which are connected with the lower pool and with the layers of sand and gravel located under the dam, the uplift head becomes equal to the hydrostatic pressure of the lower pool. In order to prevent the flow of water from the upper pool to the space under the apron, a cut-off wall with sheeting is provided at the upstream end of the apron. For the same purpose, the sand and gravel courses are not laid on the upstream 9 m long portion of the apron.

Due to these precautions percolation from the upper pool will not be dangerous because its amount will not be sufficient to raise the pressure under the apron to any perceptible degree.

As can be seen from the drawing, the apron is loaded by earth-fill. That design of the apron results in a considerable difference between pressures acting on the upper and lower sides of the apron slab, which difference can be utilized, by means of a special feature of the design, for increasing the stability of the dam.

As can be seen from figure 4, immediately behind the upstream cut-off wall is located the part of the apron 1.5 m long, which is made of asphaltic mortar. Its lower layer (10 cm thick) extends 0.5 m under the reinforced concrete slab of the apron and has a total length of 2 m. The whole length of the reinforced concrete slab and the asphaltic mortar on the length of 0.5 m is covered by a double layer of bituminous mats. The asphaltic mortar is covered by asphaltic cement, which, in turn, is protected by 0.10 by 3.20 m timbers. Joints between timbers were filled with the same asphaltic cement, which makes them watertight. The presence of flexible asphaltic cement

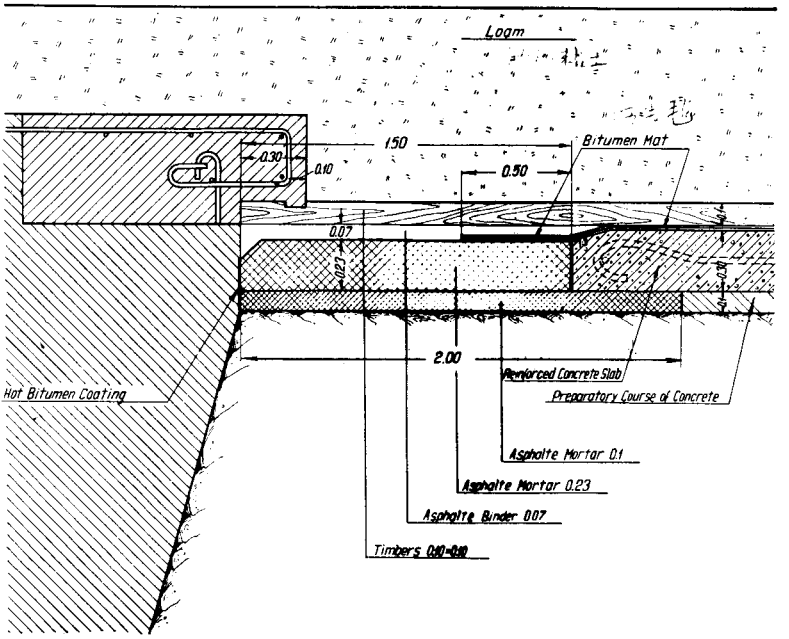


FIGURE 4.—**The Svir Dam: Connection of upstream apron with upstream cut-off wall.** — Barrage de la Svir: Liaison du masque amont et du tablier du barrage. — Die Svir-Talsperre: Verbindung der wasserseitigen Schutzschicht mit der wasserseitigen Staumauer-Oberfläche. — Presa del Svir: Unión del muro de defensa aguas arriba y del tablero de la presa.

provides more favorable working conditions for the asphaltic mortar; elastic wooden covering still further improves the situation.

Good adhesion of asphaltic mortar to the concrete is attained by means of a preparatory coating of concrete surfaces.

The connection of the body of the dam with the apron is shown in figure 5.

The end portion of the apron, of 5 m length, is built of asphaltic mortar, covered by asphaltic cement and by a layer of timbers. Reinforcing bars of the apron slab are extended through the asphaltic mortar (dotted lines) and are connected with the body of the dam. The end of the reinforced concrete slab is insulated by four layers of bituminous mats, two of which extend under the covering and overlap

the asphaltic mortar to the length of 5 m; two other layers are glued onto the covering and then extend 1.72 m upward, along the upstream face of the dam, which forms here a block of trapezoidal cross section flanked by two layers of bituminous mats. As a result of such arrangement, unequal settlements of the dam and apron will not disrupt the

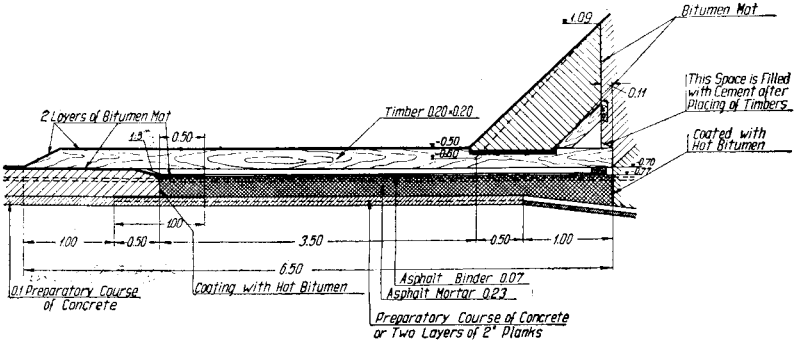


FIGURE 5.—**Flexible part of upstream apron and its connection with the body of the dam.** — Partie flexible du masque amont et sa liaison au corps du barrage. — Nachgiebiger Teil der wasserseitigen Schutzschicht und ihre Verbindung mit dem Talsperrenkörper. — Parte flexible del muro de defensa aguas arriba y su unión al cuerpo de la presa.

connection between these two parts of the structure, and leakage will not take place at this most important part of the dam.

Flexibility of asphaltic mortar guarantees flexure without formation of cracks; good bond between concrete and asphaltic mortar is also secured.

Insulation of the reinforced concrete slab by means of bituminous mats is shown in figure 6, which illustrates also the design of the apron

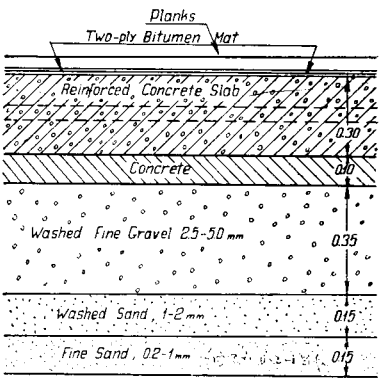


FIGURE 6.—**Details of bitumen mat insulation used in the upstream apron of the Svir Dam.** — Détails de la couverture isolante de bitumea du amasque amont du barrage de la Svir. — Einzelheiten der bituminösen Matten-Schutzdecke, verwandt in der wasserseitigen Schutzschicht der Svir-Talsperre. — Detalle de la cubierta aisladora de betún del muro de defensa aguas arriba de la presa del Svir.

in that portion of the structure. The application of bituminous mats was made in the following manner: The dry surface of concrete was first coated once or twice by bitumen diluted in gasoline; then a coating of hot melted bitumen was applied, on which the mats were placed with slight rolling. Before putting on the second layer of mats, the surface of the first layer was again coated with bitumen; finally one

more thin coating was applied on top of the second layer of mats, filling all irregularities of the surface and all joints between the separate pieces of the mat.

At the junction of the apron with the dividing wall, the mat was glued on the vertical face of the wall to the height of 1.75 m.

Pieces of the mat overlapped each other (see fig. 7) by 10 cm; the center lines of the upper pieces being located over the joints of lower mats, making more certain the watertightness of the joints.

DESIGN OF ASPHALTIC MORTARS

Taking into account the conditions under which the asphaltic mortar must work, the construction administration has fixed the following requirements in regard to that material; it must have: (1) High compressive strength, (2) be watertight, (3) adhere well to hydraulic concretes, and (4) be flexible.

As is known, the resistance of asphaltic mortars to crushing depends upon the mechanical composition and grading of stony aggregates and upon the properties of the binder. Aggregates should consist of grains of various sizes mixed in certain definite proportions, and the whole mixture should have a minimum percentage of voids. Coarse

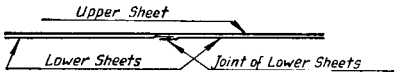


FIGURE 7.—**Arrangement of sheets of bitumen mats.** — Dispositif de recouvrement des couvertures de bitume. — Anordnung der verschiedenen Lagen von bituminösen Matten. — Dispositivo de las cubiertas de betún.

grains constitute a skeleton of the mixture, while fine grains fill the interstices between the former.

After studying the problem it was found that sands available at the site are quite suitable for preparation of asphaltic mortar, if mixed in a certain proportion. Asphalt powder was obtained by grinding Syzran bituminous limestones and dolomites; it contained from 6 to 8 percent of refractory bitumen; the temperature of softening of this bitumen, determined by means of a ring and ball apparatus, was equal to 127° C.

Data of mechanical analysis of sands and of the asphalt powder are given in table 4.

TABLE 4

Size of grain, in millimeters		Percentage by weight		
From—	To—	Coarse sand	Fine sand	Asphalt powder
	5	6. 20	0. 75	
5	2. 5	10. 72	1. 60	
2. 5	1. 2	31. 35	8. 97	
1. 2	. 6	34. 90	23. 37	
. 6	. 3	13. 31	34. 15	
. 3	. 15	2. 32	24. 77	35. 54
. 15	. 075	. 50	4. 15	34. 85
. 075	. 005	. 20	6. 24	29. 61

Petroleum bitumen from Binagadin was used as a binder. Its concentration was equal to 84, ductility more than 100, and the temperature of softening (tested on the ring and ball apparatus), 43° to 43.5° C.

The mixture recommended for use consisted of the following ingredients:

	Percent by weight
Coarse sand	30. 7
Fine sand	30. 7
Asphalt powder	24. 6
Bitumen	17. 0

Compressive resistance at 20° C. was equal to 31.8 kg/cm^2.

Impermeability tests under pressure, reaching 4 atmospheres, have shown the complete watertightness of the material. The increase in weight ranged from 0.082 percent to 0.225 percent, which indicates that the material does not absorb water in any perceptible quantity.

In regard to flexibility, it was required that, in addition to bending without formation of cracks, the ratio of compressive stresses on the vertical faces of the tested cube to the stresses on the horizontal faces of that cube (to which the load is applied), should equal 0.8.

In cubes, prepared from the recommended mixture, that ratio reached 0.77, so that when the upper face of the cube was loaded by 3 kg/cm^2 the lateral faces showed 2.31 kg/cm^2.

That requirement was due to the fact that in actual conditions the relation between pressures, exerted upon the upper and the lower sides of the apron, will be near to the above-mentioned ratio.

The mixture must be so designed as to guarantee watertightness of the connection between the asphaltic mortar and the concrete, even in cases where there is no adhesion between them.

In the case given no special tests were made of the strength of bond between the asphaltic mortar and the concrete, because the writer had carried out, not long ago, a set of experiments, showing that proper preparatory treatment of the surface guarantees such strong adhesion between cement mortar and asphaltic mortar that the line of rupture passes through the body of cement mortar; in cases in which the rupture occurs in the plane of adhesion, pieces of cement mortar were often torn from the sample.

Ultimate tensile stresses in samples ranged from 20.4 kg/cm^2 to 27.1 kg/cm^2. Preparation of the hydraulic mortar surface consisted of warming and coating with bitumen; then after another heating the asphaltic mortar was tamped onto it.

It was observed that the bitumen penetrated the pores of cement mortar to a depth not exceeding 0.5 mm. Similar results can probably be obtained by applying to a warmed surface bitumen diluted in some kind of dissolvent.

Asphaltic cement is a mixture of bitumen and some filling material. This mixture represents a dispersion substance not possessing the property of liquation.

In the case described here, portland cement was used as a filler. Owing to its great specific weight, the dispersion state of the system could be obtained with great difficulties, but no other filling material was available.

Asphaltic cement is still more flexible than asphaltic mortar. It was used for filling, because at 150°–180° C. it represented a thick viscous mass. It may be regarded, for all practical purposes, as absolutely watertight.

The use of asphaltic cement in this case increased the watertightness of the whole structure and guaranteed good filling of the space between the timber covering and that part of the apron, which is made of asphaltic mortar. Asphaltic cement, like asphaltic mortar, adheres well to hydraulic concrete, under conditions of proper preparatory treatment of the surface of the latter. Asphaltic mortar, asphaltic cement, and bituminous mats, of a composition above described, were used in combination with reinforced concrete for the

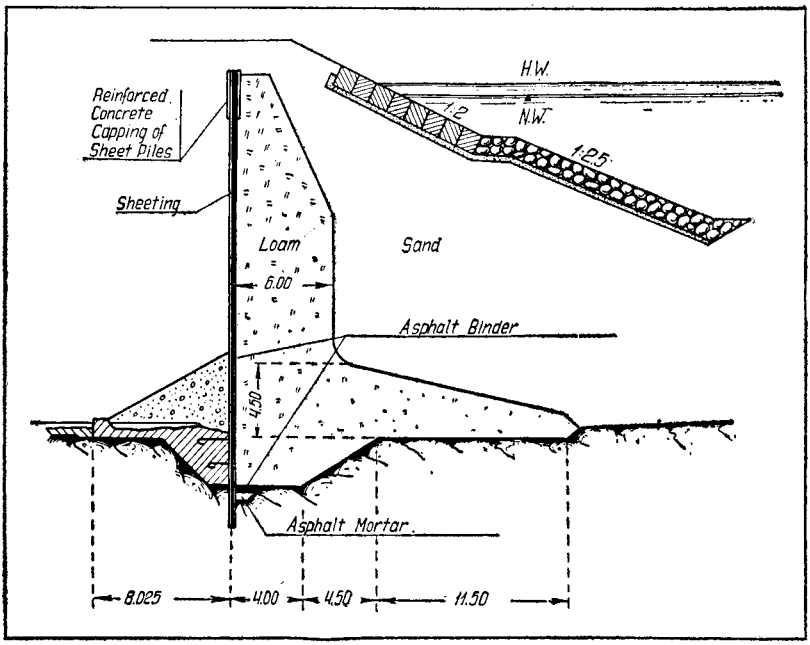


FIGURE 8.—**Cross section of embankment at the right bank flank of the Svir Dam.** — Coupe du remblai à la rive droite du barrage de la Svir. — Durchschnitt durch die Einfassungen der rechten Uferseite der Svir-Talsperre. — Perfil del terraplén de la orilla derecha de la presa del Svir.

construction of the dam and other structures on the Svir River, under very complicated geological conditions.

This case affords a basis for the hope that bituminous materials will be used with success in future cases, where similar conditions will obtain.

7. CONSTRUCTION OF IMPERMEABLE CORE FOR EARTHEN DAM

Part of the Svir River adjacent to the right bank and the flood plain are crossed by an earthen dam, the cross section of which is shown in figure 8.

The dam has an impermeable core, the design of which can be seen from figure 9.

The thickness of the core, which is covered on both sides by wood planking, is constant for the whole height of the dam.

Between the wooden walls a row of steel sheet piles is placed, connected with the walls by staggered wooden beams. The remaining free space between the walls is filled with asphaltic cement. Notwithstanding the presence of the wooden beams, the filling can be regarded as continuous.

The upper part of the core, about 3 m long, is made about twice as thick as the lower part, and is built as a reinforced concrete slab.

It may be seen from the drawing that at the base of the cut-off an insulating layer is also provided, made of asphaltic mortar and asphaltic cement.

The described construction of the core guarantees total watertightness and is very economical, especially if it be taken into account that the use of steel sheetpiling here was not due to the nature of the materials selected for the filling.

8. Bituminization of Dam Foundations

In most cases of high dams built on rock foundations, the latter are fissured and require some kind of grouting. Cement grout is

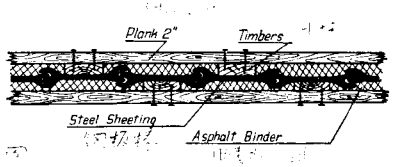


FIGURE 9.—**Details of watertight core of the embankment.** — Détail du rideau étanche du remblai. — Einzelheiten des wasserdichten Kerns in der Einfassung der Talsperre. — Detalles del núcleo impermeable del terraplén.

ordinarily used for that purpose, being pumped into the foundation rock. In recent years clays, diluted in water, and hot melted bitumen have come into use.

Bituminization of the foundation has been used for the first time at the Hales Bar Dam on the Tennessee River, upon the suggestion of G. W. Christians, and then at one dam in Spain.

Essential advantages of bituminization of foundations, as compared with other methods used for making it watertight, are:

1. High resistivity of bitumens to deleterious action of aggressive percolating water.
2. Possibility of filling the fissures in which the water flows at high velocities.
3. Possibility of intervals in pumping, due to the capability of hardened bitumen to being displaced and compacted without any ruptures.

In the U. S. S. R. this method became of practical importance in connection with the construction of the dam, powerhouse and navigation lock on the Kama River, where the foundation consists of gypsum-containing soils, and where the ground waters are mineralized and contain salts of sulphuric acid. In connection with the latter, the advisability of construction at this site is subject to doubts, the safety and permanency of the structures not being guaranteed. It is

also possible that the creation of a high head will increase to a great extent the intensity of percolation and accompanying dissolution of the gypsum and limestone rocks.

The presence in the vicinity of caverns of considerable size makes these apprehensions sufficiently real. The use of chemically inert and watertight material becomes, therefore, desirable and perhaps even necessary. Bitumens satisfy these requirements better than other materials. It was decided, accordingly, to carry out preliminary tests in the laboratory and in the field.

Laboratory tests have now been completed. They consisted in pumping melted bitumen into artificially prepared blocks of rocky materials and in studying the losses of heat, occurring during the flow of bitumen through pipes.

The first set of tests have been carried out in a wooden rectangular pipe, 5 m long and 0.2 by 0.2 m in cross section; the material which was to be investigated, was placed in that pipe.

It is difficult to represent in the laboratory the conditions of fissured rock. The pipe was therefore loaded with common bricks or with stones of irregular shape and varying sizes. In the former case sufficiently thin vertical and horizontal joints are obtained; in the latter case, cavities of various shape and size.

The joints between bricks were filled with fine sand, so that more or less large interstices were eliminated. Before starting the pumping in of the bitumen, all interstices were filled with water, which was poured into the tube. Owing to the lack of proper pumping equipment, pressures could not be raised to the desired limit, reaching only to 3 or 4 atmospheres.

On the base of performed tests the following conclusions can be made:

1. Melted bitumens, under pressure of 3 or 4 atmospheres, penetrate well into the brick masonry and fill all horizontal and vertical joints, as well as cracks in the bricks. Fine sand, placed in the joints, is also well filled with bitumen.

2. The bitumens penetrate equally well into blocks composed of stones of irregular shape; here, however, cavities filled with water are observed in larger interstices. Their presence can be explained as follows: Swiftly flowing bitumen encloses part of water, which becomes surrounded by a film of bitumen and, being subjected from all sides to a uniform hydrostatic pressure, cannot be forced from the interstice.

The formation of cavities filled with water cannot be regarded as a serious defect of the method described, because they do not deprive the bituminous curtain of its continuity. It can be supposed that formation of such cavities, during the pumping of bitumen in actual conditions, will not take place, owing to the impossibility of creating uniform hydrostatic pressure in all points of the foundation. As a result of nonuniformity of pressures, the water in a natural foundation may be forced out, which is impossible in a closed laboratory tube. Cavities may form in the rock, containing closed fissures and interstices, but in such cases they are not dangerous, because the percolating water cannot pass through them.

3. The inner part of bituminous filling is frequently of fine spongy structure. This may be explained by transformation of part of the

water into vapor, during the pumping in of the hot bitumen. Subsequent condensation and volume decrease result in the formation of tiny pores. The number of these pores depends upon the magnitude of the pumping pressure and decreases with the increase of pressure; at high pressures (over 3 or 4 atmospheres) the pores almost disappear. The spongy structure is, of course, a defect; the pumping of bitumen is therefore to be carried out at pressures as high as possible.

4. Bitumen adheres tightly only to heated and absolutely dry stony materials; the pumping of bitumen into natural rocks results, therefore, only in filling the available cavities. Under test conditions the material was, so to speak, immersed in the mass of bitumen. Taking out of separate bricks often resulted in their breaking.

5. An attempt to fill the pores of sand and gravel mixture with melted bitumen has given fully satisfactory results.

6. The distance to which the bitumen penetrates the surrounding medium is considerable and could not be ascertained in conditions of the laboratory experiment.

Under the pressure equal to 1 atmosphere (at the pump) the bituminous mass penetrates through the whole length of the 5 m wooden tube. At the end of the tube the bitumen was partly viscous and thick, partly in liquid state, its temperature was equal from 50° to 100° C. and the liquid mass flowed in jets from the openings provided for the outlet of the water.

The temperature of the compound, used for the bituminization of a foundation rock, must not fall below a certain limit while the mass is flowing through the pipes. The heating of bitumen, when it moves through the pipes, is therefore necessary. It is effected usually by installing conduits of high resistance in the inside of the pipe and passing an electric current through it.

To perform all computations pertaining to this side of the question it is necessary to know the heat capacity of the bitumen, the coefficient of heat transmission, and specific losses of heat. The small quantity of material at the disposal of the laboratory permitted the carrying out of only preliminary tests in regard to the determination of heat losses, and the obtaining of heat-transmission coefficients only for a pipe of one diameter and at very small velocities.

It is necessary to note that the distribution of bitumen temperatures over the cross section was irregular and cannot be expressed by any law.

The following results have been obtained:

1. The heat capacity of the bitumen used in the tests equals from 0.37 to 0.39 kilogram calories.

2. Specific losses of heat (that is, losses of heat per 1 lineal meter of the pipe) are proportional to the difference in temperatures of the bitumen at the pipe wall and of the surrounding medium. The relation between average temperature of the bitumen and the temperature of the surrounding medium is of the same character. These relations can be expressed by the following equation:

$$\Delta Qh = \alpha(t\delta - tn)$$

where ΔQh = specific heat losses in kig.-cal.

$t\delta$ = temperature of bitumen at the wall of the pipe, or the mean temperature of bitumen for a given cross-section;

tn = temperature of the surrounding medium;

α = coefficient equal to 1.54 when the temperature of bitumen at the wall of the pipe (d=2″) is considered, and to 1.45 when the average temperature of bitumen is dealt with.

3. The coefficient of heat-transmission for 2-inch pipe, as found from experiments, had the following values:

(a) For pipe surrounded by water from the outside and electrically heated inside it was equal to 0.464; this value has been obtained as an average of 15 tests, with bitumen flowing at the rate of 0.0063 m/sec.

(b) For pipe surrounded by water, without electrical heating, it was equal to 0.540; this value is an average of 5 tests, with bitumen moving at the rate of 0.01 m/sec.

(c) For pipe surrounded by air and with inside electrical heating, the coefficient was equal to 0.423 as an average of 6 tests, with bitumen moving at the rate of 0.003 m/sec.

It may be supposed that discrepancies in the value of coefficients are to be attributed to the influence of the velocity of flow and to the above-mentioned irregularity of temperature distribution over the cross-section of the pipe.

SUMMARY

1. Bituminous coatings as materials which are highly watertight and resistive to deleterious influences of water, can be sucessfully used for the protection of concrete in massive structures not subjected to deformations.

In cases where uneven settlements, formation of cracks, etc., are expected, the thin insulating coating of bitumen is likely to be damaged. In such cases, therefore, the use of bituminous coatings cannot be recommended. Bituminous coatings applied to exposed surfaces must be protected against the impact of floating bodies and against the settling of fine silt.

2. Bituminous mats are highly watertight, flexible and strong. They resist well the action of the water; they can undergo without damage temperature changes when prepared of properly selected ingredients, and they are also convenient to use.

Bituminous mats, therefore may be recommended as one of the best insulating materials to be used for the protection of high concrete dams against the deleterious action of the water. They can also be used in the construction of impervious diaphragms for high earth and rock-fill dams.

Bituminous mats must always be protected from impacts and especially from the settling of fine silt which, upon drying, forms a crust.

3. Asphaltic mixtures used for construction purposes (asphaltic concrete, sheet asphalt) are highly watertight, sufficiently strong, flexible and they adhere well to hydraulic concrete. They may be used not only for purposes of pure insulation, but also as basic materials in the construction of flexible parts of dams built on soft foundations.

The construction of the dam and powerhouse of the Svir hydroelectric development may serve as an instance of such use.

4. Asphaltic cement represents, when heated, a viscous, dense flowing mass, which may be recommended as a filler for the construction of impervious diaphragms in high earth and rockfill dams; the space to be filled of course must be enclosed by some kind of walls.

5. On the basis of laboratory tests on the bituminization of mixtures of stones of various sizes and of brick masonry, the character of the filling of large interstices and of fine cracks has been established, and certain coefficients obtained, which may be used in the design of plants for pumping hot melted bitumen through pipes.

RESUME

1. Les revêtements bitumineux, matériaux extrêmement imperméables et très résistants aux effets nuisibles de l'eau, peuvent être employés avec succès pour protéger le béton des constructions massives qui ne sont pas exposées à subir des déformations.

Dans le cas où l'on doit s'attendre à des tassements irréguliers, à la formation de fissures, etc., la couche bitumineuse mince isolante est possible d'être endommagée, et, par conséquent, on ne saurait alors recommander l'emploi de revêtements bitumineux. Si ces revêtements sont appliqués sur des surfaces exposées, il faut les protéger contre les chocs de corps flottants ainsi contre des dépôts de matières fines.

2. Les mastics bitumineux sont extrêmement imperméables, très élastiques, et ils résistent bien à l'action de l'eau; ils sont insensibles aux variations de température, à la condition d'être préparés au moyen d'ingrédients convenablement choisis; ils ne présentent aucune difficulté d'emploi.

On peut donc les recommander comme un des meilleurs matériaux isolants capables de protéger les grands barrages en béton contre l'action de l'eau. On peut aussi les employer à la construction d'écrans imperméables pour les grands barrages en terre et en enrochement. Ces matériaux bitumineux doivent toujours être protégés contre les chocs et spécialement contre les dépôts de matières fines, qui en séchant forment croûte.

3. Les mélanges asphaltiques employés dans la construction (béton d'asphalte, asphalte en lame) sont très imperméables, suffisamment résistants et élastiques, et adhèrent bien aux bétons hydrauliques. On peut les employer, non seulement comme matières isolantes, mais aussi comme matériaux de base dans la construction des parties de barrages établies sur terrains mous.

La construction de barrage et de la Centrale hydro-électrique de SVIR peut servir d'exemple de cet emploi.

4. Le ciment asphaltique, une fois chauffé, forme une masse liquide épaisse et visqueuse que l'on peut recommander comme liant

dans la construction des écrans imperméables des grands barrages en terre et en enrochements; bien entendu, l'espace à remplir doit être divisé en compartiments.

5. Les essais de laboratoire, comprenant la bituminisation de pierrailles de grenures différentes et de maçonneries de briques, permettent de déterminer les caractéristiques du remplissage des grands interstices et des fissures fines, et d'obtenir certains coefficients qui peuvent servir pour les installations de pompage de bitume chaud au moyen de tuyaux.

ZUSAMMENFASSUNG

1. Das Bitumen, das einen überaus wasserdichten und wasserbeständigen Baustoff darstellt, kann mit Erfolg zum Schutz des Betons in massiven, den Deformationen nicht unterworfenen, Bauwerken verwendet werden. Bei ungleichmässiger Bauwerksetzung, Entstehung von Rissen u.s.w. wird die dünne isolierende Bitumenschicht zerstört, und daher kann bei solchen Verhältnissen die Verwendung von Bitumen nicht empfohlen werden. Bei aufliegendem Bitumenanstrich muss die Isolierschicht vor den Stössen schwimmender Körper und den Niederschlägen feiner Anschwemmungen geschützt werden, da sie sonst unter solchen Umständen beschädigt werden könnte.

2. Die Bitumen-Matte (von der Firma Bauunion als "Kattelastik" benannt) besitzt eine hohe Wasserdichtigkeit, Elastizität, Festigkeit, Wasserbeständigkeit, und bei entsprechender Wahl der Zusammensetzung der aufliegenden Masse ist sie temperaturwiderstandsfähig und bereitet keine Schwierigkeiten während der Arbeit. Daher kann die Bitumen-Matte als eine der besten Isolierstoffe für den Schutz von Staudämmen gegen den schädlichen Einfluss des Wassers empfohlen werden; sie kann auch mit Erfolg für die Errichtung wasserdichter Schirme für hohe Staudämme der Massenschüttungen verwerden. In allen Fällen muss die Bitumen-Matte von Stössen und namentlich von Niederschlägen feiner suspendierter Schwemmstoffe, welche beim Austrocknen eine Kruste bilden, geschützt werden.

3. Asphalt Baustoffmischungen (Asphalt-Beton und Sand-Asphalt) besitzen eine hohe Wasserdichtigkeit, nötige Festigkeit, Elastizität und gutes Haftvermögen an hydraulischem Beton. Sie können nicht nur als Isolierstoffe, sondern auch als Grundbaustoffe beim Bau elastischer, auf weichem Boden aufzubauender Staumauerteile benutzt werden; als Beispiel hierfür dient die Staumauer und die hydroelektrische Kraftanlage auf dem Flusse Swir.

4. Das Asphalt-Bindemittel, welches im erwärmten Zustande eine zähe, dichte, fliessende Masse darstellt, kann für den Bau des wasserdichten Kernes von Staumauern und bei Schüttdämmen empfohlen werden; dabei muss der aufzufüllende Raum mit Wänden abgeteilt werden.

5. Die Laboratoriumversuche zwecks Bitumenisierung an Steinbruchmischungen und Ziegelmauerwerk gestatten den Charakter der Ausfüllung grosser Höhlungen und feiner Risse festzustellen und einige Konstanten und Faktoren zu ermitteln, welche für wärmetechnische Berechnungen bei der Einspritzung des geschmolzenen Bitumens durch die Rohrleitungen erforderlich sind.

RESUMEN

1. Los revestimientos bituminosos, materiales sumamente impermeables y muy resistentes a los efectos nocivos del agua, pueden emplearse con éxito para proteger el hormigón de las construcciones macizas que no están expuestas a sufrir deformaciones.

En los casos en que se teman hundimientos irregulares, la formación de grietas, etc., la delgada capa bituminosa aisladora puede averiarse y, por lo tanto, en estos casos no es recomendable el empleo de revestimientos bituminosos. Si se aplican estos revestimientos en las superficies expuestas, es necesario protegerlos de los choques de los cuerpos flotantes y de la sedimentación de materias finas.

2. Las esteras bituminosas son sumamente impermeables, muy elásticas, y resisten bien la acción del agua; son insensibles a los cambios de temperatura, si son preparadas con ingredientes convenientemente elegidos; y su empleo no presenta ninguna dificultad.

Pueden recomendarse como una de las mejores materias aisladoras para proteger las grandes presas de hormigón contra la acción del agua. Pueden emplearse también en la construcción de pantallas impermeables para las grandes presas de tierra y de piedras. Estos materiales bituminosos deben estar protegidos siempre de los choques y especialmente de la sedimentación de materias finas que al secarse forman costras.

3. Las mezclas asfálticas empleadas en la construcción (hormigón de asfalto, asfalto en losas) son muy impermeables, suficientemente resistentes y elásticas, y se adhieren bien a los hormigones hidráulicos. Pueden emplearse no sólo como materias aisladoras, sino también como materiales básicos en la construcción de las partes de presas ubicadas en terrenos blandos.

La construcción de la presa y de la central hidroeléctrica de Svir puede servir de ejemplo de este empleo.

4. El cemento asfáltico, una vez calentado, forma una masa espesa y viscosa que puede recomendarse como relleno en la construcción de pantallas impermeables de grandes presas de tierra y de piedras; por supuesto, el espacio a llenarse debe estar dividido en compartimientos.

5. Los ensayos de laboratorio sobre la bituminación de piedras de graduaciones diferentes y de mamposterías de ladrillos, permiten determinar las características del relleno de grandes intersticios y de grietas finas, así como también obtener ciertos coeficientes que pueden servir al hacer instalaciones para bombear el betún caliente por medio de tubos.

SECOND CONGRESS ON LARGE DAMS

WASHINGTON, D. C., 1936

SESSION OFFICERS

Service de la Séance—Sitzungspräsidium—Personal Directivo de la Sesión

LT. COL. AXEL EKWALL, Engineer in Chief, Royal Board of Waterfalls, Stockholm, Sweden, *Chairman.*

MR. L. F. HARZA, Consulting Engineer, Chicago, United States, *Associate Chairman.*

CAPT. T. H. STANLEY, Division of Rivers and Harbors, Corps of Engineers, U. S. Army, Washington, United States, *General Reporter.*

SPEAKERS

Orateurs—Redner—Horadores

MR. JAMES WILLIAMSON, Civil Engineer with Sir Alexander Gibb and Partners, London	GREAT BRITAIN
M. ALFRED HAEGELEN, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Grenoble	FRANCE
PROF. DR. ETTORE SCIMEMI, Professor of Hydraulics, Royal Institute of Engineering, Padova	ITALY
MR. NICHOLAS G. GEDYE, Consulting Civil Engineer, London	GREAT BRITAIN
M. PIERRE RENAUD, Ingénieur en Chef du Gouvernement Général de l'Algérie, Alger	ALGERIA
MR. BO HELLSTRÖM, Consulting Engineer, Vattenbyggnadsbyrån, Chairman, International Subcommittee on Special Cements, Stockholm	SWEDEN
MR. JOSEPH D. LEWIN, Civil Engineer, Columbia University, New York	UNITED STATES
MR. J. R. DAVIDSON, Chief Engineer, Metropolitan Water Board, London	GREAT BRITAIN
DR. ING. THEODOR REHBOCK, Professor of Hydraulics, Karlsruhe Technical University, Karlsruhe	GERMANY
COL. HUGH L. COOPER, President, Hugh L. Cooper and Company, Consulting Engineers, New York	UNITED STATES

WILLIAMSON
Great Britain

In the concrete gravity dams to which I referred this morning,[1] the body is made of 1:3:5 concrete. In the upstream faces for a thickness of 2 feet the proportion of cement is doubled. This gives a fairly rich mixture. In the case of the largest gravity dam, the Clatteringshaws Dam, the central portion, 400 feet long, which serves as a spillway, was also covered with the rich mixture. On the remainder of the dam, the downstream face was made of the 1:3:5 concrete. While it is too early to say how the upstream facings will withstand the water and weather, the dams now are watertight and the rich facing is effective. In applying the facing simultaneously with the other concrete, use was made of light metal portable shutters, which separated the concrete as it was deposited and which were then pulled up permitting the two concretes to be amalgamated at their surface of contact.

In the Galloway Scheme there are several reinforced-concrete pressure aqueducts of 13.5 to 20 feet in diameter, with the maximum working head 110 feet. The water velocity reaches a maximum of 17 feet a second. In order to avoid action on the concrete by the very soft water, and in order to get favorable hydraulic conditions, the interior of the several aqueducts has been coated with a bituminous material. This coating after 2 years' service in the 20-foot aqueduct is in perfect condition. This seems to show that a suitable bituminous coating will be effective against scouring of high-velocity water and will protect concrete against the slight chemical action of soft water.

HAEGELEN
France

Nous voulons simplement compléter les indications de notre rapport[2] concernant le revêtement des parements du barrage de Bissorte.

La réserve de ce barrage est actuellement entièrement pleine, sauf les deux derniers mètres de hauteur de la retenue. Les fuites n'ont pas dépassé 25 litres par minute. Les plus importantes passent par les joints. Nous indiquerons que les joints sont constitués par une simple coupure entre les deux massifs contigus, et qu'ils comportent comme organes d'étanchéité deux lames de cuivre. La première est fixée par boulons sur des redans des pierres de taille à l'origine amont du joint. La seconde est placée quelques mètres plus loin en travers du joint. Les joints sont espacés de 15 mètres. L'efficacité des dispositions adoptées pour assurer l'étanchéité du barrage s'est donc révélée entièrement satisfaisant, si on a égard à la grande surface du parement amont (18.000 m^2).

Il restera par la suite à verifier que le gel n'exercera aucune action nuisible sur la conservation du parement. Le barrage étant situé à 2.100 m d'altitude, et le parement amont étant exposé au midi, ce parement sera soumis à une épreuve d'autant plus dure que le réservoir sera normalement vide chaque hiver. Les constatations qui pourront être faites seront donc particulièrement instructives. Nous espérons qu'elles donneront des résultats favorables, comparables à ceux dont nous avons parlé dans notre rapport concernant les barrages Pyrénéens de haute altitude, d'Oule et d'Artouste. Nous ajoutons que la maçonnerie de moellons qui constitue le corps de l'ouvrage de Bissorte a été spécialement soignée au voisinage du parement amont

[1] *See Discussion, Question IV, and D33.*
[2] *D13.*

et nous rappelons que cette liaison a bénéficié d'injections de ciment constituant un rideau serré.

SCIMEMI *Italy* Lorsqu'on doit construire un barrage neuf en béton, on obtient la solution préférable pour l'étanchéité du parement amont par l'augmentation du dosage du ciment pour une épaisseur de deux ou trois mètres près du parement. Les enduits raffinés, ou en ciment appliqués au ciment-gun, ne sont pas toujours recommandés, bien que maintes fois appliqués.

Des problèmes plus intéressants se présentent dans le cas des barrages fissurés ou ayant des fuites d'eau à cause de la perméabilité du béton ou de la maçonnerie. On a obtenu de bons résultats avec deux systèmes, les injections de ciment, et un lourd revêtement en tôles de fer. Ce deuxième système a été appliqué avec succès dans deux grands barrages italiens; d'abord sur le barrage Diavolo, haut de 20 mètres environ, et depuis lors sur le barrage Gabiel, haut de 45 m. Les deux barrages sont en maçonnerie. La surface amont du premier barrage est d'à peu près 500 m^2, mais la surface du second est de 5.500 m^2. Dans le premier barrage, l'application de tôles a été effectuée pendant la construction même du barrage, et les tôles de fer ont 2 m de largeur sur 2 de longueur, et 2 mm d'épaisseur. Dans le deuxième barrage, l'application fut effectuée dix années après la construction, à la suite de l'emploi de tous les autres systèmes: injections, enduits raffinés, asphalte, etc. La tôle employée avait 11 m sur 2, sur une épaisseur de 5 mm. La soudure est obtenue avec une jonction brévetée, sur le principe des jonctions des tubes de fonte. Les résultats obtenus, par rapport à l'étanchéité du parement, sont parfaits. Le prix du revêtement métallique achevé a été pour le premier barrage de 120 lires au m^2; pour le deuxième, de 250 lires au m^2, à cause de la plus grande épaisseur.

En considérant les résultats obtenus, et les économies possibles dans la construction de nouveaux barrages avec revêtements métalliques, on arrive à la conclusion que le prix de revient de ce système d'étanchéité n'est pas sensiblement supérieur au prix de revient de tout autre.

GEDYE *Great Britain* Speaking for British engineers, I would say that first of all a specially suitable cement is now generally sought for dam construction, particularly for the facing; and, secondly, that cement coating by means of the cement gun on some suitable steel supporting mesh adequately fixed to the body of the structure has been practiced with considerable success in certain cases. One instance is at the Laggan dam in Scotland where the mountain water is definitely acid in character and where, therefore, the additional protection of the applied cement mortar facing was adopted.

The only paper submitted on this question from Great Britain is the one by Mr. Binnie [3] in which is described a somewhat special but interesting case of construction, that of a facing virtually separated from the body of the dam—a method developed primarily to meet conditions of seismic disturbance, but which at the same time is capable of application in other circumstances. Mr. Binnie informs me that so far the joints of the units have proved satisfactory, and that the percolation through even this thin slab face, which occupies 90 percent of the whole face of the dam, is practically nil.

[3] *D14.*

RENAUD *Algeria* L'une des principales difficultés que rencontrent les ingénieurs dans l'exécution des revêtements est la bonne adhérence du revêtement à la masse du barrage. Au barrage de l'Oued Fodda, qui est un barrage en béton rectiligne d'une centaine de mètres de hauteur et qui se trouve dans le Département d'Alger, la crainte des difficultés d'exécution d'un bon revêtement en maçonnerie, ou au ciment-gun, a conduit les ingénieurs à renoncer purement et simplement aux revêtements, et à donner toute confiance à l'étanchéité d'un béton dont le dosage variait progressivement de 250 kg à la base à 200 kg au sommet, et dont la compacité avait fait l'objet de soins tout particuliers. On a commencé à mettre le barrage en eau en 1933, mais l'expérience n'a pas ratifié complètement les espoirs que l'on avait mis dans la parfaite étanchéité du béton. On a constaté que des fuites apparaîssaient principalement à la jonction de différents plots de béton à certaines reprises qui avaient été exécutées d'une manière un peu moins soignée que d'autres. Les pertes atteignaient quelques litres au seconde, et en certains points apparaîssaient des efflorescences dénotant un léger appauvrissement de la masse du barrage en liant. On a exécuté alors un réseau d'injections de ciment selon une technique tout à fait analogue à celle décrite par M. Haegelen dans son rapport [4] (avec la seule différence que l'espacement des tubes d'injection pourrait être un peu plus grand), et ces injections ont donné des résultats qui à cette heure sont tout à fait satisfaisants.

J'insiste sur cette expérience en raison de deux circonstances qui doivent être soulignées: La première, c'est que la charge du barrage est de 80 mètres d'eau; la deuxième, c'est que les travaux d'injection ont été exécutés en maintenant le niveau de la retenue à sa hauteur normale. Par conséquent, il semble que des spécialistes des injections de ciment, connaissant bien cette nouvelle technique, soient à même d'assurer convenablement l'étanchéité d'un barrage sans interrompre l'exploitation de l'usine, et sans entraîner inévitablement la vidange de la retenue.

HELLSTRÖM *Sweden* The general report states that the application to the upstream face of dams of a natural stone facing of suitable thickness, with joints carefully pointed to prevent percolation, is a method which seems to meet favor in Europe. To avoid any misunderstanding I would say that this view does not apply to Sweden.

Sweden is a country with severe climatic conditions. Twenty to thirty years ago almost every dam was provided with a facing of granite; but we found that such a facing was not satisfactory. Perhaps we did not do the work in the best way, but certainly the differences in contraction and expansion of the granite and the concrete made cracks occur at the joints, water came through the joints, and the stone became loose. There are very few dams in Sweden in which the stone facing has not been repaired or replaced by concrete. We are now using concrete only, the best we can make, for if it is to resist frost a concrete must be watertight. We do not always use a facing of rich concrete, but instead use a considerable amount of cement throughout the whole body of the dam, in which case a facing of rich concrete is no longer necessary.

[4] *D13.*

LEWIN *United States* I wish to point out that the International Statistical Register on Large Dams, which was discussed yesterday at the executive session of the Commission, contains no American, German, or Italian dams, notwithstanding the importance of the dams built in these countries. I would suggest, therefore, that these countries send their data to the Commission.

DAVIDSON *Great Britain* The Vyrnwy Dam in north Wales, which was commenced in 1881 and finished 7 years later, formed, at the time of its construction, the largest artificial reservoir in Europe and the first in Great Britain in which a high masonry dam was employed. The dam has a length of 1,172 feet, a maximum height of 144 feet, and a maximum width of 127 feet. It contains 260,000 cubic yards of masonry set in portland-cement mortar. The blocks of stone in the interior of the dam are of large size, 33 percent of the total weighing from 4 to 10 tons, and were roughly dressed so as to provide a reasonably flat bed. The spaces between the large stone were filled by broken stone rammed into the joints with mortar, the mixture containing a minimum amount of water and being pounded until it assumed a jellylike condition with water just appearing on the surface.

Both faces of the dam are faced with random coursed masonry, the blocks being dressed to rectangular shape. Portland cement was used exclusively and was of a fineness unusual at that period, the specifications requiring 90 percent capable of passing through a 60-mesh sieve. The method of insuring impermeability of the water face of the dam is of special interest. The joints and beds were left unfilled for a distance from the face of about 6 inches at the base and 3 inches at the sill of the dam, the mortar bed being held up by means of loose canvas pads covering iron plates. When the mortar had thoroughly set and another course of stones had been laid, the packings were removed and the space was caulked within 1 inch of the pitch line with portland-cement mortar and sand in the ratio of 1 to 1. The mortar was made with a minimum of water and was caulked with iron rammers until the surface became damp. On the downstream face the ordinary mortar was similarly caulked.

The dam has been in continuous use since its construction. In 1933, which was a year of extreme drought, a thorough inspection was made of the dam when the lake was 18 feet below top level. The stones which were exposed on the water face were in perfect condition, and it was difficult to find any place where the cement mortar pointing in the joints was not as good as when first put in. The outer face of the dam which forms the spillway was also in excellent condition. The joints in this face had not been caulked with special mortar like those on the water face and were consequently more weather worn. The general condition was very good, but in a few places a raking out and repointing was required. The whole structure was found to be in an extraordinarily good condition, there being no sign of any settlement or contraction cracks and no movement of the ground below or at the ends of the dam had taken place.

REHBOCK *Germany* Professor Ludin hat einen sehr ausführlichen Bericht über die Verhältnisse an den deutschen Staumauern vorgelegt. Ich gestatte mir, Sie auf diesen Bericht aufmerksam zu machen, der sämtliche seither in Deutschland erbauten Talsperren

bespricht und angibt in welcher Weise diese Mauern mit Schutzschichten versehen worden sind. Ich will auf diesen Bericht hier nicht näher eingehen, aber ich möchte meine Meinung dahin ausdrücken, dass es wohl im allgemeinen am zweckmässigsten ist, wenn man den Staukörper aus sehr gutem Beton herstellt (denn die meisten Talsperren werden ja heute aus Beton hergestellt), sodass besondere Schutzschichten aus anderen Materialien nicht erforderlich sind. Es ist im allgemeinen ausreichend, den Beton an den Aussenseiten, namentlich an der Wasserseite, etwas besser zu wählen; ferner sind Entwässerungskanäle einzubauen zur Ableitung des etwa in die Mauer eingedrungenen Wassers und Revisionsschächte, die eine Überwachung der Staumauer gestatten. Mit diesen Massnahmen ist es möglich, Talsperren so zu bauen, dass sie höchstens ganz kleine Sickerstellen zeigen. Tatsächlich hat man bei deutschen Staumauern noch in keinem Fall schwere Schäden durch Sickerung beobachtet; es muss hier allerdings zugegeben werden, dass unsere Talsperren in Deutschland nicht ganz so hoch sind wie manche in anderen Ländern.

COOPER
United States

It is my opinion that a concrete dam can be made absolutely tight without any facing, and that facing is a mistake. I have traveled about Sweden and Norway a great deal and have seen repeated instances where facings have been taken off and replaced by concrete. The one way to get a concrete dam tight is to make the concrete impervious clear through the dam. There shouldn't be one kind of concrete on the face and another kind in the middle. If the concrete is properly studied and proportioned a dam can be built which will be watertight and the faces of which will be free from cracks—provided one further thing is done. It has been my opinion for many years that a great deal of the leakage through dams is because of fine cracks on the surfaces of the dam which cannot be detected by eyesight; and that these cracks are formed because the outside faces of the dam have no place to go when the dam expands and contracts from exterior temperatures. So what I have done is to make in both faces of the dam an artificial joint about a quarter of an inch wide and 3 or 4 feet deep by inserting tar paper into the concrete and thereafter letting nature take its course. If the dam is of great height I would put in special key boxes to take care of any leakage that might develop at the beginning; but if one is patient, a dam even without the key boxes will cement up, or as we call it in this country "puddle shut," and eventually become absolutely tight. So far as I am personally concerned, I wouldn't put in any copper plates on the face of a dam, but would build first-class concrete and let everything else take care of itself, which, according to my experience, it does.

SUMMARY OF DISCUSSION

Mr. Williamson (Great Britain) describes a method of placing a facing rich in cement on the upstream face of a dam, and of protecting the interior of an aqueduct from scour and from the chemical action of soft water.

M. Haegelen (France) supplements the information given in his paper (D13) about the facing of the Bissorte dam.

Sr. Scimemi describes two Italian dams, both of which have been provided with facings of sheet iron.

Mr. Gedye explains the prevailing British practice respecting facings, and gives further information about the type of facing described in Mr. Binnie's report (D14).

M. Renaud explains how leakage in an Algerian dam was stopped by means of cement injections, without interruption of service.

Mr. Hellström cites Swedish experience with masonry facings and with facings of rich concrete.

Mr. Lewin (United States) suggests that data on American, German, and Italian dams be supplied for the International Statistical Register on Large Dams.

Mr. Davidson (Great Britain) describes the method used in waterproofing the Vyrnwy dam, a masonry structure which has been in continuous use since its completion in 1888.

Prof. Rehbock (Germany) recommends rich concrete facings, and drainage channels and inspection galleries, in all concrete dams.

Col. Cooper (United States) expresses the opinion that the only way to prevent leakage in a concrete dam is to make the concrete impervious throughout, and to prevent surface cracking by inserting narrow joints in both faces.

RESUME DE LA DISCUSSION

M. Williamson (Grande Bretagne) décrit une méthode pour placer un revêtement à fort dosage de ciment sur le parement amont d'un barrage, et pour protéger un aqueduc contre l'érosion et l'action chimique de l'eau douce.

M. Haegelen (France) supplémente les renseignements donnés dans son rapport (D13) sur le revêtement du barrage de Bissorte.

M. Scimemi décrit deux barrages italiens, pourvus l'un et l'autre de revêtements de tôles de fer.

M. Gedye expose la pratique britannique courante au sujet des revêtements, et donne des explications supplémentaires sur le type de revêtement décrit dans le rapport de M. Binnie (D14).

M. Renaud explique comment des fuites à travers un barrage algérien ont été arrêtées au moyen d'injections de ciment, sans interruption du service.

M. Hellström cite l'expérience acquise en Suède avec les revêtements en maçonnerie et les revêtements à fort dosage de ciment.

M. Lewin (États-Unis) demande que l'on fournisse à l'Indicateur Statistique International des Grands Barrages des renseignements sur les barrages américains, allemands et italiens.

M. Davidson (Grande-Bretagne) décrit la méthode employée pour assurer l'étanchéité du barrage de Vyrnwy, construction en maçonnerie qui a été en service continu depuis son achèvement, en 1888.

Le *Professeur Rehbock* (Allemagne) recommande l'emploi des revêtements en béton à fort dosage de ciment, des canaux de drainage et des galeries d'inspection dans tous les barrages en béton.

Le *Colonel Cooper* (États-Unis) exprime l'opinion que la seule manière d'empêcher l'infiltration à travers un barrage en béton est de rendre le béton absolument étanche, et d'empêcher la fissuration de la surface par l'introduction de joints étroits sur les deux parements.

ZUSAMMENFASSUNG DER DISKUSSION

Mr. Williamson (Grossbritannien) beschreibt eine Methode zur Anbringung einer zementreichen Verkleidung an der Wasserseite einer Talsperre und zur Verlinderung von Abschleifung und chemischen Einwirkungen weichen Wassers an der Innenseite von Abzugskanälen.

M. Haegelen (Frankreich) ergänzt die in seinem Bericht (D13) gemachten Ausführungen über die Verkleidung der Bissorte-Talsperre.

Sr. Scimemi beschreibt zwei italienische Talsperren, die beide mit Eisenblech verkleidet wurden.

Mr. Gedye erklärt die bei Talsperrenverkleidungen in Grossbritannien vorherrschende Praxis und macht weitere Ausführungen über die in Mr. Binnie's Bericht (D14) beschriebene Verblendung.

M. Renaud erklärt die Behebung von Sickerung bei einer Talsperre in Algier durch Zementeinspritzungen, ohne Unterbrechung des Betriebes.

Herr Hellström spricht über nicht zufriedenstellende Erfahrungen in Schweden mit Verblendungen aus Mauerwerk und aus reichem Zement.

Mr. Lewin (Vereinigte Staaten) empfiehlt die Beschaffung von Daten über amerikanische, deutsche und italienische Talsperren für das Internationale Statistische Talsperrenverzeichnis.

Mr. Davidson (Grossbritannien) beschreibt die zur Wasserdichtmachung der Vyrnwy-Talsperre angewandten Methoden; es handelt sich hier um eine Konstruktion aus Mauerwerk, die sich seit ihrer Vollendung im Jahre 1888 ständig in Betrieb befand.

Professor Rehbock (Deutschland) empfiehlt reiche Zementverkleidungen, Abzugskanäle und Beobachtungsgänge für alle Betonsperren.

Nach *Col. Cooper* (Vereinigte Staaten) kann Sickerung in einer Betonsperre nur durch Wasserdichtmachung der gesamten Betonmasse und Rissbildung an der Oberfläche durch kleine Fugen an beiden Seiten verhindert werden.

RESUMEN DE LA DISCUSION

El *Sr. Williamson* (Gran Bretaña) describe un método para colocar un revestimiento con una dosificación elevada de cemento, en el paramento de aguas arriba de una presa, y para proteger el interior de un acueducto contra la erosión y la acción química del agua dulce.

El *Sr. Haegelen* (Francia) amplia la información suministrada en su memoria (D13) sobre el revestimiento de la presa de Bissorte.

El *Sr. Scimemi* describe dos presas italianas, ambas dotadas de revestimientos de planchas de hierro.

El *Sr. Gedye* explica la práctica inglesa corriente con referencia a los revestimientos, y suministra más información sobre el tipo de revestimiento descrito en la memoria del Sr. Binnie (D14).

El *Sr. Renaud* explica cómo se detuvo la infiltración de agua en una presa de Argelia mediante las inyecciones de cemento, sin interrumpir el servicio.

El *Sr. Hellström* cita la experiencia adquirida en Suecia con los revestimientos de mampostería y con los revestimientos de hormigón con elevada dosificación de cemento.

El *Sr. Lewin* (Estados Unidos) sugiere que se suministren datos sobre las presas de los Estados Unidos, Alemania e Italia al Registro Estadístico Internacional de Grandes Presas.

El *Sr. Davidson* (Gran Bretaña) describe el método empleado para impermeabilizar la presa Vyrnwy, una estructura de mampostería que ha estado en uso continuo desde que fué terminada en 1888.

El *Prof. Rehbock* (Alemania) recomienda el empleo de revestimientos de hormigón con elevada dosificación de cemento, los canales de desagüe y las galerías de inspección, en todas las presas de hormigón.

El *Coronel Cooper* (Estados Unidos) expresa la opinión de que la única manera de evitar la infiltración en una presa de hormigón es hacer el hormigón absolutamente impermeable, e impedir el agrietamiento de la superficie introduciendo juntas estrechas en los dos paramentos.

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