

# Die Staumauern der Società Adriatica di Elettricità in Venetien

Autor(en): **Semenza, Carlo**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **69 (1951)**

Heft 3

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-58795>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

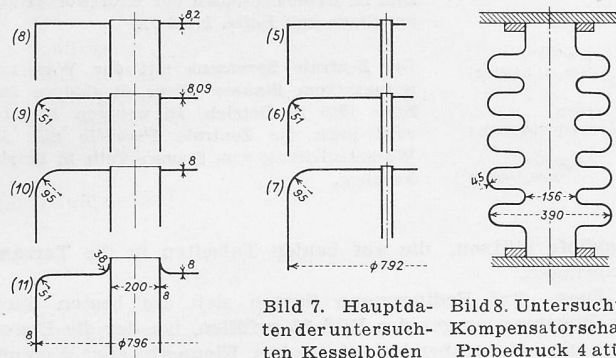


Bild 7. Hauptdaten der untersuchten Kesselböden

Bild 8. Untersuchte Kompensatorschale. Probedruck 4 atü

Hieraus ist ohne weiteres ersichtlich, dass die grösste Radialspannung grösser ausfällt als nach Gleichung (19). In Bild 4c kommt die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Kreppe dadurch zum Ausdruck, dass die Nulllinie höher hinauf rückt ( $0' - 0'$ ) und dass die Schnittpunkte der Spannungsparabel mit ihr, also die Stellen, da  $\sigma_{r, res} = 0$  wird, weiter auseinander rücken. Mit zunehmendem Kreppe radius nehmen die Spannungen in der Flachstrecke allerdings zu, diejenigen in der Kreppe aber ab, was die Hauptsache ist. Die Kreppe wirken also mit zunehmender Weite ausgleichend. Dass es sich so verhält, findet man zum mindesten qualitativ in allen Spannungsbildern bestätigt. Ausser dem auf Bild 1 dargestellten Boden standen die Messergebnisse von weiteren elf Böden zur Verfügung, deren Hauptdaten Bild 7 zeigt.

Es stellt sich hier die Frage nach dem geringsten zulässigen Kreppe radius. Bekanntlich wird wie beim krummen Stab theoretisch für  $\rho = 0$ ,  $\sigma = \infty$ . Praktisch tritt ein Abwälzen der Spannungen bei Ueberschreiten der Fließgrenze auf. Auch wirkt der Umstand mildernd, dass das Spannungs-Dehnungsdiagramm beim gebogenen Stab günstiger verläuft als beim geraden Zugprobekörper, worauf besonders Prof. Siebel aufmerksam gemacht hat. Erst bei einer Biegespannung, die 50 % über der Streckgrenze für reinen Zug liegt, breitet sich beim Vierkantstab der bildsame Zustand über den ganzen Querschnitt aus, bei dem sich der Stab ohne weiteren Lastanstieg zu verformen vermag. Diesen Sachverhalt kann man in der Rechnung nicht zum Ausdruck bringen, wohl aber lässt er sich bei der Beurteilung des Sicherheitsgrades berücksichtigen. Jedenfalls ist es vorsichtig, den Kreppe radius nicht zu klein zu wählen. Als minimaler Radius sei hier vorgeschlagen  $\rho_a = 3h$ ;  $\rho_i = 2,5h$ .

Der Vergleich der nach Gleichung (21) ermittelten maximalen Radialspannung mit den durchgeführten Spannungsmessungen an acht Böden gemäss den Bildern 1 bis 3 und 7 sowie einer Kompensatorschale nach Bild 8 zeigte, dass die Messwerte rd. 40 % über den Rechnungswerten lagen. Dieser Unterschied rührt nicht von einem Fehler im Rechnungsgang her, sondern ergibt sich ganz logisch aus dem Umstand, dass in der mathematischen Entwicklung zuerst nur der Flachring mit den Radien  $r_a$  und  $r_i$  betrachtet wurde, sodann der beidseitig um  $\rho/3$  erweiterte Flachring, während in Wirklichkeit der Druck die ganze Bodenfläche vom Anker bis zur Zylinderschale, also das Gebiet von  $r_i - \rho_i$  bis  $r_a + \rho_a$  erfasst. Die endgültige Gleichung für die grösste Radialspannung muss somit lauten

$$(22) \quad \max \sigma_{r, res} = 1,4 g \frac{(r_a + \rho_a/3)^2}{h^2} p$$

Die nach dieser Gleichung berechneten Spannungen sind auf Tabelle 3 den gemessenen gegenübergestellt. Die Uebereinstimmung ist befriedigend. Aus Gleichung (22) folgt die Wandstärke

$$(23) \quad h = 1,2 (r_a + \rho_a/3) \sqrt{\frac{gp}{\sigma_{zul}}}$$

Die Formel für  $h$  ist einfach; nur die Berechnung von  $g$  nach Gleichung (20) erfordert einige Aufmerksamkeit. Für  $\sigma_{zul}$  werden folgende Werte vorgeschlagen: für Stahl M I 1000 bis 1200 kg/cm<sup>2</sup>, für Stahl M II 1200 bis 1400 kg/cm<sup>2</sup>, bei Kompensatoren wird man bis an die Streckgrenze herangehen müssen.

## 6. Zusammenfassung

An sechs Flachböden mit Kreppe und Mittelanker, wie sie als Dampfkesselböden häufig Verwendung finden, sowie an zwei Flachböden ohne Kreppe wurde der Spannungszustand durch Messung festgestellt. Der Vergleich mit dem theoretischen Spannungszustand von eingespannten Kreisringplatten zeigt eine solche Aehnlichkeit, dass es nahe liegt, den theoretischen Spannungszustand zur Berechnung ebener Dampfkesselböden heranzuziehen. Durch Vornahme verschiedener Vereinfachungen lässt sich für die massgebende maximale Radialspannung eine einfache Formel ableiten. Die Einwirkung der Kreppe konnte nur empirisch erfasst werden. Der Vergleich zwischen den Messergebnissen und der vorgeschlagenen Rechnung befriedigt. Damit sollte sich der Gebrauch bisheriger Faustformeln erübrigen.

## Die Staumauern der Società Adriatica di Elettricità in Venetien

Von Dr. Ing. CARLO SEMENZA, Direktor der SADE, Venedig

DK 627.82 (45)

Fortsetzung von Seite 22

### C. Die Staumauer Pieve di Cadore am Piave

Dieses Bauwerk ist wohl das wichtigste der Kraftwerkgruppe Piave-Boite-Vajont, die aus einer Anzahl aufeinanderfolgender, am Piave und seinen Hauptzuflüssen gelegener Wasserfassungen mit den dazugehörigen Ausgleichbecken, Druckstollenverbindungen und Kraftwerken besteht (Bild 11<sup>1</sup>). Die grundlegende Aufgabe war die Errichtung eines so grossen Speicherbeckens im Piavetal, dass ein Ausgleich der Wasserdarbietung aus dem grössten Teil des Einzugsgebietes erreicht wird und der 24,6 km lange Zulaufstollen von der Sperrstelle bis zum Staubecken im Val Gallina, oberhalb der Zentrale von Soverzene, annähernd für die mittlere Wassermenge dimensioniert werden konnte.

Die Wahl der Sperrstelle war sehr schwierig, weil im Piavetal oberhalb Perarolo kein Ort wirtschaftlich und gleichzeitig technisch befriedigend erschien. Nach systematischen geologischen Erhebungen, Sondierungen und Untersuchungen in Kontrollstollen, die sich über zwei Jahre erstreckten, entschlossen wir uns schliesslich für das uns noch am günstigsten scheinende Gebiet von Pian delle Ere, unmittelbar unterhalb Pieve di Cadore.

Die Sperrstelle liegt im Dolomitekalk des oberen Trias. Das Talprofil besteht aus einem Trapez mit einer mittleren Höhe von rd. 55 m und einer Basis von rd. 300 m, das durchwegs in einer felsigen Ebene — dem Pian delle Ere — verläuft. Auf der rechten Seite dieses Tales hat der Piave eine

enge, etwa 55 m tiefe, gegen die Talaxe stark konvergierende Schlucht ausgewaschen, Bilder 12 und 13.

Die Vermutung, es könnte sich auf der linken Talseite ein epigenetisches Flussbett vorfinden, erwies sich auf Grund geologischer Untersuchungen als unbegründet. Die stark unsymmetrische Form des Profils und die erwähnte Konvergenz der Schlucht bei der Sperrstelle erforderte eingehende Untersuchungen zur Abklärung des günstigsten Staumauertyps.

Die Breite des Talprofils liess anfangs den Gedanken aufkommen, ein gemischtes Bauwerk anzuwenden, bei dem die rechtsseitig liegende Schlucht durch eine dünne Bogenstaumauer abgeriegelt würde, während der übrige Teil die Form einer vollen oder aufgelösten Gewichtsmauer erhalten sollte. Dabei hätte ein grosses Widerlager die Bogenstaumauer stützen müssen. Die an der technischen Hochschule in Mailand durchgeführten Versuche ergaben für die Widerlagerbasis sehr hohe Zugspannungen, deren Beseitigung nur durch eine die Wirtschaftlichkeit der Lösung stark beeinträchtigende Mehrkubatur zu erreichen gewesen wäre.

Darauf wurde eine die Terrasse und die Schlucht durchquerende Schwergewichtsmauer erwogen; in der Schlucht selbst sah man dabei die Anordnung eines besondern Abschlussbauwerkes vor, das aber wegen der schiefen Stellung der Schlucht gegenüber der Talaxe eine sehr grosse Betonkubatur erfordern würde. Auch mussten die statischen Verhältnisse, die sich aus der gegenseitigen Neigung der Axen der unteren und der oberen Mauerpartie ergaben, eher als un-

<sup>1</sup>) Vgl. SBZ 1949, Nr. 14, S. 186\*.

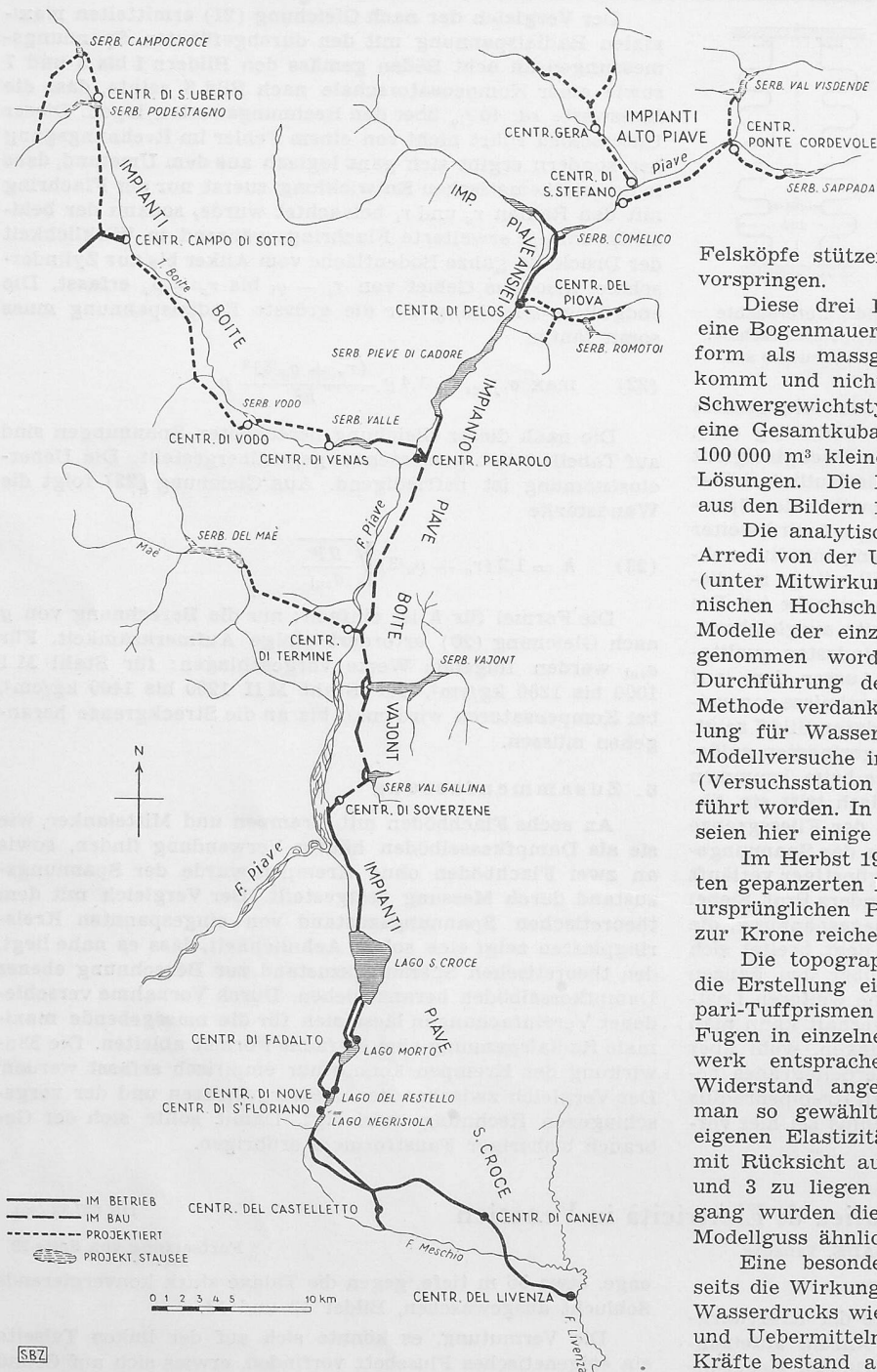


Bild 11. Übersichtsplan der Kraftwerkgruppe am Piave und Boite. 1:450 000

Die Zentrale Soverzene mit der Wasserzuleitung vom Stausee Pieve di Cadore kam Ende 1950 in Betrieb. In wenigen Monaten wird auch die Zentrale Perarolo mit der Wasserzuleitung vom Stausee Valle in Betrieb kommen.

Felsköpfe stützen, die auf beiden Talseiten in die Terrasse vorspringen.

Diese drei Bedingungen liessen sich am besten durch eine Bogenmauer gemäss Bild 13 erfüllen, bei der die Bogenform als massgebendes statisches Element zur Wirkung kommt und nicht nur eine zusätzliche Sicherheit für einen Schwergewichtstyp darstellt. Die gewählte Mauerform ergab eine Gesamtkubatur von 377 000 m<sup>3</sup>, sie ist um mindestens 100 000 m<sup>3</sup> kleiner als diejenige der andern untersuchten Lösungen. Die Hauptdimensionen sind aus Tabelle 1 sowie aus den Bildern 12, 13, 15 und 17 ersichtlich.

Die analytischen Untersuchungen wurden von Prof. Ing. Arredi von der Universität in Rom und Prof. Ing. G. Oberti (unter Mitwirkung von Prof. Ing. A. Danusso) von der Technischen Hochschule in Mailand durchgeführt; dabei sind Modelle der einzelnen Bogen und Balkenelemente zu Hilfe genommen worden. Die Aufstellung sowie die mühsame Durchführung der Kontrollrechnung nach der Trial Load-Methode verdanken wir Prof. Ing. D. Tonini von der Abteilung für Wasserkraftanlagen der SADE. Ausserdem sind Modellversuche im Masstab 1:40 im Laboratorium der ISAC (Versuchsstation für Betonbauwerke) in Bergamo durchgeführt worden. In Anbetracht der Wichtigkeit dieser Versuche seien hier einige Einzelheiten darüber mitgeteilt.

Im Herbst 1947 wurde in einem zu diesem Zweck erstellten gepanzerten Bassin ein erstes Modell aufgebaut, das dem ursprünglichen Projekt der Bogenstaumauer mit einem bis zur Krone reichenden kreisförmigen Verlauf entsprach.

Die topographische Gestalt des Felsens hat man durch die Erstellung eines verformbaren Fundationsbettes aus Lipari-Tuffprismen nachgeahmt. Das Modell war durch radiale Fugen in einzelne Blöcke unterteilt, die dem wirklichen Bauwerk entsprachen. Es ist aus einem dem mechanischen Widerstand angepassten Zementbrei gegossen worden, den man so gewählt hat, dass das Verhältnis zwischen dem eigenen Elastizitätsmodul und demjenigen der Fundamente mit Rücksicht auf die mechanische Ähnlichkeit zwischen 2 und 3 zu liegen kam. Nach abgeschlossenem Schwindvorgang wurden die offen gebliebenen Fugen mit einem dem Modellguss ähnlichen Zementbrei ausgefüllt.

Eine besondere Belastungsvorrichtung gestattete einerseits die Wirkung des Eigengewichts, andererseits diejenige des Wasserdrucks wiederzugeben. Die Vorrichtung zum Erzeugen und Uebermitteln der dem Eigengewicht entsprechenden Kräfte bestand aus 14 hydraulischen Pressen, deren Kräfte über ein System von ausbalancierten Hebeln und Zugbändern auf das Modell einwirkten. Jeder Betonblock war in neun Zonen eingeteilt. Im Schwerpunkt jeder Zone war ein Stift angebracht, der mit je einem Zugband verbunden war. Das Modell bestand im ganzen aus 272 Elementen; somit waren ebensoviele Stiften und Zugbänder erforderlich. Die 14 Pressen standen durch eine gemeinsame Speiseleitung mit einer Druckpumpe in Verbindung.

Die hydrostatische Wirkung wurde mittels 30 hydraulischen Pressen verwirklicht, die ebenfalls durch eine einzige, von der vorhergehenden unabhängigen Leitung gespeist wurden und ihre Wirkung mittels 183 Verteilplatten auf die wasserseitige Oberfläche des Staumauermodells übertrugen. Der auf die einzelnen Verteilplatten ausgeübte hydraulische Druck entsprach einem etwas grösseren Rechteckquerschnitt als demjenigen der Platte; dadurch konnten vertikale und horizontale Randstreifen freigelassen werden, die das Anbringen von Messinstrumenten sowie die Kontrolle der wasserseitigen Oberfläche ermöglichten. Die Druckkraft selbst wurde bei jeder Elementarfläche im Schwerpunkt der entsprechenden Wasserdrücke angebracht.

Die gesamten Deformationen am Modell (Einsenkungen und Setzungen) konnten auf 0,01 mm genau ermittelt werden. Es kamen Einsenkungsmesser verschiedener Konstruktion zur

glücklich bezeichnet werden. Dies liess eine senkrechte Anordnung der Staumauer zur tiefen Schlucht und eine daraus folgende bergseitige Verschiebung des linken Widerlagers wünschenswert erscheinen; bei dieser Lösung wäre aber eine beträchtliche Mehrlänge der Staumauer und somit eine im ganzen allzu hohe Betonkubatur nötig gewesen. Ausserdem hätte man das Abschlussbauwerk in der Piaveschlucht bergwärts verschieben müssen, weil die Schlucht sich talabwärts erweitert. Eine Staumauer in aufgelöster Bauart hätte im vorliegenden Fall keine Einsparungen in bezug auf das gesamte Betonvolumen ergeben, da eine grössere Fundationsbreite eine beträchtliche Mehrkubatur des Abschlussbauwerks erfordert hätte.

Aus diesen Vorstudien ergaben sich für das zu erstellende Bauwerk folgende Bedingungen:

a) Die Schlucht muss senkrecht und möglichst weit flussaufwärts durchquert werden, damit die Kubatur des Abschlussbauwerkes möglichst klein ausfällt.

b) Der obere Teil der zu errichtenden Staumauer soll in genügendem Abstand vom Schluchtrand angeordnet werden.

c) Die zwei Widerlager des oberen Teiles der Sperre (oberhalb der ebenen Terrasse) sollen sich gegen die zwei

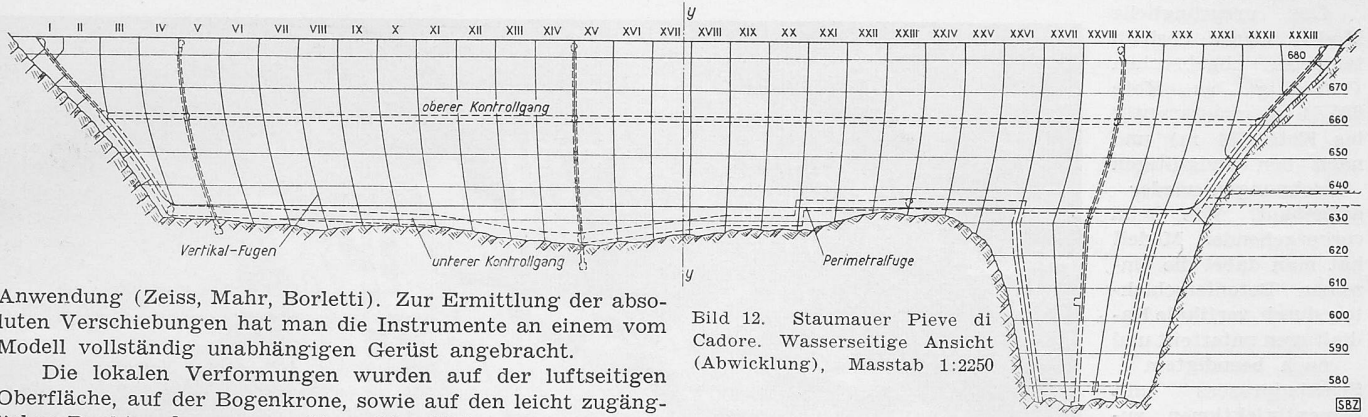


Bild 12. Staumauer Pieve di Cadore. Wasserseitige Ansicht (Abwicklung), Masstab 1:2250

Anwendung (Zeiss, Mahr, Borletti). Zur Ermittlung der absoluten Verschiebungen hat man die Instrumente an einem vom Modell vollständig unabhängigen Gerüst angebracht.

Die lokalen Verformungen wurden auf der luftseitigen Oberfläche, auf der Bogenkrone, sowie auf den leicht zugänglichen Punkten der wasserseitigen Oberfläche gemessen, wozu Dehnungsmesser mit grossem Uebersetzungsverhältnis (Typ Huggenberger und Galileo) und Messbasen von 50 und 100 mm zur Anwendung kamen. Für den schwer zugänglichen Teil der wasserseitigen Oberfläche wurden hingegen elektroakustische Dehnungsmesser, Typ Galileo, auf Basis von 40 oder 120 mm und Typ Mayhak auf Basis von 120 oder 150 mm angewendet. Die lokalen Verformungen konnten mit einer Genauigkeit von 0,001 mm ermittelt werden. Zur Bestimmung der Verdrehungen der Einspannprofile und der Bogenkrone dienten Klinometer, Typ Stoppani und Huggenberger, mit einer Genauigkeit von einer Sexagesimal-Sekunde. Bei jeder Gruppe belastete

man zuerst das Modell mit einem Druck von 50 at, um die Gewähr zu haben, dass bei den nachfolgenden Dehnungs- und Spannungsmessungen unter höheren Belastungen keine Setzungen vorkommen. Anschliessend nahm man Vertikalbelastungsproben von 50 bis 220 at und Horizontalbelastungsproben von 50 bis 190 at vor.

Infolge der Abänderungen des Ausführungsprojektes, die auf Grund der im Jahre 1948 von Prof. Arredi durchgeführten Detailberechnungen sowie der Ergebnisse der Modellversuche erfolgten, hat man die Ausführung eines neuen, die endgültige Form wiedergebenden Modelles beschlossen.

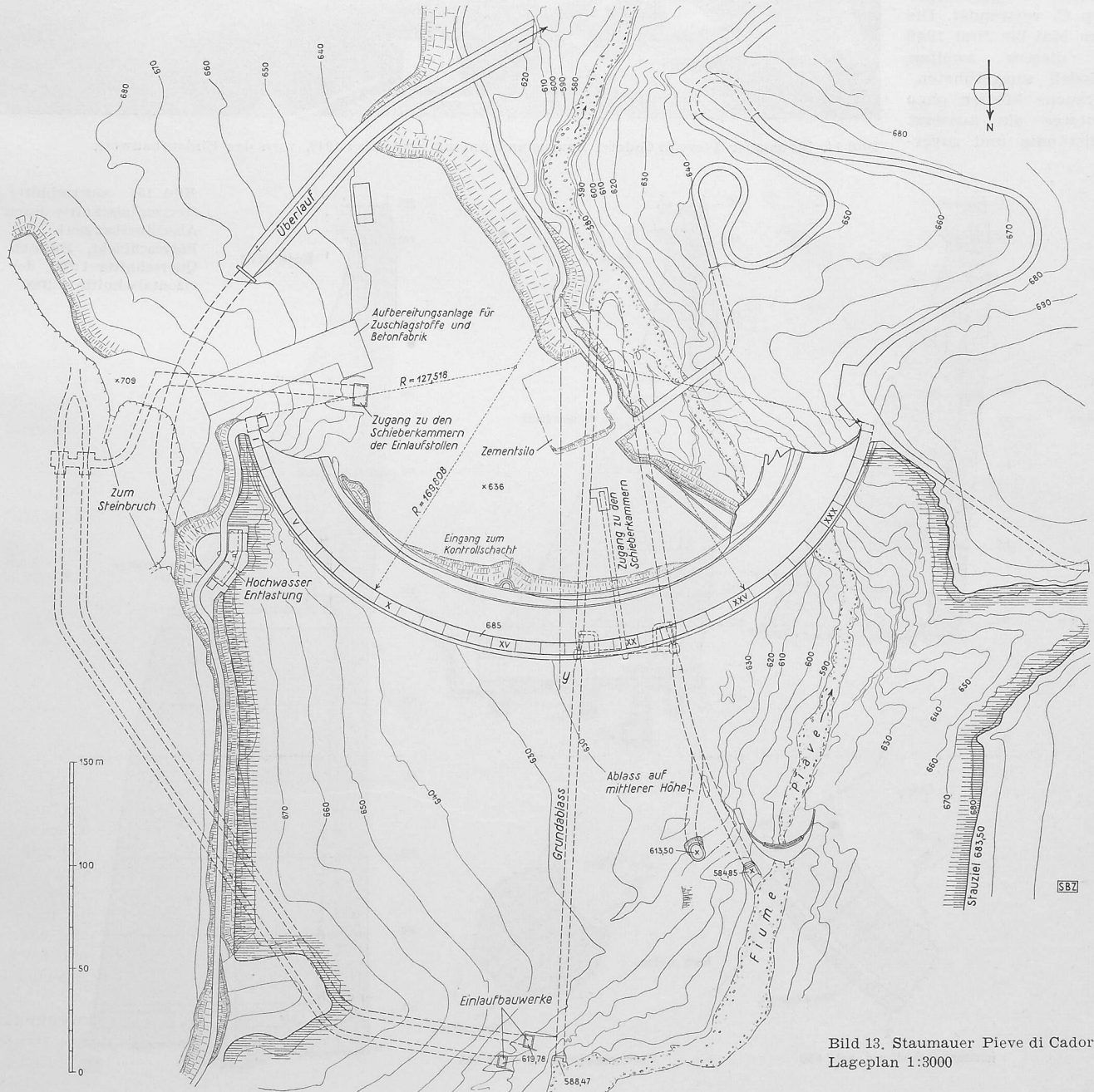


Bild 13. Staumauer Pieve di Cadore, Lageplan 1:3000

Das ursprüngliche Modell wurde deshalb teilweise abgebrochen (luftseitig bis Kote 635,84 m, wasserseitig bis Kote 634 m) und nach den endgültigen Zeichnungen wieder aufgebaut. Wie beim vorhergehenden Modell hat man dabei die einzelnen Betonschichten durch vertikale Radialfugen unterteilt und nach beendigem Schwindprozess mit Zementinjektionen zusammengekittet.

Die Belastungsvorrichtung, sowie die angewendeten Messinstrumente blieben unverändert; einzig bei den Ueberbeanspruchungsproben wurden einige zusätzliche Dehnungsmesser mit geringer Uebersetzung, Bauart Huggenberger Typ C, verwendet. Die vom Mai bis Juni 1949 an diesem zweiten Modell ausgeführten Versuche können ohne weiteres als äusserst vollständig und zuver-

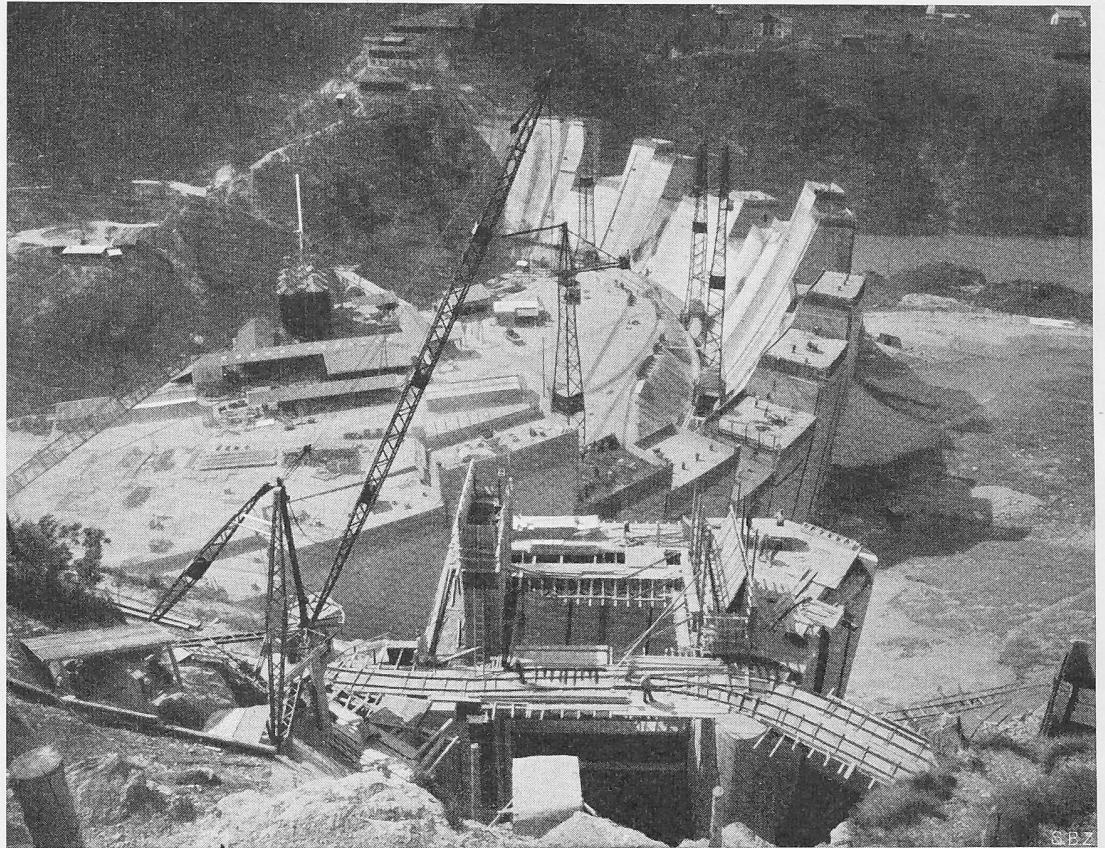


Bild 14. Staumauer Pieve di Cadore. Bauzustand Anfang September 1949, vorn das Einlaufbauwerk

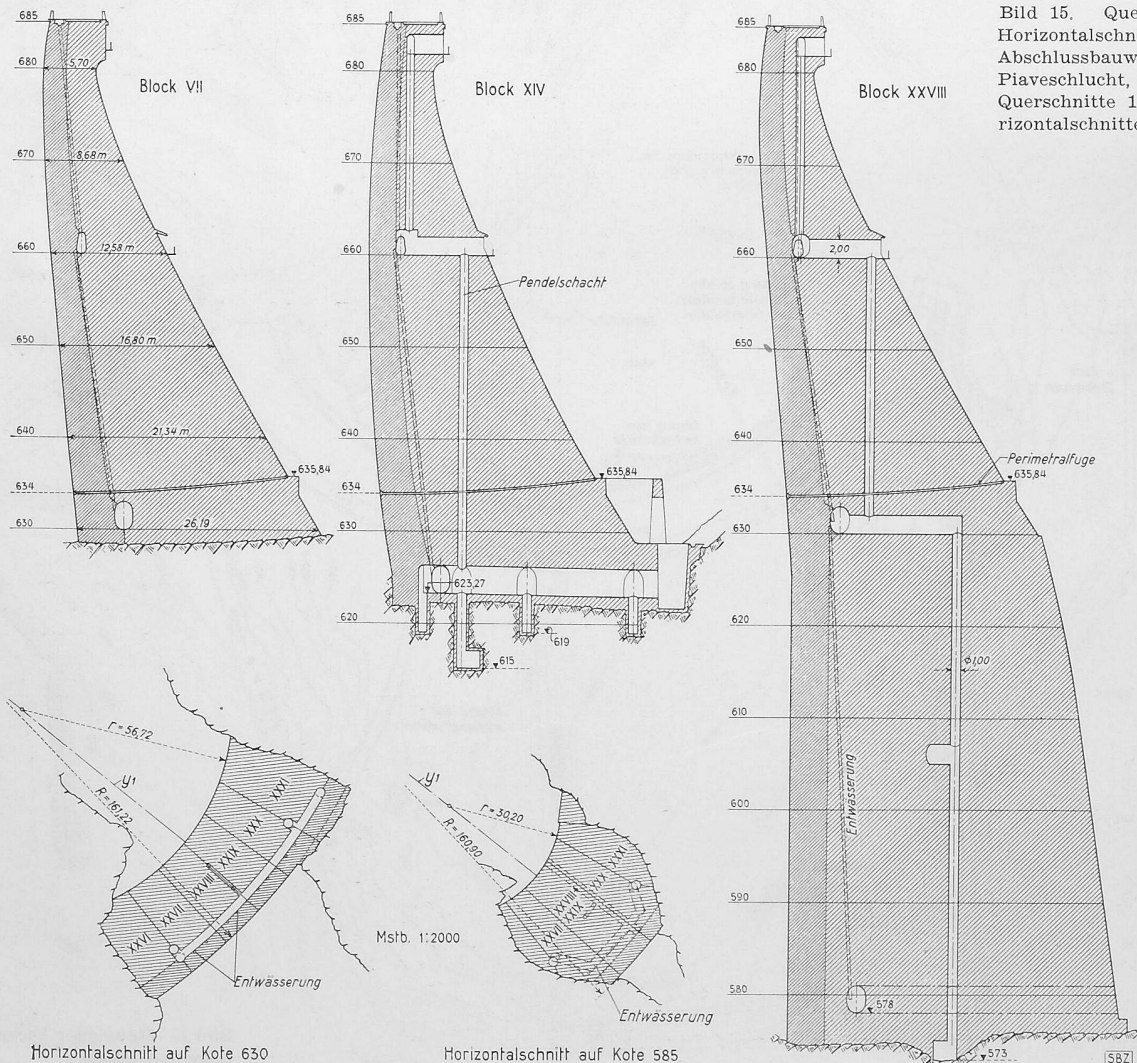


Bild 15. Querschnitte und Horizontalschnitte durch das Abschlussbauwerk in der Piaveschlucht, Masstab der Querschnitte 1:800, der Horizontalschnitte 1:2000

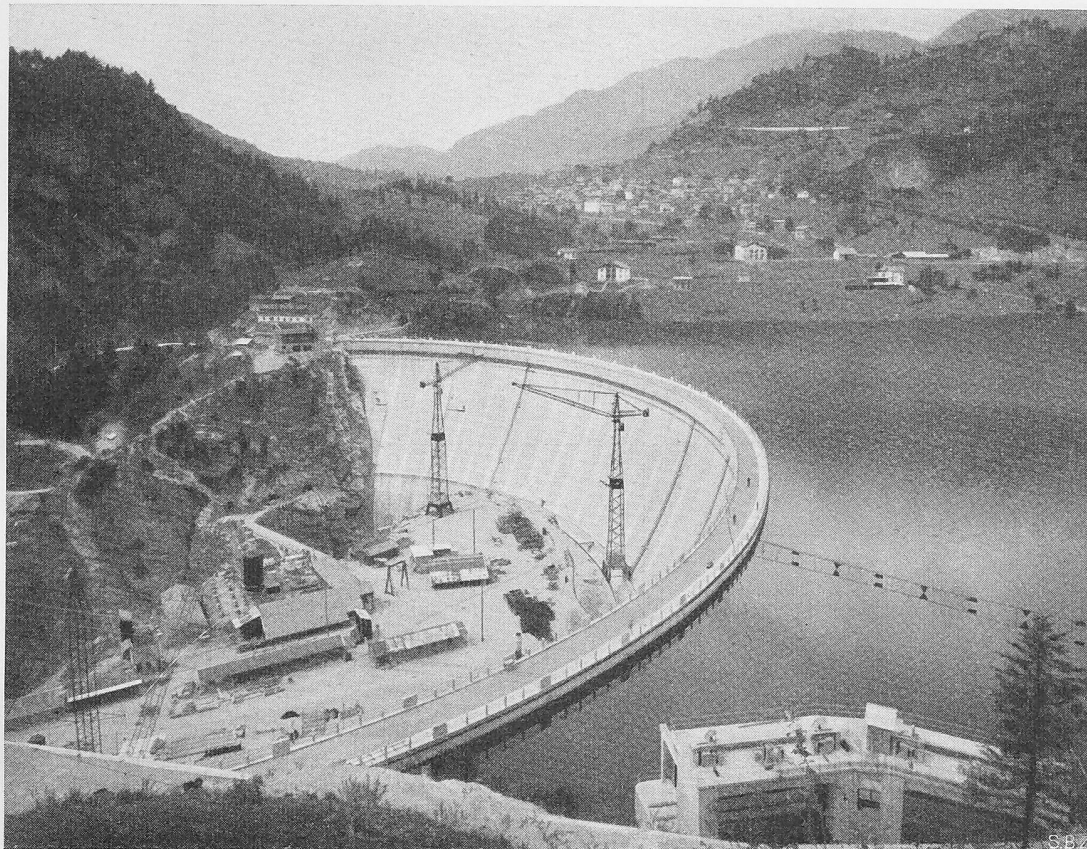


Bild 16. Die fertige Staumauer Pieve di Cadore

lässig angesehen werden, weil sie auf einem das tatsächlich erstellte Bauwerk wiedergebenden Modell (wenige, geringfügige Abänderungen, welche nachträglich nötig wurden, spielen keine Rolle) ausgeführt wurden, weil sie unter Verwertung einer reichen Versuchspraxis erfolgten und weil eine grosse Zahl von Messungen durchgeführt worden sind.

Während den Versuchen wurde das Eigengewicht auf 272 at mit einer Grundbelastung von 85 at konstant gehalten. Die Versuche erfolgten in drei Gruppen im Gebiet von 85 bis 295 at, mit Zwischenablesungen bei 225 at. Vor dem Abbruch des Modells wurden noch einige Ueberbeanspruchungsversuche durchgeführt und zwar bis zu 340 at Vertikaldruck und 390 at Horizontaldruck, was der maximalen Beanspruchbarkeit der Belastungsapparatur entsprach. Rissebildungen oder Quetschungen, die auf die nahe Erschöpfung des Modellmaterials hingedeutet hätten, waren bei diesen Versuchen nicht festzu-

stellen. Eine eingehendere Darlegung der Ergebnisse dieser Modellversuche würde hier zu weit führen; sie dürfte Gegenstand eines speziellen Berichtes von Prof. Oberti sein.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen stimmten weitgehend mit denen der Berechnungen überein. Sie veranlassten uns, die endgültige Bauform so festzulegen, dass die Belastungen durch den Wasserdruck möglichst weitgehend durch die Bogenform an die seitlichen Widerlager übergeleitet werden und keine nennenswerten Gleitkräfte vom Fundament zu übernehmen sind.

Wir beabsichtigten, auf diese Weise nachteilige Wirkungen zu vermeiden, die sich aus den unterschiedlichen Deformationen von Fels und Mauer ergeben könnten. Solche Unterschiede waren zu befürchten, ergaben

doch Messungen des Elastizitätsmoduls, die in einem Stollenabschnitt durchgeführt wurden, beim natürlichen Fels Werte von nur 20 000 bis 30 000 kg/cm<sup>2</sup>, beim durch Injektionen verdichteten Fels 50 000 bis 60 000 kg/cm<sup>2</sup>. Für die Berechnung hat man vorsichtshalber 100 000 kg/cm<sup>2</sup> angenommen.

Der Einfluss des Auftriebs konnte bei den Modellversuchen vernachlässigt werden. Bei der ausgeführten Mauer verhindert ein nahe unter der wasserseitigen Oberfläche angeordnetes Netz von Drainagelöchern das Auftreten von Porendrücken im tragenden Teil.

Weitere experimentelle Untersuchungen wurden an zwei-dimensionalen Modellen zur Abklärung der Spannungsverhältnisse im Abschlussbauwerk in der Piaveschlucht durchgeführt. Als Modell verwendete man teilweise Zelluloidscheiben, die photoelastisch untersucht wurden. Ausserdem sind auch an Betonmodellen Spannungsmessungen vorgenommen worden. Der Versuch einer theoretischen Berechnung mit der Wirklichkeit auch nur einigermaßen entsprechenden Belastungsannahmen stiess auf Schwierigkeiten, die wohl kaum hätten überwunden werden können.

Die Form des Abschlussbauwerks geht aus den Bildern 12 bis 17 hervor. Wie ersichtlich, weist der untere Teil auf der Luftseite im Grundriss kleine Krümmungsradien auf, die nach oben grösser werden. Die Kontaktfläche mit dem Fels ist wannenförmig gebogen, sodass in gewissem Sinn eine Pfropfenwirkung zustande kommt. An

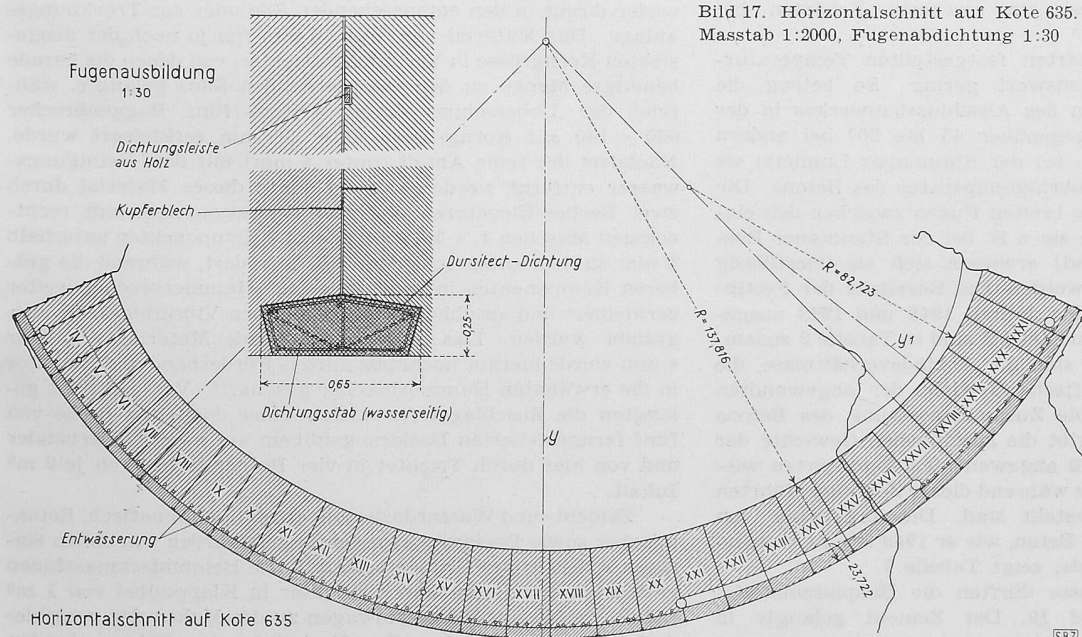


Bild 17. Horizontalschnitt auf Kote 635. Masstab 1:2000, Fugenabdichtung 1:30

Horizontalschnitt auf Kote 635

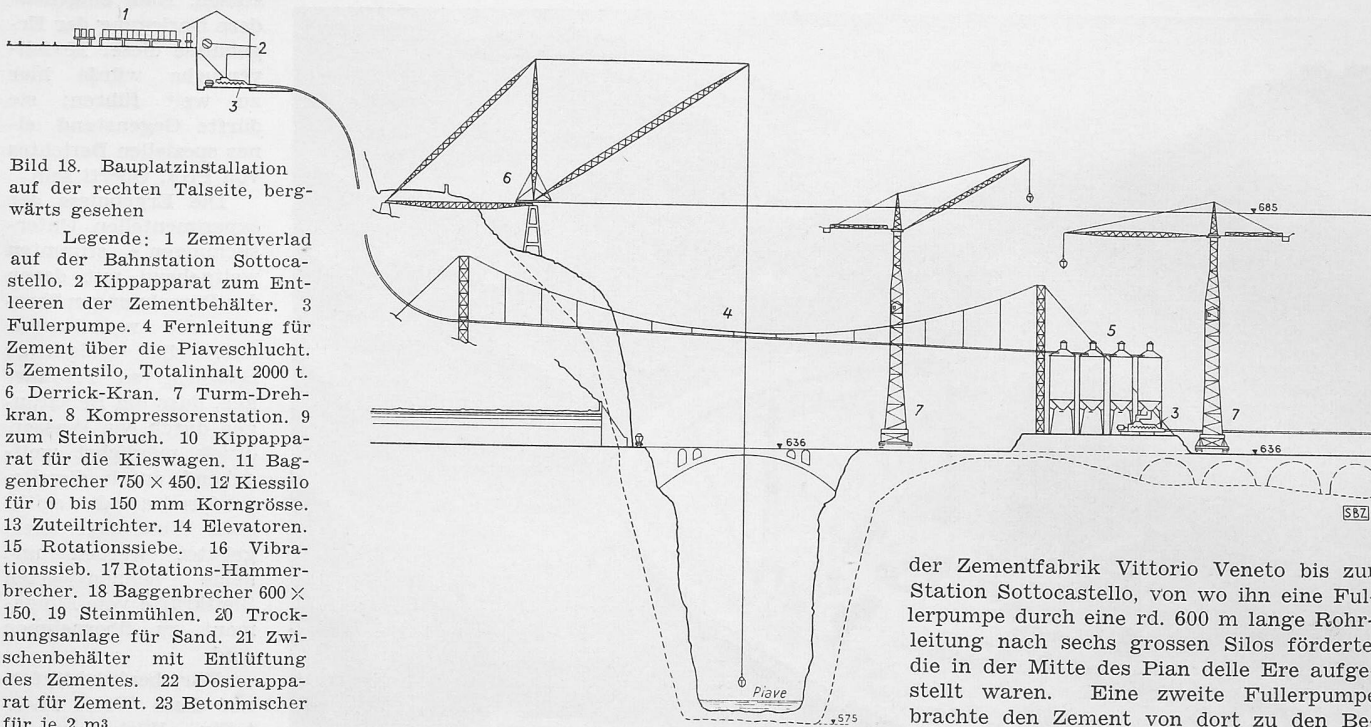


Bild 18. Bauplatzinstallation auf der rechten Talseite, bergwärts gesehen

Legende: 1 Zementverlad auf der Bahnstation Sottocastello. 2 Kippapparat zum Entleeren der Zementbehälter. 3 Fullerpumpe. 4 Fernleitung für Zement über die Piaveschlucht. 5 Zementsilo, Totalinhalt 2000 t. 6 Derrick-Kran. 7 Turm-Drehkran. 8 Kompressorstation. 9 zum Steinbruch. 10 Kippapparat für die Kieswagen. 11 Baggenbrecher 750 × 450. 12 Kiessilo für 0 bis 150 mm Korngrösse. 13 Zuteiltrichter. 14 Elevatoren. 15 Rotationssiebe. 16 Vibrationssieb. 17 Rotations-Hammerbrecher. 18 Baggenbrecher 600 × 150. 19 Steinmühlen. 20 Trocknungsanlage für Sand. 21 Zwischenbehälter mit Entlüftung des Zementes. 22 Dosierapparat für Zement. 23 Betonmischer für je 2 m<sup>3</sup>

der Zementfabrik Vittorio Veneto bis zur Station Sottocastello, von wo ihn eine Fullerpumpe durch eine rd. 600 m lange Rohrleitung nach sechs grossen Silos förderte, die in der Mitte des Pian delle Ere aufgestellt waren. Eine zweite Fullerpumpe brachte den Zement von dort zu den Betonmaschinen.

das Abschlussbauwerk schliessen nach beiden Seiten die Widerlager an, Bild 13, auf denen die eigentliche Bogenstau-mauer aufrucht. Die Fuge zwischen Widerlager und Mauer (Perimetralfuge) ist ebenfalls wannenförmig ausgebildet, wie aus den Querschnitten, Bild 15, deutlich hervorgeht. Die Fuge liegt grösstenteils horizontal auf Kote 634 (Wasserseite), bzw. Kote 635,00 (Luftseite), Bild 12; auf den beiden Talflanken steigt sie dem Gelände entsprechend an, und ihre Breite nimmt mit der Mauerdicke ab. Die Mauer selber ist durch vertikale Fugen in 33 einzelne Blöcke von rund 12 m Länge aufgeteilt. Die Ausbildung der Fugendichtung ist auf Bild 17 dargestellt.

Die Berechnungen liessen den beträchtlichen Einfluss der Abbindewärme auf den Spannungsverlauf erkennen, weshalb es geboten war, einen Zement mit geringer Abbindewärme zu verwenden. Auf Grund eingehender Versuche entschlossen wir uns zur Wahl eines eisenhaltigen Zementes mit geringem Kalkmodul, einem Zuschlag von 25 % Pozzolanerde, einem Trikalziumsilikatgehalt unter 45 % und einem Plastimentzusatz von 1 %. Dieser Zement trug die Bezeichnung Typ I. Am Anfang und am Ende jeder Betonierperiode (jeweilen in den Monaten März und April, bzw. Oktober und November) kam ein Zement Typ II mit wesentlich grösserem Gehalt an Trikalziumsilikat zur Anwendung, der ein rascheres Erhärten bewirkte.

Die mit diesen Zementarten festgestellten Temperaturerhöhungen waren bemerkenswert gering. So betrug die Höchsttemperatur im Innern des Abschlussbauwerkes in der Piaveschlucht nur 33° C, gegenüber 45 bis 50° bei andern ähnlichen Staumauern (z. B. bei der Staumauer Lumiei); sie lag nur um 16° über der Einbringtemperatur des Betons. Die anfänglich vorgesehenen 1 m breiten Fugen zwischen den einzelnen Betonierblöcken (wie sie z. B. bei der Staumauer Rossens ausgeführt worden sind) erwiesen sich als überflüssig und konnten fallengelassen werden. Die Resultate der Festigkeitsmessungen an den in den Jahren 1948 und 1949 ausgeführten Proben mit Normalmörtel 1:3 sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Aus Tabelle 3 sind die Abbindeverhältnisse, die Mahlfineinheit und das spezifische Gewicht der angewandten Zementsorten ersichtlich. Die Zusammensetzung des Betons zeigt Tabelle 4. Tabelle 5 gibt die spezifischen Gewichte der in den Jahren 1948 und 1949 angewendeten Betonsorten wieder, während in Tabelle 6 alle während dieser Zeit ausgeführten Druckversuche zusammengestellt sind. Die Ergebnisse von Biegeproben an Prismen aus Beton, wie er 1949 für die wasserseitige Zone verwendet wurde, zeigt Tabelle 7.

Von besonderem Interesse dürften die Bauplatzinstallationen sein, Bilder 18 und 19. Der Zement gelangte in Blechbehältern, die auf Eisenbahnwagen montiert waren, von

der Zementfabrik Vittorio Veneto bis zur Station Sottocastello, von wo ihn eine Fullerpumpe durch eine rd. 600 m lange Rohrleitung nach sechs grossen Silos förderte, die in der Mitte des Pian delle Ere aufgestellt waren. Eine zweite Fullerpumpe brachte den Zement von dort zu den Betonmaschinen.

Die Zuschlagstoffe aus Dolomitkalk wurden in einem grossen Steinbruch gewonnen, der aus zwei trichterförmigen Schächten bestand. Dieser Steinbruch befand sich 650 m von der Baustelle entfernt und war mit ihr durch einen Stollen verbunden. Rollwagen von 1 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen beförderten das Gestein zur Brech- und Betonieranlage, die am Steilhang des linken Ufers angelegt worden war. Zwei Zwischenaufzüge erhöhten die zur Verfügung stehende Fallhöhe von 73 auf 103 m.

Von den Rollwagen gelangte das Material in drei Baggenbrecher von 750 × 450 mm und von hier mit einer maximalen Korngrösse von 120 mm in einen grossen Silo. Von dort führten drei parallel angelegte Aufzüge zu drei Gruppen von Siebanlagen. Jede Gruppe bestand aus einem Rotationssieb von 2000 × 4000 mm Durchmesser mit quadratischen Maschen von 40 und 75 mm, sowie einem Vibrationssieb mit quadratischen Maschen von 16 mm und rechteckigen Maschen von 4/10 mm. Das Rotationssieb zerlegte das Schottermaterial in drei Komponenten mit den Korngrössen über 75 mm, 75 bis 40 mm und unter 40 mm. Das Vibrationssieb, auf dem gleichzeitig das Material mit Druckwasser gewaschen wurde, ermöglichte eine Unterteilung in die Korngrössen 16 bis 40 mm, 4 bis 16 mm und kleiner als 4 mm.

Der Kies mit den Korngrössen 4 bis 16 mm gelangte entweder direkt in den entsprechenden Silo oder zur Trocknungsanlage. Das Material von über 16 mm fiel je nach der ausgegebenen Korngrösse in Verteilungstrichter, von denen die gerade benötigte Menge zu den entsprechenden Silos gelangte, während der Ueberschuss durch weitere fünf Baggenbrecher 600 × 150 auf Korngrössen unter 30 mm zerkleinert wurde. Nachdem der feine Anteil (unter 4 mm) mit dem Reinigungswasser entfernt worden war, gelangte dieses Material durch zwei Becher-Elevatoren auf zwei Vibrationssiebe mit rechteckigen Maschen 4 × 10, von denen die Komponenten unterhalb 4 mm zu dem entsprechenden Silo befördert, während die gröberen Komponenten in neun Rotations-Hammerbrecher weiter zerkleinert und anschliessend durch sieben Vibrationssiebe ausgesiebt wurden. Das dabei verbleibende Material von über 4 mm wurde hierauf nochmals mittels Förderband und Elevator in die erwähnten Hammerbrecher geschafft. Von den Silos gelangten die Zuschlagstoffe mittels einer doppelten Reihe von fünf ferngesteuerten Dosierungskübeln auf zwei Förderbänder und von hier durch Trichter in vier Betonmischer von je 2 m<sup>3</sup> Inhalt.

Zement- und Wasserdosierung erfolgte automatisch. Betonmischer sowie Dosierungsvorrichtungen wurden von einem einzigen Arbeiter pro Gruppe betätigt. Die Betonmischmaschinen entleerten den Beton durch Trichter in Klappkübel von 1 m<sup>3</sup> Inhalt, welche auf Plattformwagen zu den Haken der verschiedenen Krane gelangten. Zur Verteilung des Betons standen

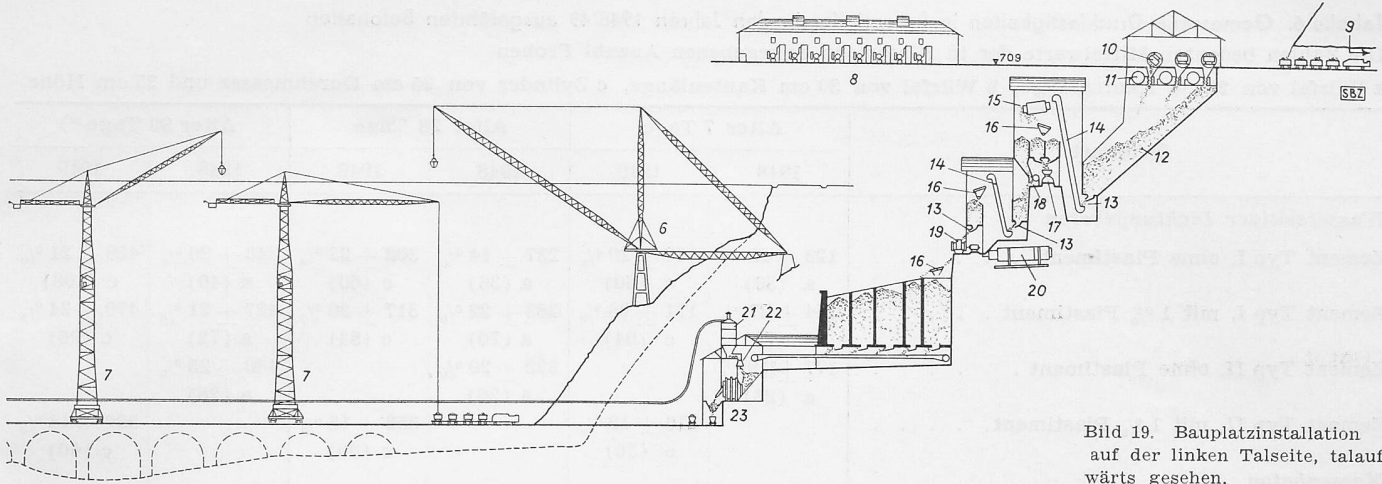


Bild 19. Bauplatzinstallation auf der linken Talseite, talaufwärts gesehen.

auf jeder Talseite je ein Derrickkran und ausserdem vier Turmdrehkrane zur Verfügung. Sie konnten sich auf Schienen bewegen, die unterhalb der Staumauer parallel zum luftseitigen Mauerfuss angelegt waren, Bild 16. Zur Betonierung des Abschlussbauwerkes in der Piaveschlucht wurde ausserdem im Jahre 1948 eine Luftseilbahn von etwa 100 m Länge verwendet.

Die Kübel wurden auf der Staumauer abgeladen und direkt auf der Betonierstelle entleert; dadurch war eine Entmischung der Komponenten verunmöglicht. Bei der Betonierung baute man Blöcke mit einer durchschnittlichen Breite von 11 m auf, zwischen denen angemessene Zwischenräume freibleiben. Der Beton wurde bei der Aufschichtung mit Supervibratoren System Notz vibriert. In bezug auf Festigkeit, Undurchlässigkeit und Ausbildung der Arbeitsfugen erreichte man damit gute Ergebnisse; die bei der Untersuchung an Probewürfeln gefundenen Festigkeitswerte wurden auch durch die der Staumauer entnommenen Proben bestätigt; sie sind aus den Tabellen 6 und 7 ersichtlich.

Die Arbeiten für die Staumauer begannen im Jahre 1942 mit der Umleitung des Flusses. Hierzu wurden eine leichte, 31 m hohe Kuppelmauer und zwei Umlaufstollen erstellt. Von

1943 bis 1946 musste der Bau infolge der Kriegsgeschehnisse unterbrochen werden. Man begann nachher mit dem Aushub der Widerlager und errichtete anschliessend die Installationen des umfangreichen Bauplatzes. Im Jahre 1948 konnte mit der Betonfabrikation begonnen werden; man erstellte das Abschlussbauwerk in der Schlucht, sowie die Fundamente und Widerlager der eigentlichen Bogenstaumauer; nur die zwei Betonblöcke am linksseitigen Ende blieben noch unbegonnen. Das gesamte Betonvolumen, das 1948 eingebracht wurde, betrug 134 800 m<sup>3</sup>. Ueber den Winter musste die Betonierung während einiger Monate unterbrochen werden.

Die Betonierungsarbeiten wurden im März 1949 wieder aufgenommen und das Werk am 3. November 1949 fertiggestellt. Die gesamte Staumauer wurde somit in bemerkenswert kurzer Frist erstellt. Im allgemeinen schritten die Arbeiten gleichmässig fort; nur im Juli 1949 ereignete sich ein Arbeits-

Tabelle 2. Mörtelfestigkeit in kg/cm<sup>2</sup>  
Mittelwerte aus der in Klammern angegebenen Anzahl Proben

Alter, Tage	Zugfestigkeit			Druckfestigkeit		
	3	7	28	3	7	28
<b>Zement Typ I</b>						
1948 . . .	17 (6)	26 (6)	39 (6)	142 (6)	270 (6)	457 (6)
1949 . . .	15 (20)	23 (20)	34 (20)	160 (20)	290 (20)	492 (20)
<b>Zement Typ II</b>						
1948 . . .	17 (4)	34 (4)	41 (4)	174 (4)	338 (4)	554 (4)
1949 . . .	16 (14)	26 (14)	35 (14)	196 (14)	362 (14)	541 (14)

Tabelle 3. Zementeigenschaften  
Mittelwerte aus der in Klammern angegebenen Anzahl Proben

	Abbindedauer			Mahlfineinheit		Spezifisches Gewicht kg/m <sup>3</sup>
	Wasser %	Beginn	Ende	Rückstand auf dem 900-Maschensieb	Rückstand auf dem 4900-Maschensieb	
<b>Zement Typ I</b>						
1948 . . .	26,8 (11)	6.45 h (11)	10.20 h (11)	0,17 % (11)	8,21 % (11)	3133 (11)
1949 . . .	26,6 (141)	4.49 h (141)	9.18 h (141)	0,09 % (141)	5,22 % (141)	3215 (9)
<b>Zement Typ II</b>						
1948 . . .	26,7 (15)	5.45 h (15)	10.15 h (15)	0,14 % (4)	6,69 % (4)	3094 (4)
1949 . . .	27,9 (63)	4.52 h (63)	9.09 h (63)	0,12 % (62)	5,37 % (62)	3244 (8)

Tabelle 4. Zusammensetzung des Betons für die Staumauer Pieve di Cadore am Piave

	Wasserseitige Oberfläche	Staumauerkörper
Zement . . . . .	9,5 %	7,6 %
Sand, 0 bis 4 mm . . . . .	35,5 %	26,4 %
Grobsand, 4 bis 16 mm . . . . .	23,0 %	20,0 %
Feinkies, 16 bis 40 mm . . . . .	16,0 %	17,0 %
Kies, 40 bis 75 mm . . . . .	16,0 %	15,0 %
Grobkies, 75 bis 120 mm . . . . .	—	14,0 %
	100 %	100 %

Zementwasserfaktor ~ 0,5

Tabelle 5. Spezifisches Gewicht der Probewürfel in kg/m<sup>3</sup>  
Mittelwerte aus der in Klammern angegebenen Anzahl Proben

Betonart	Alter		
	7 Tage	28 Tage	90 Tage
<b>Wasserseitiger Dichtungsbeton</b>			
<b>Ohne Plastiment</b>			
Jahr 1948 . . . . .	2641 (60)	2616 (60)	2573 (68)
Jahr 1949 . . . . .	2625 (60)	2598 (60)	2564 (60)
<b>Mit Plastiment</b>			
Jahr 1948 . . . . .	2642 (70)	2630 (70)	2588 (72)
Jahr 1949 . . . . .	2600 (124)	2575 (124)	2553 (248)
<b>Massenbeton</b>			
<b>Ohne Plastiment</b>			
Jahr 1948 . . . . .	2631 (80)	2611 (80)	2585 (84)
Jahr 1949 . . . . .	2649 (52)	2621 (52)	2596 (104)
<b>Mit Plastiment</b>			
Jahr 1948 . . . . .	2655 (46)	2643 (46)	2616 (44)
Jahr 1949 . . . . .	2615 (130)	2595 (130)	2589 (260)



Tabelle 6. Gemessene Druckfestigkeiten in kg/cm<sup>2</sup> der in den Jahren 1948/49 ausgeführten Betonarten

Die Zahlen bedeuten Mittelwerte der in Klammern angegebenen Anzahl Proben

a Würfel von 20 cm Kantenlänge, b Würfel von 30 cm Kantenlänge, c Zylinder von 25 cm Durchmesser und 25 cm Höhe

Betonart	Alter 7 Tage		Alter 28 Tage		Alter 90 Tage *)	
	1948	1949	1948	1949	1948	1949
<i>Wasserseitiger Dichtungsbeton</i>						
Zement Typ I, ohne Plastiment . . . . .	123 ± 23 % a (36)	163 ± 20 % c (60)	237 ± 14 % a (36)	302 ± 22 % c (60)	343 ± 20 % a (40)	458 ± 21 % c (108)
Zement Typ I, mit 1 % Plastiment . . . . .	144 ± 27 % a (70)	171 ± 23 % c (94)	263 ± 22 % a (70)	317 ± 20 % c (94)	427 ± 21 % a (72)	470 ± 24 % c (96)
Zement Typ II, ohne Plastiment . . . . .	177 ± 19 % a (26)		322 ± 20 % a (26)		480 ± 25 % a (28)	
Zement Typ II, mit 1 % Plastiment . . . . .		216 ± 19 % c (30)		356 ± 18 % c (30)		532 ± 18 % c (60)
<i>Massenbeton</i>						
Zement Typ I, ohne Plastiment . . . . .	104 ± 20 % b (62)	154 ± 16 % c (51)	196 ** b (62)	270 ± 17 % c (52)	300 ± 15 % b (60)	397 ± 15 % c (104)
Zement Typ I, mit 1 % Plastiment . . . . .	125 ± 40 % b (46)	168 ± 17 % c (100)	211 ** b (46)	301 ± 17 % c (100)	354 ± 18 % b (44)	450 ± 19 % c (208)
Zement Typ II, ohne Plastiment . . . . .	137 ± 19 % b (24)		222 ** b (22)		375 ± 9 % b (24)	
Zement Typ II, mit 1 % Plastiment . . . . .		196 ± 19 % c (30)		301 ± 23 % c (30)		477 ± 18 % c (60)

\*) Nach Angaben der Universität Padua

\*\*) Diese Zahlen sind unsicher, da bei diesen Proben der maximale Pressendruck nahezu erreicht wurde

Tabelle 7. Biegeproben an Prismen, die im Jahre 1949 mit wasserseitigem Dichtungsbeton hergestellt wurden

Prismenabmessungen 18 × 18 × 72 cm; Dosierung 250 kg/m<sup>3</sup> mit 1 % Plastiment. Mittelwerte aus der in Klammern angegebenen Anzahl Proben

Betontyp	Alter		
	7 Tage	28 Tage	90 Tage
I	30 ± 32 % (54)	53 ± 18 % (54)	58 ± 15 % (54)
II	33 ± 15 % (54)	52 ± 11 % (54)	55 ± 11 % (54)

unterbrach. Andererseits begünstigten die klimatischen Verhältnisse des Sommers und Herbstes 1949, die sich in bezug auf die Energieproduktion katastrophal auswirkten, den Fortschritt der Arbeiten ausserordentlich.

Grosse Bedeutung kam dem Dichtungsschleier zu. Bis zum 31. Oktober 1950 wurden mit einer totalen Bohrochtlänge von 89,011 m 5,281 t Zement injiziert. Darin sind Injektionen in einige zerklüftete Gegenden des Pian delle Ere inbegriffen, welche zur Sicherung einer gleichmässigen Verteilung und Uebertragung der Kräfte von der Staumauer auf den Felsen notwendig erschienen. Die Ergebnisse des noch nicht ganz vollständig ausgeführten Dichtungsschleiers können im allgemeinen als gut bezeichnet werden. Einige heute noch bestehende durchlässige Stellen in der Nähe der Kammern für Grunda bloss- und Fassungschieber glauben wir durch weitere Injektionen abdichten zu können. Im Frühjahr 1950 wurden die Fugen des Bogens injiziert, sodass heute die Staumauer ihre endgültige statische Wirkung aufweist.

Im Sommer 1950 wurde die Staumauer einer hydrostatischen Belastung unterzogen, die höher war als die maximale; sie verhielt sich dabei in jeder Hinsicht sehr befriedigend.

Ohne Zweifel darf die Staumauer Pieve di Cadore als ein bemerkenswertes Bauwerk bezeichnet werden, und zwar sowohl bezüglich seiner Abmessungen als auch im Hinblick auf seine besondere konstruktive Gestaltung. Es war daher von grösstem Interesse, das Verhalten des ausgeführten Bauwerkes möglichst genau zu untersuchen. Hiefür sind eine grosse Zahl von Messinstrumenten eingebaut worden, nämlich:

- für Deformationsmessungen 103 elektroakustische Dehnungsmesser Galileo, 57 elektrische Dehnungsmesser Carlson, 17 Spannungsmesser Carlson;
- für Temperaturmessungen 87 Elektrothermometer Siemens, wovon 71 im Beton, 7 im Wasser, 9 in der Luft;

- für die Bestimmung der Betonfeuchtigkeit 66 Hygrometer Brazev.

Gegenwärtig sind topographische Kontrollmessungen zur Ermittlung der Verschiebungen der eigentlichen Bogenstaumauer und des unterliegenden Felsens im Gange, wobei von einem Präzisions-Nivellement und einem Triangulationsnetz ausgegangen wird, das sich bis 1 km unterhalb der Staumauer erstreckt.

Im Rahmen dieser Messungen werden überdies noch folgende Daten ermittelt:

- die Verschiebungen der Staumauerkrone und zwar mit Hilfe eines speziellen Kollimationsinstruments mit fester Basis und mit 80facher Vergrösserung, das das Ablesen bis zu Entfernungen von 500 m erlaubt;
- die Verschiebungen der markantesten Punkte dreier Querschnitte durch Koordimeter Huggenberger und 11 Mikrotelemeter Galileo (Methode des Bleisenkels);
- die Verschiebungen von Ebenen in 117 Punkten, verteilt auf acht Querschnitte, mittels Klinometer Galileo mit verlängerter Basis und vier Paar Klinographen mit kontinuierlicher photographischer Aufzeichnung;
- die Verschiebungen der Fugen in 103 vorausbestimmten Punkten durch Deformeter Galileo;
- die gegenseitige Verschiebung von Struktur und Fundation in drei senkrechten je 5 m unterhalb der Fundation liegenden Schächten, durch drei sog. «slittometri» Galileo (Kombinationen von Deformeter und Klinograph);
- die eventuellen Setzungen mit Hilfe von drei Seismographen; ein genaueres Verfolgen solcher Setzungen ist im Hinblick auf die im Gebiet auftretenden seismischen Bewegungen wünschenswert. (Schluss folgt)

## An die Interessenten für Bodenmechanik und Foundationstechnik

DK 624.131

Im Anschluss an den II. Internationalen Kongress für Bodenmechanik und Foundationstechnik, der im Jahre 1948 in Rotterdam stattfand, hat sich in der Schweiz ein Nationalkomitee gebildet, um den Beitritt unseres Landes zur Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Foundationstechnik zu ermöglichen. Das heute bestehende Nationalkomitee entstand durch Erweiterung der Fachkommission für Erdbau und Untergrund der Vereinigung schweizerischer Strassenfachmänner und ist dieser Vereinigung angeschlossen. Es umfasst zurzeit folgende Mitglieder: