

<b>Zeitschrift:</b>	Schweizerische Bauzeitung
<b>Herausgeber:</b>	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
<b>Band:</b>	78 (1960)
<b>Heft:</b>	27
<b>Artikel:</b>	Die Staumauer Vajont und die Entwicklung der Wasserkraftanlagen der SADE im letzten Jahrzehnt: Vortrag
<b>Autor:</b>	Semenza, Carlo
<b>DOI:</b>	<a href="https://doi.org/10.5169/seals-64912">https://doi.org/10.5169/seals-64912</a>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 15.01.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## Die Staumauer Vaiont und die Entwicklung der Wasserkraftanlagen der SADE im letzten Jahrzehnt

DK 627.825

Vortrag von Dott. Ing. **Carlo Semenza**, Zentraldirektor und Direktor der Abteilung für Wasserkraftanlagen der SADE (Società Adriatica di Elettricità) Venedig, und Mitglied des konsultierenden Komitees der Firma Electro-Consult, Mailand, gehalten an der ETH in Zürich am 17. Februar 1960. Der Vortrag bildete eine Einführung zur Besichtigung durch die G. E. P.-Mitglieder der Talsperre Vaiont und der Zentrale Soverzene in Venedig am 28. Mai 1960. Ins Deutsche übersetzt hat ihn Dr. sc. techn. Franco Baldazzi, Zürich.

Sehr geehrte Herren!

Vor 11 Jahren, im Januar 1949, hatte ich die Ehre, über die damals gebauten und im Bau sich befindenden Talsperren der SADE, deren Abteilung für Wasserkraftanlagen ich seit über 30 Jahren leite, zu berichten und einige der allgemeinen Kriterien darzulegen<sup>1)</sup>, die wir damals schon als massgebend für die Projektierung und den Bau unserer Talsperren erachteten. Heute behandle ich unsere neueren Talsperren, insbesondere die Talsperre Vaiont, die zur Zeit noch im Bau ist. Die damals erläuterten Kriterien sind hier nochmals kurz zusammengefasst, um auf deren Weiterentwicklung bis zum heutigen Tag eingehen zu können. 10 Jahre sind eine genügende Zeitspanne, um die bereits vollendete Arbeit zusammenzufassen und zu überprüfen. Um unsere Anschauungen über dieses Thema möglichst vollständig darzulegen, werde ich auch Talsperren erwähnen, die von der Gesellschaft Electro-Consult, Mailand, ausserhalb Italiens unter meiner Oberleitung gebaut wurden.

Die Energieproduktion der SADE hatte 1949 die Grössenordnung von 2 Milliarden kWh. Im vergangenen Jahr, 1959, betrug sie etwa 4 Milliarden kWh. In den letzten 11 Jahren haben wir versucht, die verschiedenen Probleme zu lösen, die diese Entwicklung uns stellte.

### 1. Allgemeines über die Energiewirtschaft in Italien, mit besonderer Berücksichtigung der Talsperren

Die noch nicht genutzten Wasserkraftreserven werden in Italien zusehends kleiner. Heute nutzen wir bereits etwa  $\frac{2}{3}$  der verfügbaren Reserven; diese Schätzung ist vielleicht noch zu optimistisch! Die gesamte Wasserkraft-Energieproduktion in Italien belief sich im Jahre 1959 auf rd. 38,5 Milliarden kWh, bei einem praktisch möglichen Total von rd. 55 Milliarden kWh. In diesem Total werden auch, dank der technischen Entwicklung, einige Wasserkräfte als nutzbar betrachtet, die man vor einigen Jahren noch nicht in die Rechnung einbeziehen konnte. Die Gesamt-Energieproduktion war im letzten Jahr 49 Milliarden kWh. Der Anteil der thermischen und geothermischen Energieproduktion (10,4 Milliarden kWh) ist grösser geworden und wird naturgemäß infolge Aufbrauchens der Wasserkraftreserven immer mehr zunehmen. Wie in anderen Ländern werden die Wasserkraftanlagen zunehmend ihrer eigentlichen Aufgabe, der Deckung von Energiespitzen, insbesondere der wöchentlichen und täglichen, angepasst. Dies gilt sowohl für die neuen Anlagen wie für die Anpassung — wo dies möglich ist — der bestehenden. Es werden demzufolge immer mehr Ausgleichsbecken für diese Zwecke gebaut, die naturgemäß geringeres Fassungsvermögen aufweisen können. Trotzdem besteht auch heute noch die Notwendigkeit, Saisonwasser zu speichern, um eine befriedigende Jahresnutzung zu erzielen. Bei den italienischen Flüssen könnten infolge der grossen Schwankungen

der Abflussmengen und wegen der langen Dauer kleinsten Abflusses Tages- oder Wochen-Ausgleichsbecken gar nicht verwendet werden, wenn es keine Becken für Saisonwasser gäbe, die wenigstens einen teilweisen Ausgleich der jährlichen Abflüsse gewährleisten würden.

Das Problem der Talsperren ist deshalb in unserem Lande immer noch das wichtigste beim Bau von Wasserkraftanlagen. Aus diesem Grunde ist auch deren Zunahme beachtenswert. Sie hat die vor 10 Jahren aufgestellten Voraussagen, die als sicher genügend betrachtet wurden, übertroffen. Unsere Gesellschaft hat zwischen 1950 und 1960 9 grosse Talsperren gebaut, weitere hat sie projektiert oder durch angeschlossene Gesellschaften bauen lassen (Tabelle 1).

Tabelle 1. Entwicklung des italienischen Talsperrenbaues 1948/58

	Gewichtsmauern	aufgelöste Gewichtsm.	Bogenmauern	Bogen-Gewichtsm.	Pfeiler	Trockenmauern	Erddämme	Betonblöcke	Andere	Total
1948	132	5	33	3	10	18	20	—	17	238
1958	167	19	54	20	11	19	30	3	24	347

Wie aus Tabelle 1 hervorgeht, haben die Gewichtsmauern an Zahl weniger zugenommen als andere Ausführungen. An deren Stelle treten immer mehr wirtschaftlichere Typen: Bogen-, Bogen-Gewichts- und aufgelöste Gewichtsmauern. Bei der Projektierung wird in Italien für die Berechnung der Bogen- und Gewölbemauern im allgemeinen das bekannte Verfahren für unabhängige Bögen, oder im Falle von dünnen Mauern grosser Krümmung jenes, das den Bogen als Teil einer Ringmauer betrachtet, verwendet. Es sei mir hier gestattet, an die wertvollen Beiträge schweizerischer Wissenschaftler und Ingenieure zu erinnern, unter denen ich, auch wegen der persönlichen Beziehungen, die Namen Gicot, Stucky und Lombardi nennen möchte.

Bei den Bogen-Gewichtsmauern wird auch die Methode gleicher Verschiebungen für eingespannte Bögen und einseitig eingespannte Balken nach Ritter, oder allgemeiner die Versuchslastenmethode, befolgt. Für letztere hat Prof. D. Tonini, mein Mitarbeiter, die analytische Lösung eines Gleichungssystems ausgearbeitet, das aus einer der Versuchslastenmethode analogen Problemstellung hervorgeht. Die Lösung wird damit nicht mehr näherungsweise, sondern mit Hilfe elektronischer Rechnungsverfahren aus den reellen Wurzeln des Gleichungssystems einfach und rasch erhalten. Was die Konzeption und Auswahl der Bogenmauern betrifft,

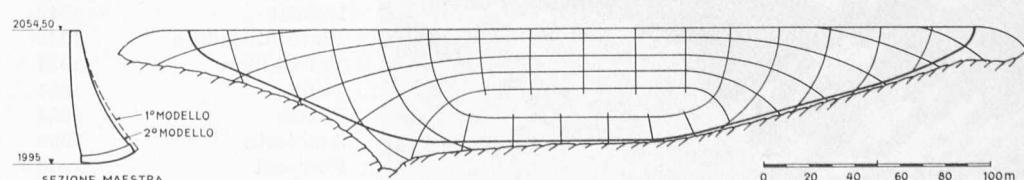


Bild 1. Bogen-Gewichts-Mauer Fedaia, Verlauf der am Modellversuch bestimmten Isostaten

ist der Grenzwert im Verhältnis zwischen Sehne und Höhe von 5,5, der vor 10 Jahren in Pieve di Cadore erreicht wurde, nicht mehr überschritten worden, obwohl unserer Meinung nach dies in bestimmten Fällen wirtschaftlich sein könnte. Bei einer Vorstudie der Talsperre Fedaia, für die eine Bogen-Gewichtsmauer projektiert wurde, hat man an einem Modell mit Verhältnissen bis zu 7 ausgezeichnete Ergebnisse erzielt (Bild 1).

Bei den Bogenmauern haben wir den Fundationen und den Felswiderlagern seit jeher besondere Beachtung geschenkt.

Nach der ursprünglichen Auffassung, die sich immer mehr bestätigt, soll eine Bogenmauer immer in gesunden Fels eingebunden werden. Wir sind allerdings wie andere der Auffassung, dass es möglich ist, die notwendige Dichtigkeit und Widerstandsfähigkeit des Felsens zu schaffen, wenn sie nicht natürlich vorhanden sind. Dabei ist den Dichtungs- und Festigungs-Injektionen grösste Aufmerksamkeit zu schenken, weil die lokalen morphologischen oder festigkeitsmässigen Heterogenitäten des Gesteins so verändert werden müssen, dass auch der Gesamtcharakter des Felsens verändert wird. Mehrere Versuche an Modellen in den Laboratorien des ISMES, des grossen Instituts, das in Bergamo auch mit unserer Mitarbeit gegründet wurde und unter der Leitung von Professor *Oberti* steht, haben uns Gelegenheit gegeben, einige Sonderfälle von Fundationen zu studieren. Allgemeine Betrachtungen über die gleichzeitige Auswertung von Berechnung und Modellversuch habe ich in meinem Vortrag von 1949 bereits gegeben. Ich kann jetzt hinzufügen, dass die Modellversuche in Italien nicht nur als eine ratsame, sondern als unentbehrliche Ergänzung der Berechnung betrachtet werden, manchmal sogar als Ersatz für die Berechnung. Die Verwendung von Modellversuchen hat sich immer mehr verallgemeinert. Ihre grossen Vorteile sind, dass man sie in allen Fällen anwenden kann und dass sie wenigstens angenähert sämtliche Bedingungen wiedergeben können, auch jene, allgemeine und lokale, der Sperrstelle. Die Modellversuche sind für den projektierenden Ingenieur heute besonders in den Fällen unentbehrlich, in denen besondere lokale Gegebenheiten, Einflüsse der Asymmetrie und andere

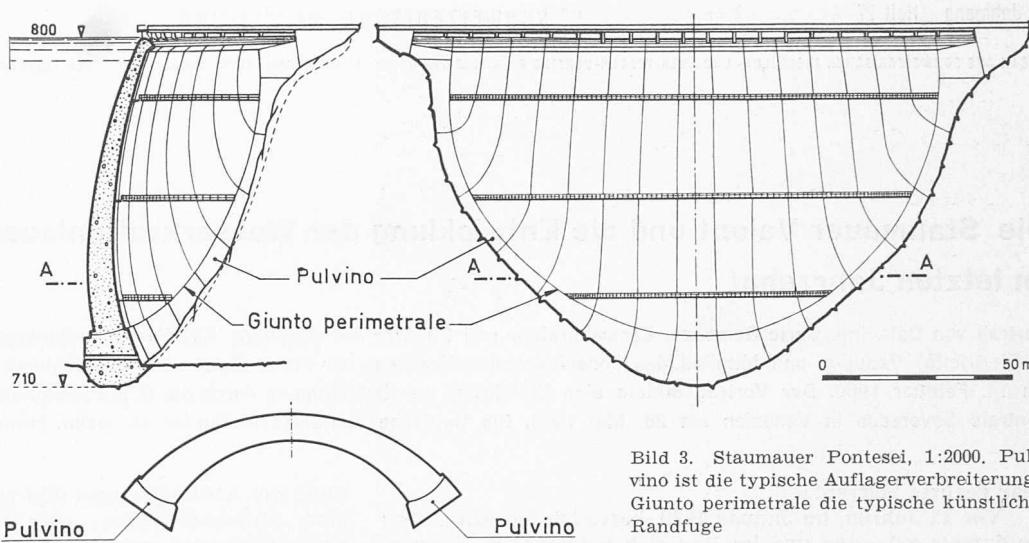


Bild 3. Staumauer Pontesei, 1:2000. Pulvino ist die typische Auflagerverbreiterung, Giunto perimetrale die typische künstliche Randfuge

Umstände, die durch die Berechnung kaum erfasst werden können, zu berücksichtigen sind. Die Modelle ermöglichen es, das Feld der betrachteten Lösungen über die üblichen hinaus zu erweitern.

Die Tätigkeit des Labors des ISMES, das wir sehr unterstützen haben, weist in den letzten 10 Jahren eine grosse Entwicklung auf. Von 1948 bis heute sind 42 Talsperren-Modelle, worunter die grössten Italiens und des Auslandes, untersucht worden, vielfach sogar mit einer ganzen Reihe von Modellen pro Objekt. Von diesen 42 sind 18 Bauwerke, die von der SADE oder von der ihr angeschlossenen Gesellschaft Electro-Consult projektiert wurden. Bei den Modellversuchen sind wir von der Untersuchung des Verhaltens der Bauwerke an sich ausgegangen, um die komplizierte dreidimensionale Spannungsverteilung klarer erfassen zu können. In der Folge haben wir die Versuche auf das Verhalten des Bauwerkes in Zusammenwirkung mit seiner Einbindung untersucht. Zu diesem Zwecke sind im Rahmen des Möglichen die wesentlichen Eigenschaften der Talflanken nachgebildet worden: Schichtung, Klüftung, Änderungen im Elastizitätsmodul usw. Es ist hervorzuheben, dass bei vielen Modellen die ersten Brüche bei den Bruchbelastungen in den Felswiderlagern und nicht im Bauwerk festgestellt wurden.

Als ergänzende Studien zu den Modellversuchen betrachten wir z. B. die Untersuchungen über das triaxiale Verhalten des Betons, die gezeigt haben, dass die Festigkeiten grösser sind, als sie sich ohne Berücksichtigung dieses Verhaltens ergeben. Das Wichtigste bei diesen Untersuchungen ist aber immer das Studium der Einbindung, dem meine Abteilung die grösste Sorgfalt widmet. Das Verhalten der Felswiderlager ist bei den Bogenmauern immer das Massgebende. In allen Fällen, wo es möglich ist, vermeiden wir es, die Mauer zu nahe der Oberfläche oder zu tangential zu den Talflanken einzubinden, sowohl im Bereich der Sperr wie unmittelbar unterwasserseits derselben. Wir versuchen immer, die Staumauer auf gesunden, mit dem Massiv gut verbundenen Felsen abzustellen. Um dies zu erzielen, vermeiden wir es, Bögen grosser Winkelöffnungen anzuwenden (auch

Tabelle 2. Wichtigere Bogenmauern der SADE, Aushub- und Betonkubaturen

Talsperre	Erstellungsjahr	Aushubkubatur	Betonkubatur
Comelico	1931	28 000	31 500
Lumiei	1948	60 000	100 300
Pieve di Cadore	1949	150 800	377 000
Val Gallina	1951	87 300	99 100
Valle	1951	4 500	4 600
Barcis	1954	14 500	8 100
Ambiesta	1956	52 000	29 000
Pontesei	1956	44 500	63 000
Vodo	1959	24 000	9 900
Vaiont	1960	417 000	352 000



Bild 2. Staumauer Kurobe, Japan, Bauzustand Herbst 1959

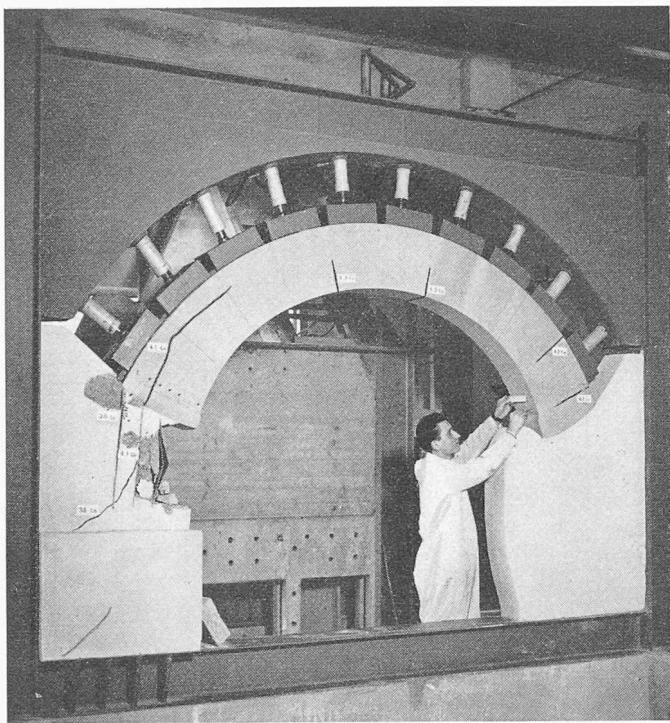


Bild 4. Spezieller Modellversuch für die Talsperre Vajont

im oberen Teil der Mauer). Damit werden die resultierenden Kräfte so weit als möglich in das Innere des Berges gelenkt, so dass auch diese Felsmassen zur Stützung des Bogens herangezogen werden. Dies kann unter Umständen grosse Aushubkubaturen verursachen, was uns jedoch keine grossen Sorgen macht (Tabelle 2).

Bei Talsperren, die für das Ausland durch die Firma Electro-Consult projektiert worden sind, haben wir, wie aus der Tabelle 3 ersichtlich ist, analoge Kriterien befolgt. Erwähnenswert ist die Talsperre Kurobe, Japan, die sich jetzt im Bau befindet (Bild 2), eine grosse Bogen-Gewichtsmauer mit 1 400 000 m<sup>3</sup> Betonkubatur und 800 000 m<sup>3</sup> Aushubkubatur.

Zwei weitere Massnahmen, die wir im allgemeinen befolgen, verstärken diese Charakteristiken unserer Mauern: a) Es werden im allgemeinen kuppelförmige Gewölbe projektiert. Das hat den Vorteil, dass im oberen Teil der Mauer die resultierenden Kräfte nicht sub-horizontal sind, sondern eine beträchtliche nach unten gerichtete Komponente haben. b) Verstärkung der Bögen in der Nähe der Auflager und zusätzliche Verbreiterung derselben durch ein künstliches Widerlager (italienisch «Pulvino» genannt), das mit dem Felsen verbunden ist (Bild 3). Mit dieser Vergrösserung der Auflagefläche wird der spezifische Druck auf den Felsen herabgesetzt.

In kürzlich durchgeföhrten Modellversuchen für die Talsperre Vajont hat es sich gezeigt, dass auch im Falle eines Nachgebens des äussersten luftseitigen Teils des Felsens die Talsperre widerstandsfähig ist, sofern das Widerlager eine genügend grosse Zone des Felsens beansprucht (Bild 4). Dazu ist es aber notwendig, das Widerlager und den Bogen in dessen Nähe durch Eisen zusätzlich zu verstärken, damit sich das Bauwerk monolithisch verhält. Damit soll nur hervorgehoben werden, was im Ausnahmefall noch möglich ist.

Tabelle 3. Von der Firma Electro-Consult projektierte Bogenmauern; Aushub- und Betonkubaturen

Talsperre	Bauzustand	Aushubkubatur m <sup>3</sup>	Betonkubatur m <sup>3</sup>
Kurobe (Japan)	im Bau	800 000	1 400 000
Dez (Iran)	bald im Bau	260 000	390 000
Soledad (Mexiko)	im Bau	100 000	100 000
Santa Rosa (Mexiko)	im Bau	80 000	95 000
Novillo (Mexiko)	bald im Bau	250 000	290 000

Die Anwendung der Widerlagerverstärkung (Pulvino), die von einer Mehrzahl italienischer Ingenieure und von mir selbst vertreten wird, müsste für sich behandelt werden, weil es sich um eine Kontroverse handelt, die ausgedehnte Erklärungen verlangt (siehe z. B. «Bautechnik», Heft 12, Dezember 1955). Ich beschränke mich hier darauf, nur einige der technischen Vorteile hervorzuheben: Die perimetrale Fuge (Randfuge) erlaubt es, einen Teil der Randprobleme auf die Ausbildung des Widerlagers zu übertragen und das Projekt des Gewölbes fertig auszuarbeiten, bevor der Aushub ausgeführt ist; zusätzliche Anpassungen, die durch mögliche Überraschungen bei der Ausführung der Aushubarbeiten erforderlich werden, können dann in den meisten Fällen durch zweckmässige Änderungen der Dimensionen des Widerlagers gelöst werden.

Der kürzlich erfolgte Bruch der Talsperre in Malpasset hat uns natürlich gezwungen, viele Fragen neu aufzuwerfen und hat uns schwere Sorgen verursacht. Er darf jedoch unsere Auffassung über die technischen und wirtschaftlichen Grundlagen nicht erschüttern. Jedes gescheiterte Menschenwerk soll dazu dienen, unsere Gedanken einer strengen Kritik zu unterwerfen um festzustellen, ob die Richtlinien, die wir befolgen, abgeändert werden müssen. Es wäre jedoch ein Fehler, wenn wir uns durch augenblickliche Geschehnisse, auch durch äusserst traurige, von unserem Wege abbringen ließen.

Ein weiteres Problem, das wir in den letzten Jahren vor allem mit Hilfe von Modellversuchen untersucht haben, ist jenes des Verhaltens der Talsperren bei seismischen Beanspruchungen. Bereits in meinem Vortrag von 1949 habe ich unserer Ueberzeugung Ausdruck gegeben, dass die Widerstandsfähigkeit der Bogenmauer auch gegenüber ausserordentlichen Beanspruchungen dank ihrer strukturellen Kontinuität sehr gross sei. Die grundlegende Studie des seismischen Problems wurde durch die Notwendigkeit verursacht, uns auf eindeutigere Angaben stützen zu können als jene, die wir bereits bei der Projektierung einer Talsperre in Ambiesta in Kärnten (Bild 5) verwendet hatten. Diese Talsperre ist nicht gross, aber von grosser Bedeutung, weil das Bek-

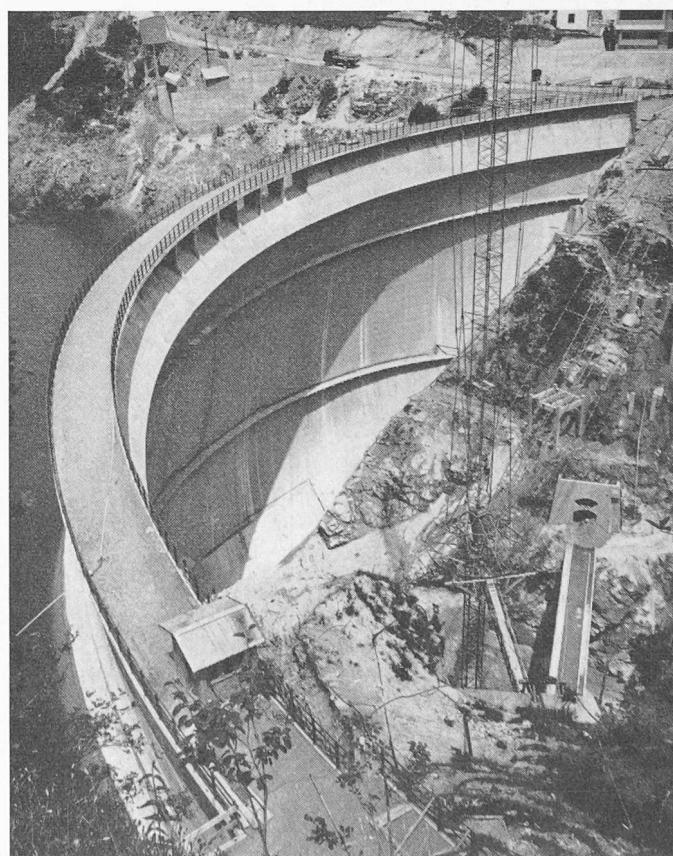


Bild 5. Talsperre Ambiesta

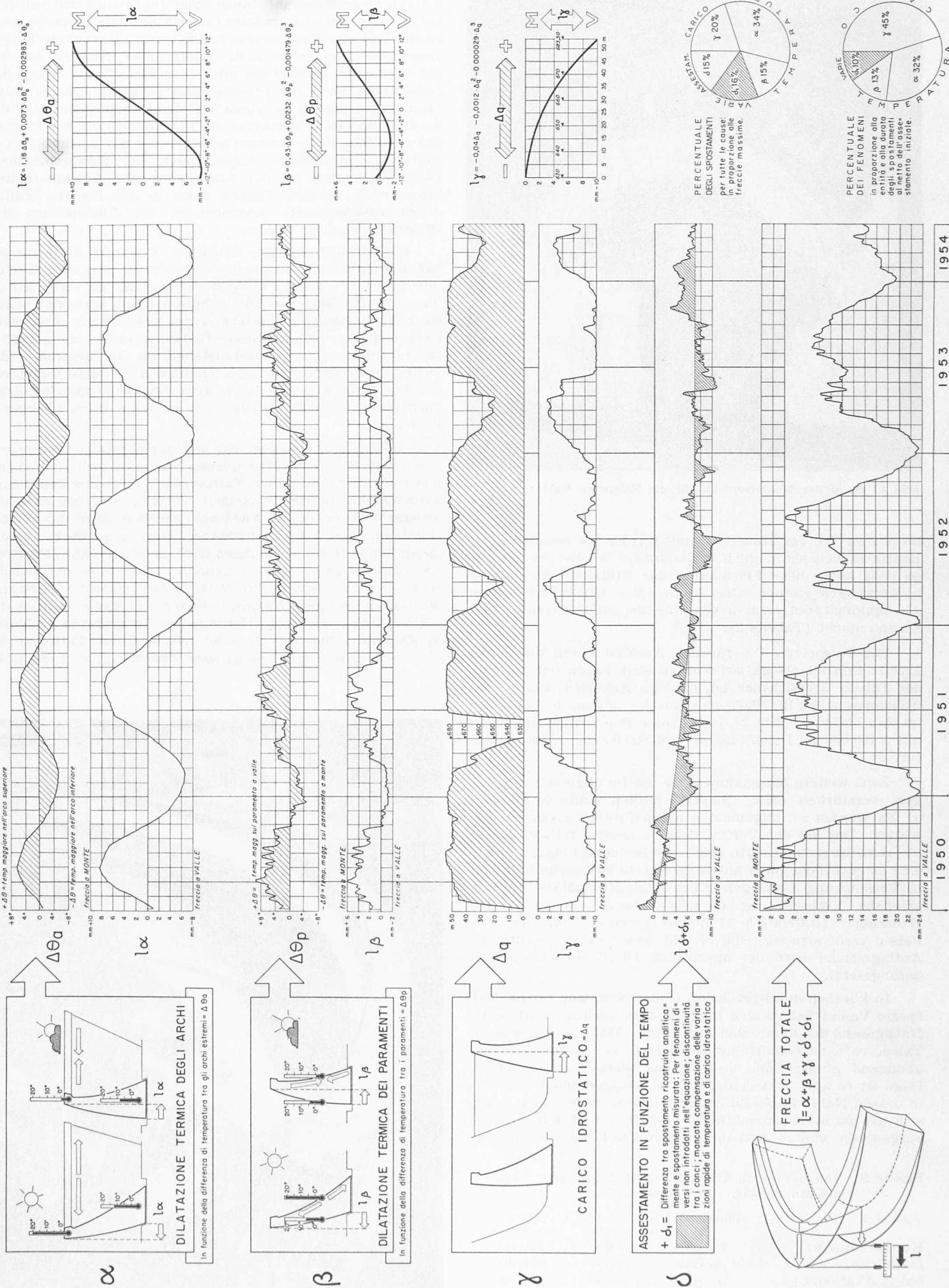


Bild 8. Talsperre Pieve di Cadore, Auswertung der Verschiebungsmessungen

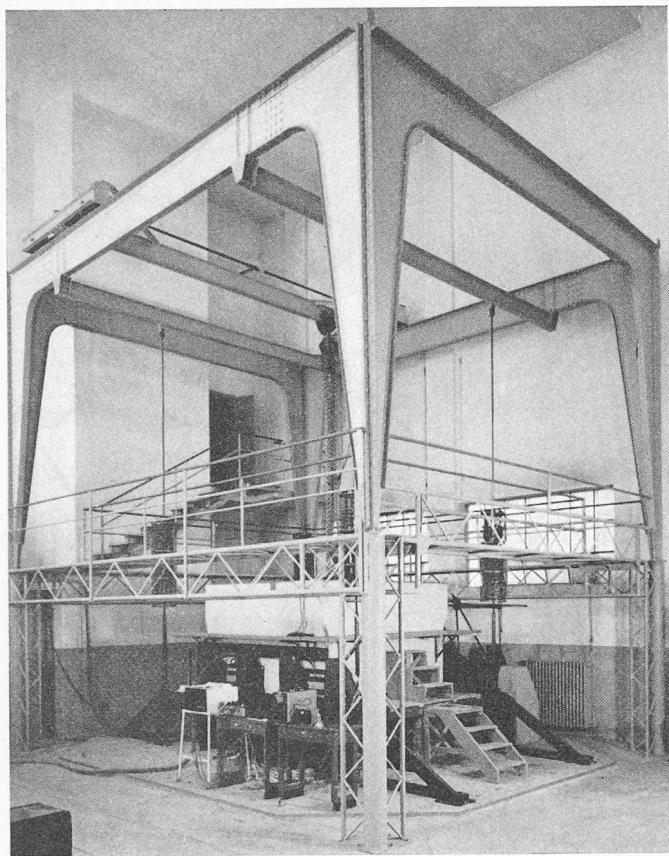


Bild 6. Versuchs-Apparatur für die Untersuchung der Erdbebenbeanspruchung im Laboratorium des ISMES in Bergamo

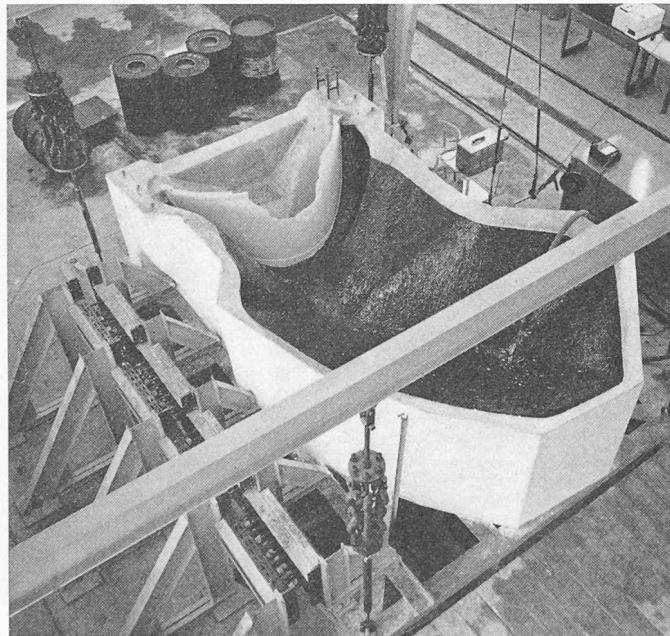


Bild 7. Talsperre Ambiesta, dynamische Modellversuche

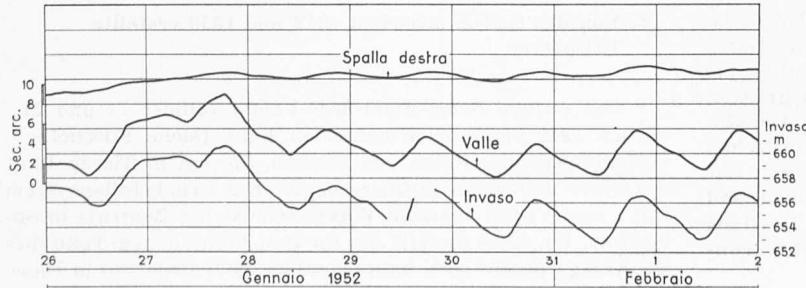


Bild 9. Talsperre Val Gallina, Drehungen auf Kote 655

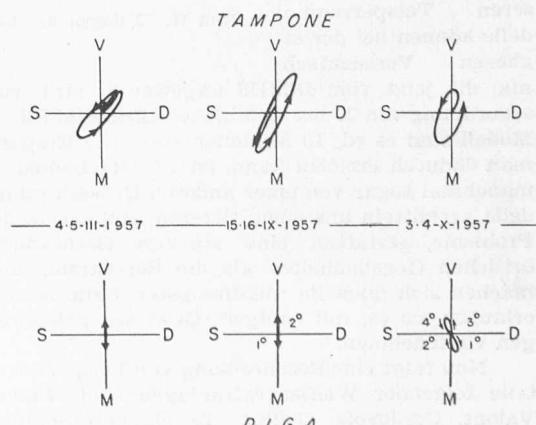
Bild 10 (rechts). Talsperre Ambiesta, Verschiebungen

ken ein wesentliches Element einer ganzen neuen Wasserkraftanlage ist.

Zu diesem Zwecke haben wir das ISMES angeregt, eine neue Versuchsapparatur aufzustellen, die wir auch mitfinanziert haben, und von der hier einige Merkmale erwähnt seien (Bild 6). Es handelt sich um eine horizontal und vertikal schwingende Unterlage, auf der das Modell der Mauer und eines Teils des Beckens befestigt wird. Die Apparatur wird mittels eines Pendels oder elektromagnetischer Vibratoren zu einer sinusoidalen, gedämpften Schwingung angeregt; sie kann aber auch zu periodischen Schwingungen angeregt werden. Amplituden und Frequenzen können beliebig verändert werden. Die Charakteristiken der erregten Schwingungen und die Verschiebungen in verschiedenen Punkten der Mauer werden mittels speziell entwickelter Instrumente gemessen.

Der teilweise Zusammenbruch des Modells der Staumauer Ambiesta (Bild 7), und zwar nur im mittleren, oberen Teil, wurde nach zahlreichen Versuchen mittels gedämpfter Schwingungen erhalten, die durch das Pendel erregt wurden. Sie entsprechen, masstäblich übertragen, einer wirklichen Bewegung von 168 mm Amplitude mit einer Beschleunigung von 0,95 g und einer Frequenz von 1,22 Hz. Der Bruch bei Beanspruchung durch anhaltende Schwingungen konnte nur nach langen, wiederholten Versuchen erreicht werden, und zwar ebenfalls nur im oberen mittleren Teil. Die Bewegungen hatten, masstäblich übertragen, eine Amplitude von 102 mm, eine Beschleunigung von 0,92 g und eine Frequenz von 1,5 Hz. In beiden Fällen wurden die Schwingungen in Richtung der Seine und bei vollem Becken ausgeführt, was der maximalen Beanspruchung entspricht. Ein dritter Versuch mit anhaltender senkrechter Rüttelbeanspruchung ergab Bruch (immer nur im oberen Teil) bei Bewegungen von einer Amplitude von 50,5 mm, Beschleunigung von 0,76 g und einer Frequenz von 1,94 Hz. In allen drei Fällen handelt es sich um Erdbeben, die alles bisher Bekannte übertreffen, sowohl was die Schwingungscharakteristik als was die Dauer anbelangt. Die Resultate der Studien, die wir für die Talsperre Ambiesta ausgeführt haben, sind von grösster Bedeutung. Darüber hinaus führen wir noch, um einen Vergleich zwischen zwei verschiedenen Talsperrentypen zu erhalten, einige Versuche an einem Gewichtsmauermodell aus, die für den Fall der seismischen senkrechten Rüttelbeanspruchung Resultate ergaben, die etwas weniger günstig waren als jene der Bogenmauer. Die jetzt in Bergamo entwickelte Versuchstechnik, welche die bereits bekannten statischen Prüfmethoden ergänzt, ist von grösster Wichtigkeit für die Entwicklung des Talsperrenbaus im allgemeinen und sicher eine wertvolle Initiative.

Wir haben auch das Verhalten der ausgeföhrten Talsperren, der sog. Prototypen, durch ausgedehnte Netze von Kontroll- und Messapparaturen untersucht. Es handelt sich dabei, wenigstens innerhalb gewisser Grenzen, darum, die Genauigkeit der verwendeten Berechnungs- und Versuchsmethoden und der Annahmen zu bestätigen. In der bereits erwähnten Talsperre in Pieve di Cadore sind über 800 Instrumente und Messpunkte verlegt worden: Thermometer, Dehnungsmesser, Dilatometer, Hydrometer, Klynometer,



Seismographen usw. Bild 8 gibt eine zusammenfassende Uebersicht der Auswertung der dort gemessenen Verschiebungen. Besonders erwähnt seien auch die Messinstallationen, die unter anderen in unseren Talsperren von Lumiei, Val Gallina und Ambiesta verlegt wurden. Die Bilder 9 und 10 geben ein Beispiel der Drehungen in Val Gallina und der relativen Verschiebungen der Talsperre in Ambiesta.

Im ganzen hat die SADE heute 15 grosse Staumauern unter ständiger Kontrolle. Die Projekte der messtechnischen Ausrüstungen und die Auswertung der Messungen werden von unserem Fachpersonal seit mehr als 10 Jahren ausgeführt. Gleichzeitig haben sich auch die Materialprüfungsmethoden für Baumaterialien sowohl im Labor wie während des Baufortschrittes ständig verfeinert. Mit all diesen Studien verfolgen wir das Ziel, die Kosten dieser Bauwerke herabzusetzen, ohne ihre Sicherheit zu vermindern. Wir suchen die Bauwerke so auszubilden und die technischen Eigenschaften der Materialien so einzusetzen, dass die maximale Sicherheit bei grösster Wirtschaftlichkeit erreicht wird. Die Vorteile, die sich aus den Untersuchungen ergeben, müssen bei der Wahl einer Lösung aufgeteilt werden zwischen zusätzlicher Sicherheit und gleichzeitiger Kostenenkung. Die Kosten der Untersuchungen für eines der grössten Talsperrenmodelle können bei der sicheren Versuchstechnik, die jetzt vom ISMES angewandt wird, von der Größenordnung von 20 bis 30 Millionen Lire sein. Für ein mittleres Modell sind es rd. 10 Millionen Lire. Die Ersparnis aber, die man dadurch erzielen kann, ist im allgemeinen viel grösser, manchmal sogar von einer anderen Größenordnung. Die Modelle vermitteln uns einen tieferen Einblick in die statischen Probleme, gestatten eine stärkere Berücksichtigung der örtlichen Gegebenheiten als die Berechnungsmethoden und machen sich auch im ungünstigsten Falle bezahlt. Meistens erlauben sie es, mit ruhigem Gewissen grössere Einsparungen vorzunehmen.

Nun folgt eine Beschreibung von Talsperren, die Bestandteile folgender Wasserkraftanlagen sind: Piave-Boite-Maë-Vaiont, Cordevole, Cellina, Tagliamento-Somplago.

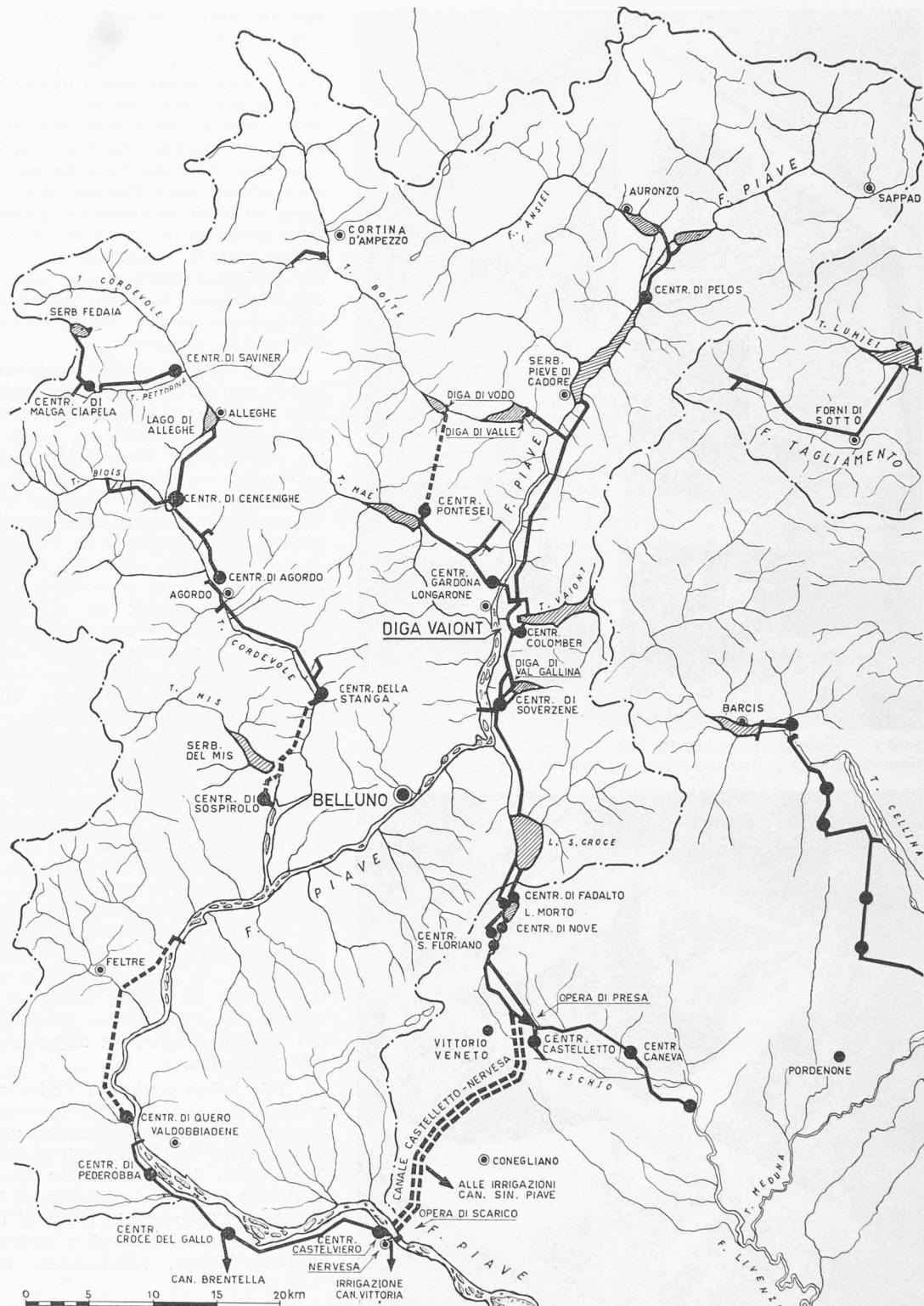


Bild 11. Anlagen der SADE am Piave, Uebersichtsplan 1:500 000. Gestrichelt = im Bau

## 2. Von der SADE zwischen 1949 und 1959 erstellte Talsperren

Die Anlage Piave-Boite-Maë-Vaiont (Bilder 11 und 21), die ich 1949 ausführlich behandelt habe (siehe Fussnote<sup>1</sup>), besteht aus einer Reihe von Becken, die am mittleren Lauf des Piave und seiner Zuflüsse liegen. Ein Druckstollensystem führt das Wasser bis zum Wasserschloss der Zentrale in Soverzene. Ich habe damals die im Bau befindlichen Teile dieser Anlage geschildert, hauptsächlich die Talsperren in Pieve di Cadore und in Val Gallina. 1950 wurde die Talsperre in Valle di Cadore fertiggestellt, 1956 Pontesei, 1959 Vodo; seit 1957 befindet sich die Talsperre Vaiont im Bau.

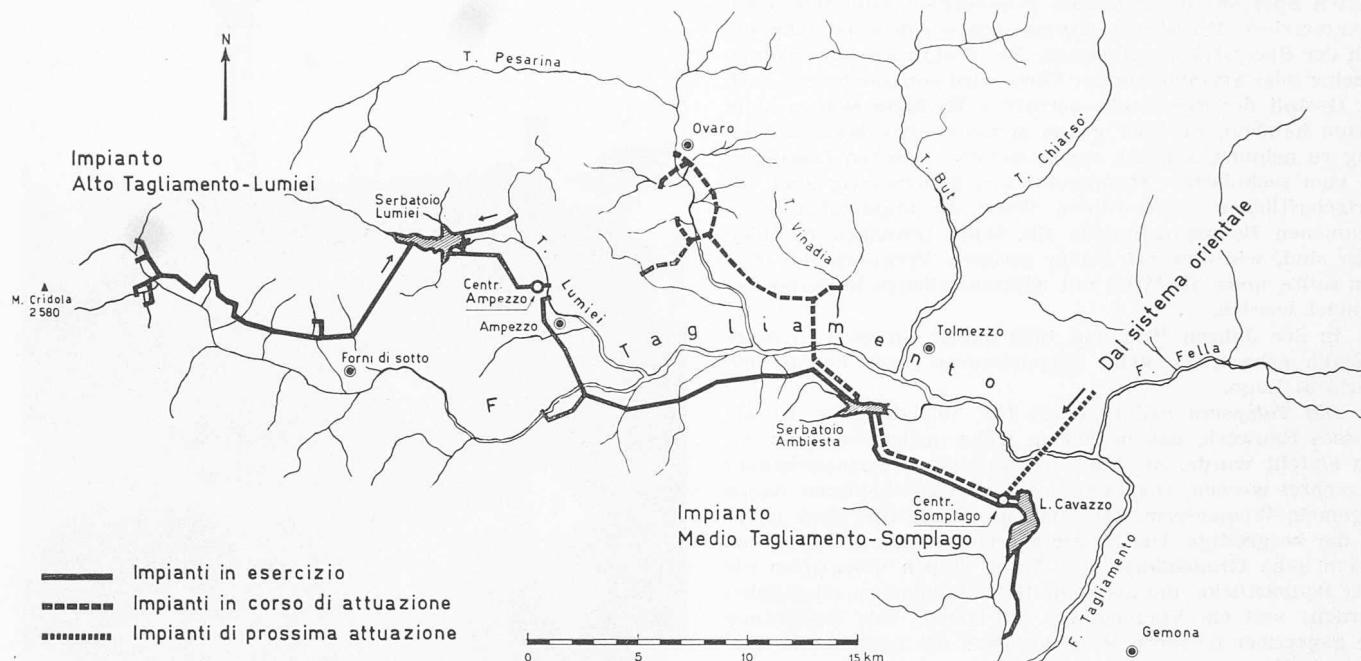


Bild 12. Anlagen am Tagliamento, westliches Netz, Maßstab 1:350 000

Die Anlage Cordevole (Bild 11) ist westlich der vorher erwähnten gelegen und entwickelt sich von der Marmolada (2000 m ü. M.) in einer Folge von Becken bis zur Ebene. Das grösste Becken ist das der Fedaia, welches von der gleichnamigen Talsperre und einer zweiten in Maria al Lago gebildet wird.

Die Anlage Cellina beginnt östlich der Anlage Piave-Boite-Maë-Vaiont und besteht aus einer Serie von Zentralen längs des Flusses. Sie wird von einem Hauptbecken in Barcis geregelt und wird wahrscheinlich in Zukunft über das Becken Vaiont mit der Anlage Piave-Boite-Maë-Vaiont verbunden.

Die Anlage Tagliamento-Somplago (Bild 12) besteht aus einer Ableitung in Stollen des Tagliamento-Flusses und seiner Zuflüsse mit einer Total-Stollenlänge von mehr als 40 km. Die Anlage, deren zweite Phase jetzt im Bau ist, mündet in ein Wochenausgleichsbecken, das durch die Talsperre Ambiesta gebildet wird. Von diesem erreicht das Wasser die Zentrale Somplago.

Ich gebe eine kurze Beschreibung der wichtigsten Talsperren dieser Anlagen.

Die Talsperre Val Gallina (1949—1951) war vor 11 Jahren, zur Zeit meines ersten Vortrages in diesem Hause, noch im Bau. Sie ist für die von uns gebauten Talsperren charakteristisch und besteht aus einem ziemlich ausgeprägten Gewölbe mit Verhältnis von Sehne zu Höhe von 2,7:1. Die Symmetrie zur Vertikalebene wird durch die Ausführung eines Fusses erreicht. Die Schale hat eine ovoidale Entwicklung und wird von einer durchgehenden Randfuge abgegrenzt. Der Zustand des Felsens ist in Kronen- und Sohlennähe gut, in den mittleren Zonen schlechter. Dies hat uns, zusammen

mit anderen Überlegungen, dazu geführt, die Krone zu verstärken. Auch das Widerlager wurde, speziell am rechten Auflager, verstärkt. Die Verschiebungen dieser Mauer wie auch der anderen erwähnten Mauern gleicher Art sind vollständig regelmässig und reversibel, mit Ausnahme einer anfänglichen kleinen Verschiebung des rechten Widerlagers im Falle der Val Gallina, die permanent blieb.

Zur gleichen Zeit wurde Valle di Cadore erstellt, ebenfalls mit doppelter Krümmung, die aber infolge der Enge der Sperrstelle weniger ausgeprägt ist. Höhe 61 m, maximale Breite 37,50 m, Kubatur 4600 m<sup>3</sup>. Die Talsperre ist auch wegen ihrer Wandverkleidung mit Betonsteinen interessant, die zum Schutz gegen Frostschäden angebracht wurde.

Die Talsperre von Barcis (Bild 14), 1954 beendet, ist wegen ihrer starken Asymmetrie interessant. Die bisher ge-

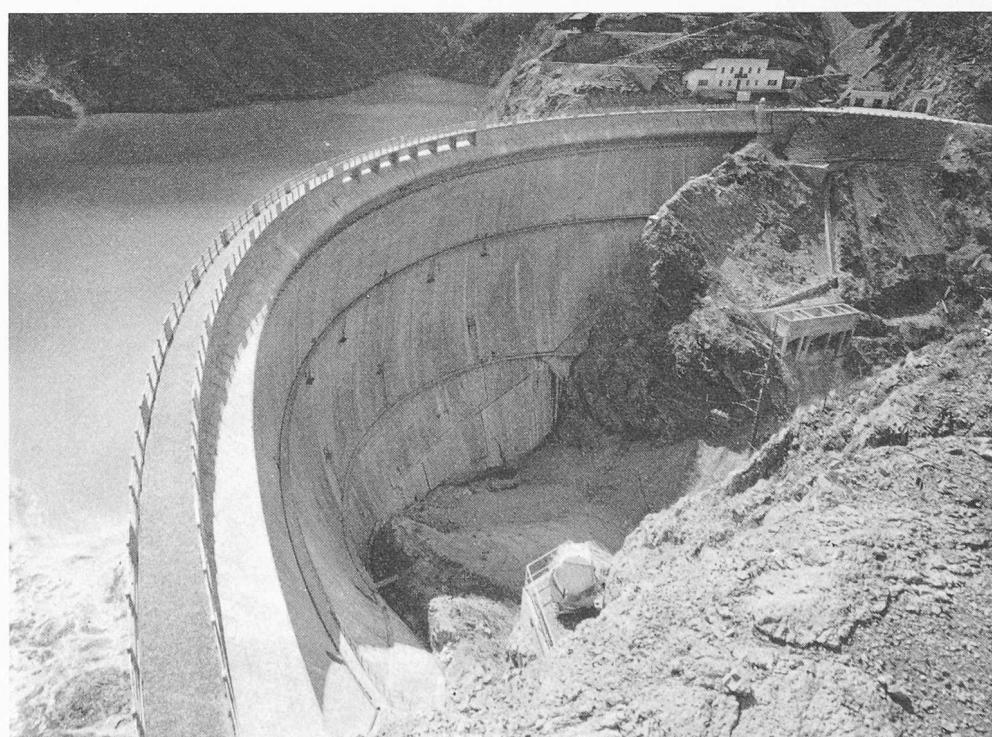


Bild 13. Talsperre Val Gallina

zeigten Sperren sind entweder symmetrisch oder nur leicht asymmetrisch. Die starke Asymmetrie wurde notwendig, um sich der Sperrstelle anzupassen. Die Wahl zwischen symmetrischer oder asymmetrischer Form wird von uns immer nach der Gestalt der Sperrstelle getroffen. Es kann sich ja nicht darum handeln, für oder gegen symmetrische Mauern Stellung zu nehmen, sondern einzig darum, zwischen Lösungen, die vom technischen Standpunkt aus gleichwertig sind, die wirtschaftlichere auszuwählen. Wenn die maximalen angenommenen Beanspruchungen für beide Lösungen die gleichen sind, wie dies bei einem seriösen Vergleich der Fall sein sollte, muss die Wahl mit wirtschaftlichen Kriterien begründet werden.

In den Jahren 1954 und 1955 haben wir zwei grössere Sperren gebaut, die keine Bogenmauern sind: Fedaia und Maria al Lago.

Die Talsperre Fedaia (Bild 15), 1955 beendet, ist ein grosses Bauwerk, das in 2000 m Höhe in den östlichen Alpen erstellt wurde. Sie kann als aufgelöste Gewichtsmauer betrachtet werden. Die Fundamente der Strebepfeiler haben allgemein Wiegenform, der talseitige Pfeilerfuß liegt höher als der bergseitige. Die Mauer hat eine maximale Höhe von 64,5 m, eine Kronenlänge von 620 m (darin inbegriffen die zwei Seitenstücke, die als reine Gewichtsmauern ausgeführt wurden) und ein Volumen von 165 000 m<sup>3</sup>. Die Basisbreite hat gegenüber früheren Mauern wegen der besonderen Morphologie des Tales leicht verkleinert werden müssen. Dies hat uns auch dazu geführt, die wasserseitige Wand fast senkrecht auszuführen.

Der Erddamm in Maria al Lago, welcher ebenfalls 1955 beendet wurde, sperrt die Ebene von Fedaia gegen Osten ab (während die vorher beschriebene Mauer im Westen liegt). Er hat eine Höhe von 20 m, eine Kronenlänge von 300 m und ein Volumen von 121 000 m<sup>3</sup>. Er ist vor allem wegen eines Dichtungsschleiers aus sich überschneidenden Pfählen beachtenswert, der mit dem Bentonitschlamm-Bauverfahren Icos (s. SBZ 1958, Heft 11, S. 151) erstellt wurde. Er ist 40 m tief und am bergseitigen Fusse des Dammes angeordnet.

1956 folgte die Sperre in Ambiesta (Bild 6), die in erdbebenreicher Zone erbaut wurde. Ich habe dieses Bauwerk bereits erwähnt, es war das Objekt der besprochenen Modellversuche. Um den möglichen seismischen Beanspruchungen Rechnung zu tragen, sind die Abmessungen dieser Mauer, speziell die Wandstärke und die Widerlager an der Kontakt-

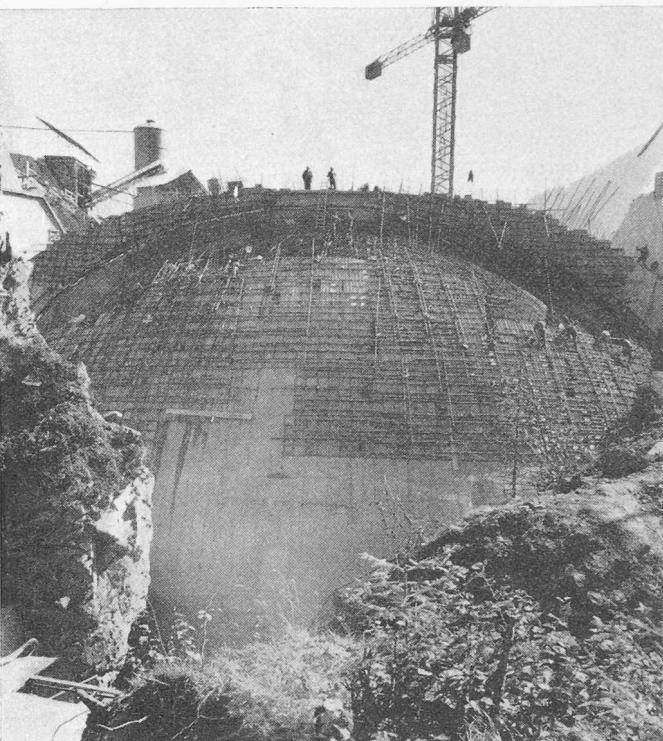


Bild 17. Staumauer Vodo im Bau

oberfläche zwischen Fels und Beton, etwa zweimal so stark wie jene, die sich infolge der statischen Beanspruchung allein als notwendig erwiesen hätten.

Die Talsperre Pontesei (Bild 16), deren Erstellung 1949 nicht möglich schien, hat 1956 doch noch erstellt werden können. Diese Bogenmauer entspricht unserer jetzt üblichen Ausführung. Bei einer Betonkubatur von nur 65 000 m<sup>3</sup> hat sie eine Höhe von 93 m und eine Sehne von 150 m; die Wandstärken variieren von 2,60 m an der Krone bis zu 12,70 m an der Sohle. Die Dauer der Bauarbeiten war mit rd. 7 Monaten sehr kurz. In dieses Becken fiel am 22. März 1959 ein breiter Bergsturz von fast 3 000 000 m<sup>3</sup> lockerem Gestein und erzeugte eine Welle, die die Mauer überflutete.

Es wurden keinerlei Schäden festgestellt, obwohl die Beanspruchung der Mauer sehr wahrscheinlich ungefähr um das Doppelte höher war als die unter normalen statischen Bedingungen zulässige. Die Kontrollinstrumente zeigten mit Ausnahme eines Pendels keinerlei Verschiebungen. Dies ist eine weitere, zwar nicht notwendige aber doch interessante Bestätigung der Fähigkeit der Bogenmauern, äussersten Beanspruchungen widerstehen zu können.

Die Staumauer in Vodo (Bilder 17 bis 19), die kürzlich beendet wurde, ist ein Kugelschalengewölbe mit vertikaler Symmetrieaxe, dessen unterer Rand auf dem Fels der Talflanken und dessen oberer Rand am Stützbogen aufliegt, auf dem auch die beiden Ueberfälle angeordnet sind. Diese Lösung hat sich aufgedrängt, weil die Talflanken von Kote 840 an mit alten Rutschungen überlagert sind. Diese wurden in Erd-



Bild 14. Talsperre Barcis

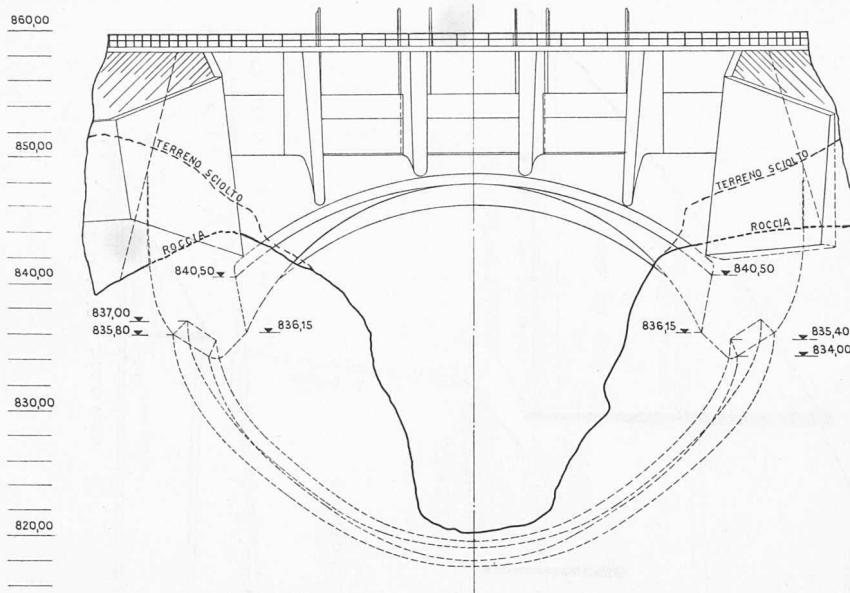


Bild 18. Staumauer Vodo, luftseitige Ansicht 1:600

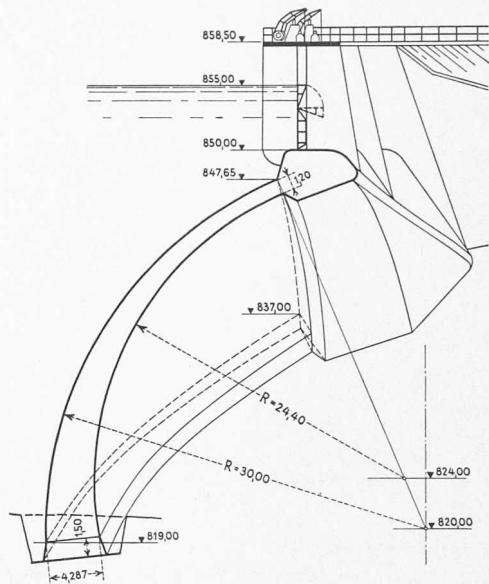


Bild 19. Staumauer Vodo, Schnitt 1:600

dämmen einbezogen und mittels eines Injektionsschleiers, der von der Oberfläche bis zum unten liegenden Fels reicht, abgedichtet. Die rechte Talflanke ist unterhalb der Kote 840 auch sehr schmal. Die maximale Höhe der Mauer von der Sohle beträgt 41,10 m, die maximale Sehne bei Kote 835,80 beträgt 47,6 m, das Volumen der Mauer 6800 m<sup>3</sup>. Die Stärken variieren zwischen 4,29 und 1,20 m.

### 3. Die Staumauer Vajont

In den letzten Jahren war die Staumauer Vajont unsere grösste Aufgabe. Die zwei Lösungen, die man 1949 in Aussicht nahm — an den Koten 677 und 727 —, habe ich damals besprochen. Die Studien, um diese beiden Lösungen zu vergleichen, haben sich anstatt über wenige Monate, wie erwartet, über lange Jahre erstreckt, und der Beschluss für

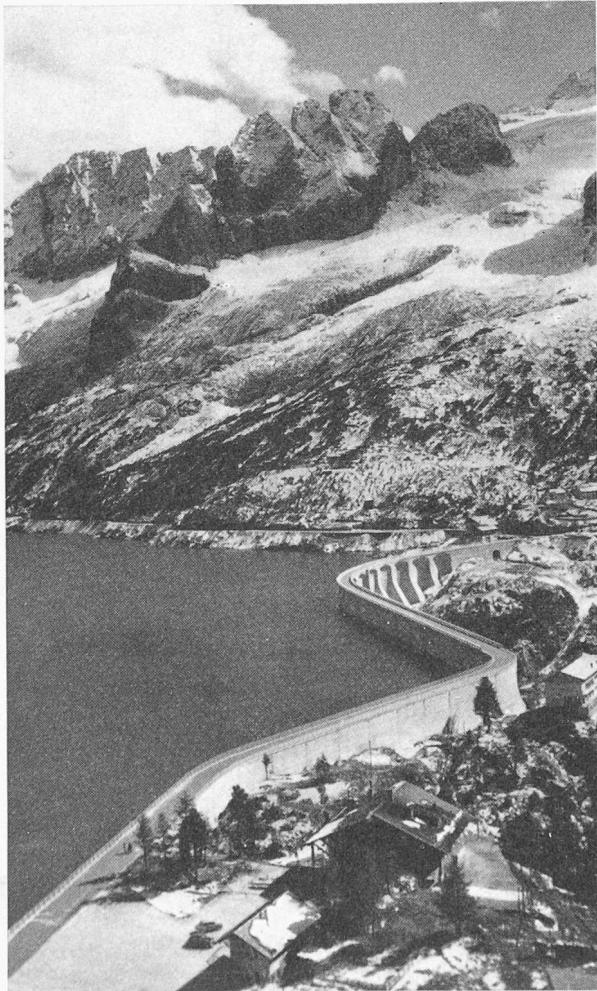


Bild 15. Talsperre Fedaia

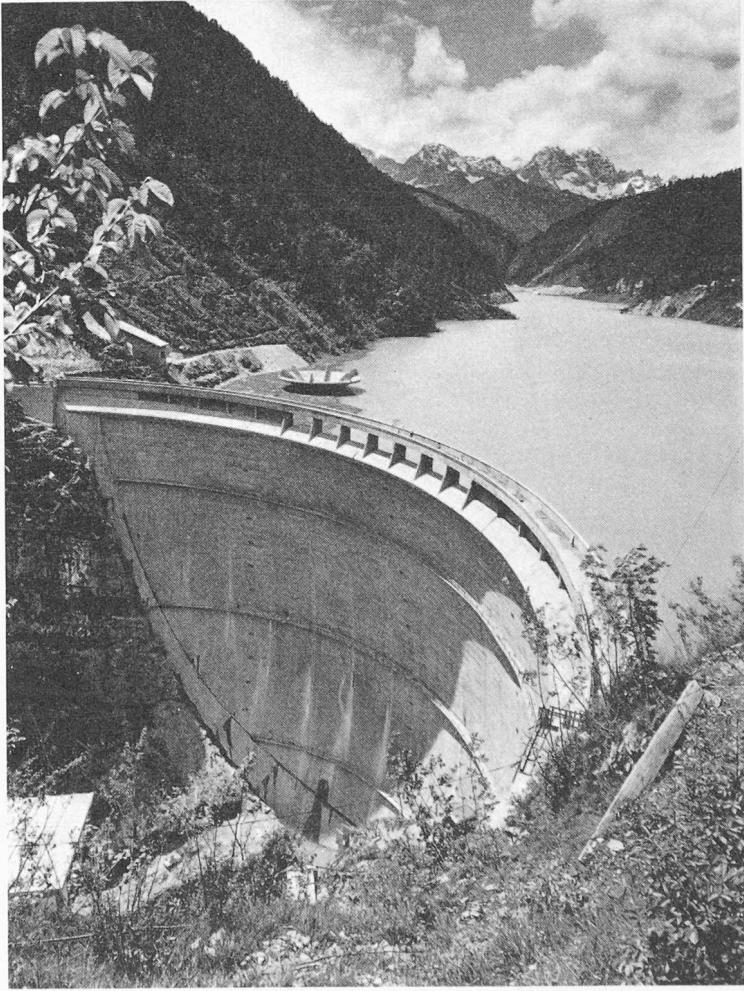


Bild 16. Talsperre Pontesei

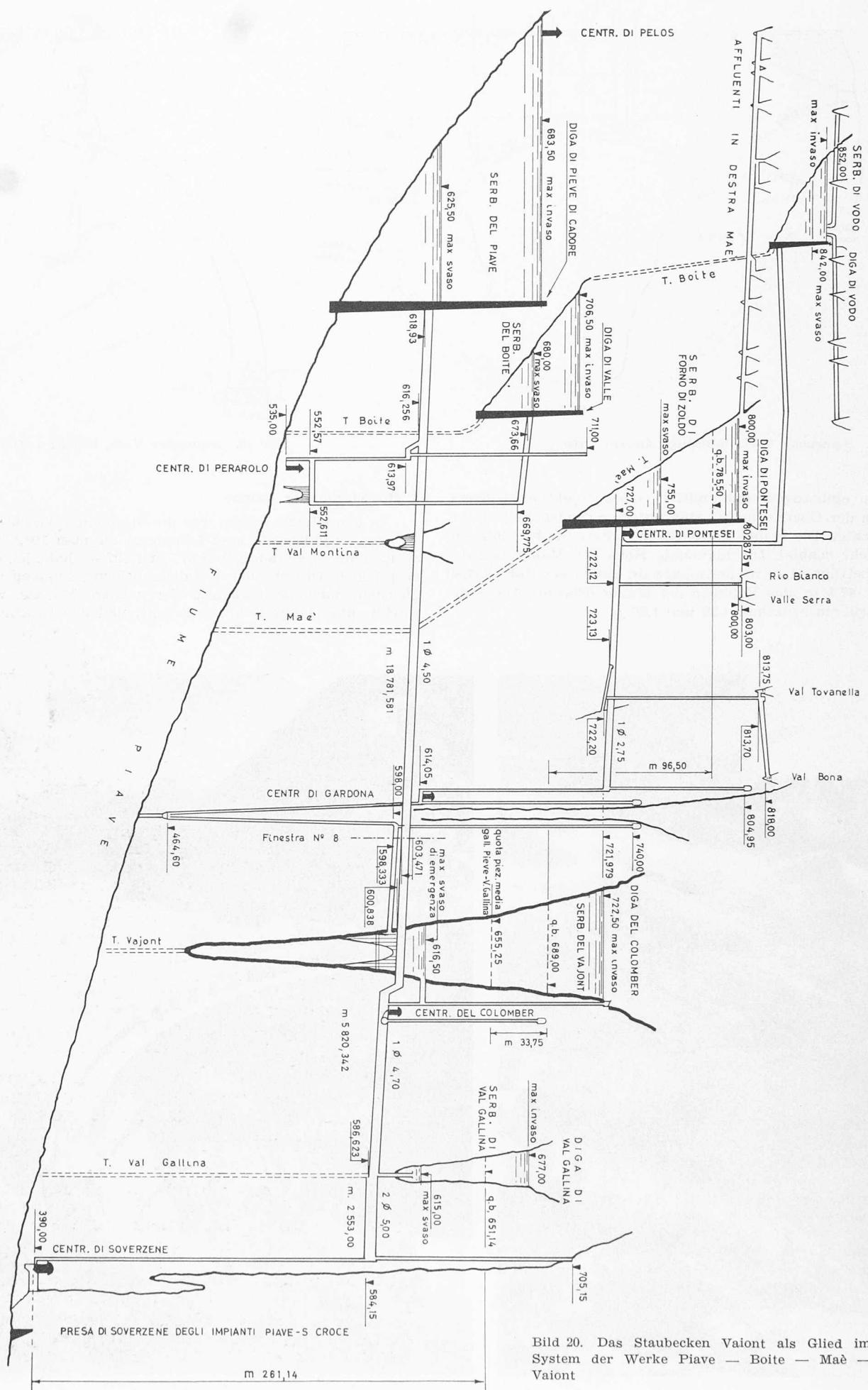


Bild 20. Das Staubecken Vajont als Glied im System der Werke Piave — Boite — Mae — Vajont

den Baubeginn konnte erst 1956 gefasst werden. In der Zwischenzeit hat die SADE an anderen Orten bedeutende Bauwerke erstellt. Der Entschluss war deshalb so schwierig zu fassen, weil abgesehen von den Problemen, die von der grossen Höhe der Mauer gestellt wurden, auch noch zu berücksichtigen war, dass, falls die Krone die Kote 680 überschritten hätte, das Becken nicht mehr mit dem System der anderen Piave-Talsperren hätte verbunden werden können (siehe Bilder 11 und 20). Während mehrerer Monate in jedem Jahr hätte es unabhängig vom Pieve di Cadore-Becken gespriesen werden müssen. Nach langen Studien haben wir beschlossen, das Vaiont-Becken aus dem Maë und mit einer unabhängigen Zuleitung aus dem Boite zu speisen. Diese Zuleitung wurde in der Ortschaft Vodo, etwa 7 km bergseits der bestehenden Sperre Valle, erstellt. Dadurch erhielt das Einzugsgebiet des Vaiontbeckens die Grösse von 552 km<sup>2</sup>, womit ein zu grosser Unterschied zwischen dem Einzugsgebiet des Piavesystems und jenem des Vaiontbeckens vermieden wird. Die maximale Stauhöhe wurde auch mit Berücksichtigung der verfügbaren Zuflüsse auf Kote 722,50 festgelegt, so dass die nutzbare Grösse des Beckens 150 Mio m<sup>3</sup> beträgt. Die maximale Stauhöhe des Vaiontbeckens ist 45 m höher als die piezometrische Höhe in der Verbindungsleitung Piave—Val Gallina bei der Vaiont-Taldurchquerung. Dementsprechend ergibt sich eine um 45 m grössere Nutzhöhe für das Vaiontbecken, die in einer kleinen Zentrale talseits der Sperre genutzt wird. Das Wasser aus dem Piave wird weiterhin in der Kanalbrücke talseits der Mauer das Tal überqueren. Guter Fels für die Fundierung wurde bei der Kote 463,90 gefunden. Die Höhe der Staumauer beträgt demzufolge 261,60 m.

#### a) Geologische Merkmale

Die Sperre ist eine dünne, leicht asymmetrische Schale Kalkstein, die vom Vaiont erodiert wurde. Der Fels ist speziell im oberen Teil stark geklüftet, sowohl nach vertikalen Ebenen parallel zur Talaxe wie auch nach vertikalen Ebenen, die um 45° zu den vorhergehenden abgewinkelt sind. Diese Situation wurde von den Geologen in ihrer Tragweite erst nach Ausführung der Ausbrüche für die Widerlager erkannt und hat uns genötigt, etwa 50 000 m<sup>3</sup> mehr auszuheben und spezielle Massnahmen für die Verstärkung der Talflanken zu studieren und mit Modellversuchen zu prüfen. Der Fels ist im allgemeinen genügend dicht, nur in einigen Zonen der linken Talflanke sind grössere Durchlässigkeiten festgestellt worden. Die Abdichtung ist aber nach der ersten Injektionskampagne zufriedenstellend, wie die Kontrollbohrungen gezeigt haben.

#### b) Allgemeine Merkmale

Die Sperre ist eine dünne, leicht asymmetrische Schale mit doppelter Krümmung (Bilder 22 bis 24). Die einzelnen horizontalen Sektoren sind jedoch zu einer gekrümmten Fläche, die um rd. 4 % von der Vertikalen abweicht, symmetrisch. Die Kronenlänge beträgt 190 m, die jetzige Kubatur ist mit 353 000 m<sup>3</sup> beträchtlich kleiner als jene des Projektes von 1949 für eine Mauer gleicher Höhe. Dies zeigt die Verfeinerung, die man durch die Studien und Modellversuche, unter gleichzeitiger Verbesserung des Sicherheitsfaktors, erreichen konnte.

#### c) Vorbereitende Untersuchungen

Nach den üblichen topographischen und geologischen Aufnahmen, wobei letztere sich auch auf ausgedehnte Sondierungen stützen, sind folgende Untersuchungen durchgeführt worden: Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls des Gesteins in der Umgebung der Sperrstelle durch die seismische Methode. Der Modul ist in Kronenhöhe im Minimum 330 000 kg/cm<sup>2</sup>, an der Basis 1 400 000 kg/cm<sup>2</sup>. — Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls an der linken Talflanke mit der seismischen Methode, nachdem der Injektionsschleier erstellt worden war. Der Modul beträgt in Kronenhöhe 900 000 kg/cm<sup>2</sup>, an der Basis 1 400 000 kg/cm<sup>2</sup>. An der gleichen Talflanke sind im Inneren des Felsens, wo die Verbesserung durch die Injektionen weniger spürbar wird, Maxima von 570 000 kg/cm<sup>2</sup> bestimmt worden. — Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls in 5 Stollen, die an den Talflanken erstellt worden sind. Vor den In-

jektionen erhielt man 30 000 bis 100 000 kg/cm<sup>2</sup>, nach den Injektionen 75 ÷ 160 000 kg/cm<sup>2</sup>. — Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls mittels hydraulischer Presse auf 40-cm-Ø-Platte. Die erhaltenen Werte sind kaum die Hälfte der vorhergehend genannten. — Untersuchung des Zustandes im Innern des Felsens mit optischen Sonden. Diese Untersuchungen, die von grossem Interesse waren, sind an 9 Bohrlöchern von max. 25 m Länge ausgeführt worden. — Systematische Aufnahmen mit der seismischen Methode des Elastizitätsmoduls vor, während und nach den Festigungs-Injektionen in den Zonen, in denen die Widerlager zu liegen kommen, um sicher zu sein, dass die vorgegebenen Werte auch überall erreicht wurden.

#### d) Modellversuche

An einem kleinen Modell wurde untersucht, ob die sog. Membran-Methode für diesen Fall anwendbar sei. Diese Aufgabe wurde einem Institut in Lissabon in Auftrag gegeben, um einem Vorschlag zu internationaler Zusammenarbeit auf diesem Gebiete konkrete Form zu geben. Leider waren die Ergebnisse negativ.

Im Laboratorium des ISMES in Bergamo sind sodann zwei grosse Modelle im Maßstab 1:35 erstellt worden (Bild 25), von denen das zweite dazu diente, die von uns nach den Resultaten des Felsaushubes vorgeschlagene Variante zu prüfen. Das Projekt musste vollständig abgeändert wer-

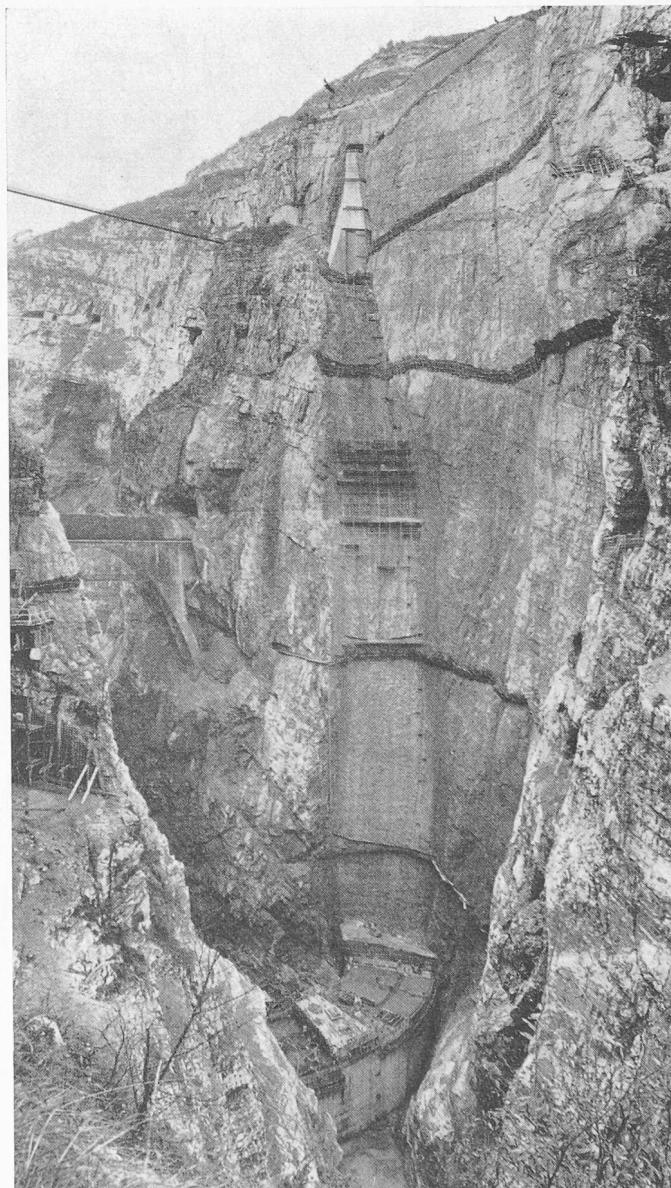


Bild 21. Die Vajont-Schlucht bald nach Beginn der Betonierung, am 18. November 1958

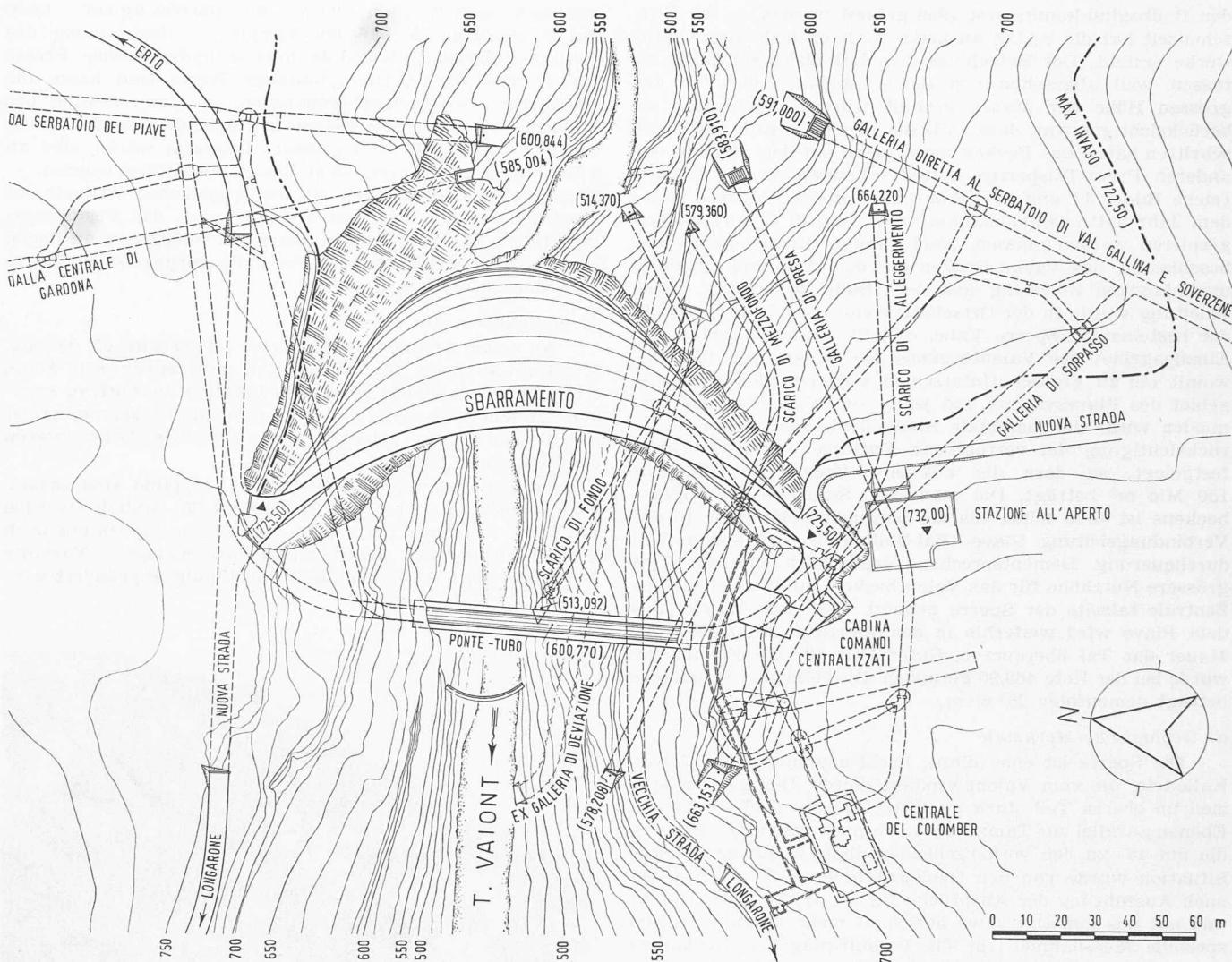


Bild 22. Vajont-Schlucht mit den Mauer- und Stollenanlagen, Grundriss 1:2000

den, um die Widerlager mehr gegen das Felsinnere und weiter weg von der Felsoberfläche zu setzen. Das zweite Modell hat grosse Einsparungen erlaubt; gleichzeitig hat man eine bessere Verteilung der Spannungen und eine Verkleinerung ihrer Spitzenwerte erreicht. Es wurde dazu noch ein Modell des Bogens bei Kote 620 gebaut, bei dem das rechte Felswiderlager im Modell mit einer Vielzahl von Elementen nachgebildet wurde, um die möglichen Bruchflächen im Fels, die während den Aushubarbeiten festgestellt wurden, nachzubilden. Die maximalen Beanspruchungen im Bauwerk ergaben aus den Modellversuchen  $65 \text{ kg/cm}^2$  Druck, wenig mehr als aus der Berechnung ermittelt wurde; die Zugbeanspruchungen waren vernachlässigbar.

#### e) Felsaushub

Der Aushub wurde im Tagbau mit Bohrlöchern von veränderlicher Länge zwischen 30 m in der äussersten Zone und 1,60 m in Nähe der Widerlager ausgeführt. Die Sprengladungen wurden nach und nach verringert, um Rissbildungen zu vermeiden. Zum grössten Teil hat man elektrische Zünder verwendet. Das Totalvolumen des Aushubes, welches zu 330 000 m<sup>3</sup> veranschlagt worden war, betrug 417 000 m<sup>3</sup>. Das Material, das auf die Fundationsfläche der Sperre fiel, wurde mit Lastkraftwagen durch einen besonderen Stollen oder dem Flussbett entlang weggeführt und talseits der Sperre zwischen der Hauptsperrwand und einer Gegenschwelle von 22 m, welche am Ausfluss des Vajont erstellt wurde, abgelagert.

Die fast senkrechten Wände von 300 m Höhe wurden an einigen gefährlichen Stellen mit Metallankern von drei verschiedenen Typen befestigt: 1) Einfache Balken System «Perfo» für Längen bis zu 3 m. 2) Rundeisen von 26 und 35 mm Ø, durch hydraulische Presse mit einem Zug von 15 t

verlegt und an einem Ende mit «Expansor Rawl» verankert, für Längen bis zu 20 m. 3) Bündel von 43 Rundstahldrähten von je 5 mm Durchmesser, iniiziert, für Längen von 35  $\div$  40 m. Im ganzen sind etwa 4700 m Zuganker verlegt worden. An der äusseren Oberfläche wurden zudem rd. 30 000 m<sup>2</sup> Drahtnetz angebracht; diese Massnahme gegen Steinschlag hat sich, besonders was die Arbeitsunfälle angeht, als sehr wirksam erwiesen.

#### f) Konstruktive Details

Die ausgeführten Fugen sind von drei verschiedenen Typen: 1) Perimetrale Fuge. Sie läuft in der Höhe der Fundation längs des ganzen Widerlagers. 2) Arbeitsfugen (temporär). Diese sind subvertikal, im Mittel eine alle 12 m. 3) Subhorizontale Fugen: diese wurden ausgeführt, um die Mauer in vier Sektoren zu teilen, wie es die Resultate der Modellversuche verlangten, und auch am Ausgangspunkt jeder vertikalen Fuge.

Die Arbeitsfugen gehen von horizontalen Gängen aus, um zu verhindern, dass sie sich nach unten fortpflanzen. Um dies zu vermeiden, sind auch Eisenverstärkungen eingebaut. Die Gänge sind bergseits mit einem speziellen vorfabrizierten Deckel geschlossen. Die Fugendichtung besteht aus einem Plastic-Band, das nur 0,41 bis 0,21 cm je nach Kote von der bergseitigen Verkleidung entfernt ist, und aus einem Kupferblech in 20 cm Abstand von diesem Band. Talseits sind die Fugen mit Plastic-Kordeln geschlossen, die das Injektionsgut zurückhalten sollen.

Der Beton wird mit 250 kg Eisen-Puzzolan-Zement pro m<sup>3</sup> zubereitet. Er enthält rd. 160 kg Klinker und 90 kg Puzzolan. Die Hydratationswärme nach 28 Tagen beträgt 60 cal/g. Der Klinker enthält kein Trikalziumaluminat. Der

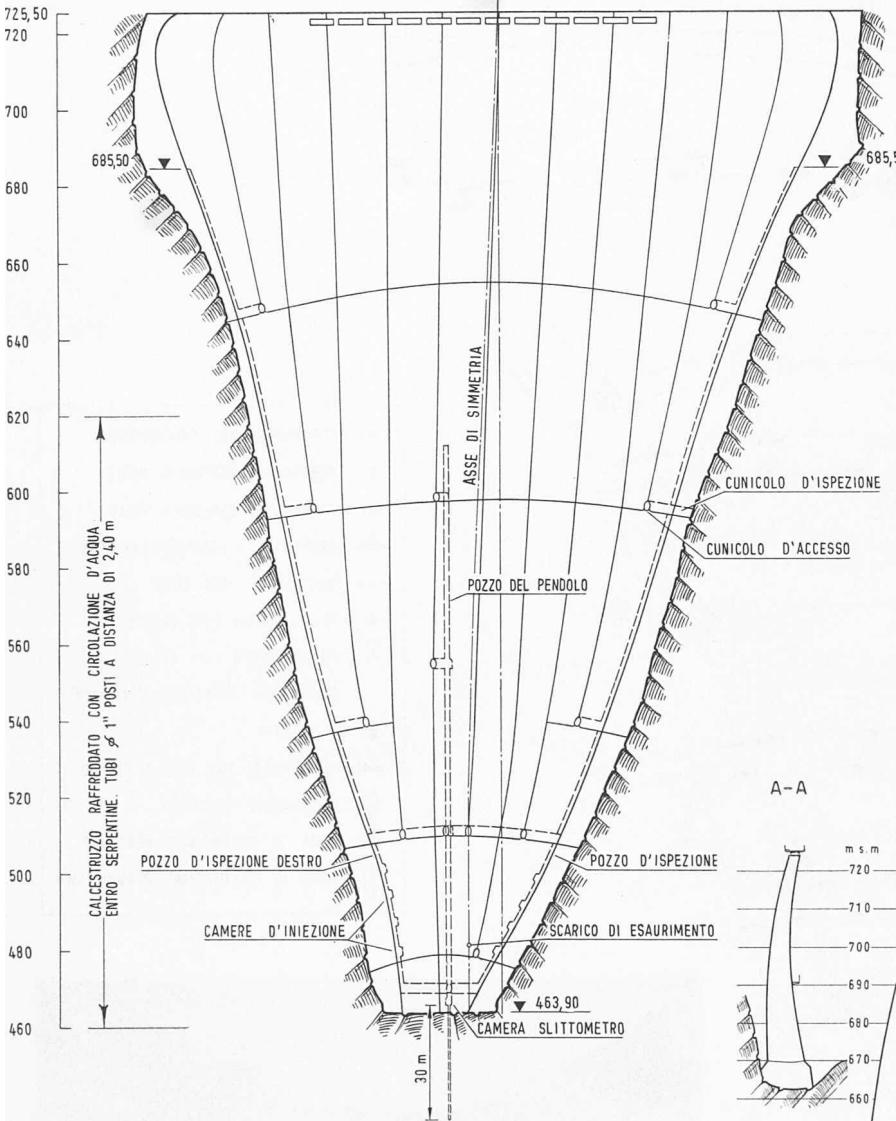


Bild 23. Talsperre Vajont, Abwicklung nach der Mittelaxe, Massstab 1:2000

Gehalt an Trikalziumsilikat ist rd. 55 %. Die Zuschlagstoffe bestehen aus natürlichem Flusskies (Piave) mit Korngrößen von 0,06 bis 100 mm, die in 6 Klassen aufgeteilt sind (2 geschlammte Sandfraktionen, 4 Kiesfraktionen).

Bis zur Kote 671,50 wurde der Beton in Lagen von 60 cm eingebracht, mit einer Schichthöhe von 2,40 m alle 72 Stunden. Die abgebundene Schichtoberfläche wurde vor Einbringen der nächsten Schicht mit Wasser und Luft unter Druck aufgerauht und mit einem Plastic-Band in 20 cm Entfernung von der bergseitigen Verkleidung versehen. Vor Beginn jeder Betonierung wurden 1  $\div$  2 cm Mörtel aufgebracht. Von der Kote 671,50 an, d. h. für die letzten 50 m der Bogenmauer, wird dieses Jahr alle 72 Stunden eine Schicht von 1,50 m in drei Lagen eingebracht, weil man die Betonierungsgeschwindigkeit bei überhängendem Gewölbe verkleinern muss. Der Beton wird mittels Kabelkranen in Kübeln von 4 m<sup>3</sup> Inhalt an Ort gebracht, mit einem kleinen Traktor planiert und mit Längsvibratoren von 125 mm Durchmesser und 90 cm Länge mit 11 800 Vibrationen/min verdichtet. Bis zu einer Stärke der Mauer von 12,50 m (Kote 620) wurde der Beton mittels Wasserzirkulation gekühlt. Die Kühlslangengruppen wurden in Abständen von 2,40 m verlegt und mit Wasser aus dem Piavebecken gespiesen. Die Druckfestigkeit des Betons betrug im Mittel nach 90 Tagen rd. 420 kg/cm<sup>2</sup>, mit einer mittleren quadratischen Abweichung < 8 %. Die maximal erreichte Temperatur in der gekühlten Zone betrug rd. 40 °C, was eine Temperaturerhöhung von 15 °C über die Betonier-

temperatur bedeutet. In den nicht gekühlten Zonen betrug die maximale Temperatur 44 °C, entsprechend einer Temperaturerhöhung von rd. 20 °C. Der Temperaturabfall erfolgt nach 600–700 Std. und ist sehr langsam.

Die *Injektionsarbeiten* umfassen:

1) Einen Dichtungsschleier von 85 m Tiefe unterhalb der Fundationssohle von einer Breite an der Basis von 150 m und 60 m an der Oberfläche längs den beiden Talflanken, mit einer Gesamtoberfläche von 80 000 m<sup>2</sup>. Die Injektionen werden von 8 Stollen aus, 4 auf jeder Talseite, ausgeführt. Die Bohrlöcher sind alle 3,50 bis 4,50 m je nach Kote entlang zwei Reihen im Abstand von 1,50 m zueinander angeordnet. Falls notwendig wird auch noch eine dritte Reihe dazwischen gelegt. Die Drücke variieren zwischen 5 und 100 at je nach der Tiefe.

2) Festigungs injektionen, längs beider Talflanken auf eine Tiefe von 15 bis 20 m mit einem Bohrloch etwa alle 6 m<sup>2</sup>, Drücke von 2 bis 25 at. Wie bereits gesagt, werden alle 5 m mit der seismischen Methode die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der elastischen Wellen vor und nach den Konsolidierungs-Injek-

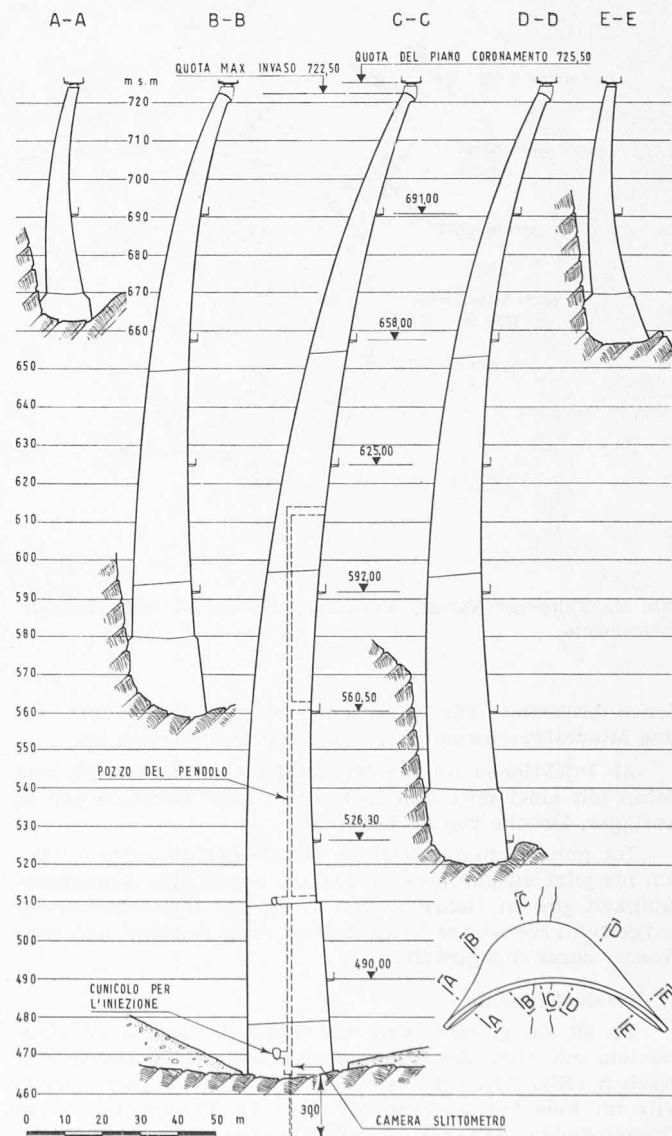


Bild 24. Vajont-Sperre, Schnitte 1:2000

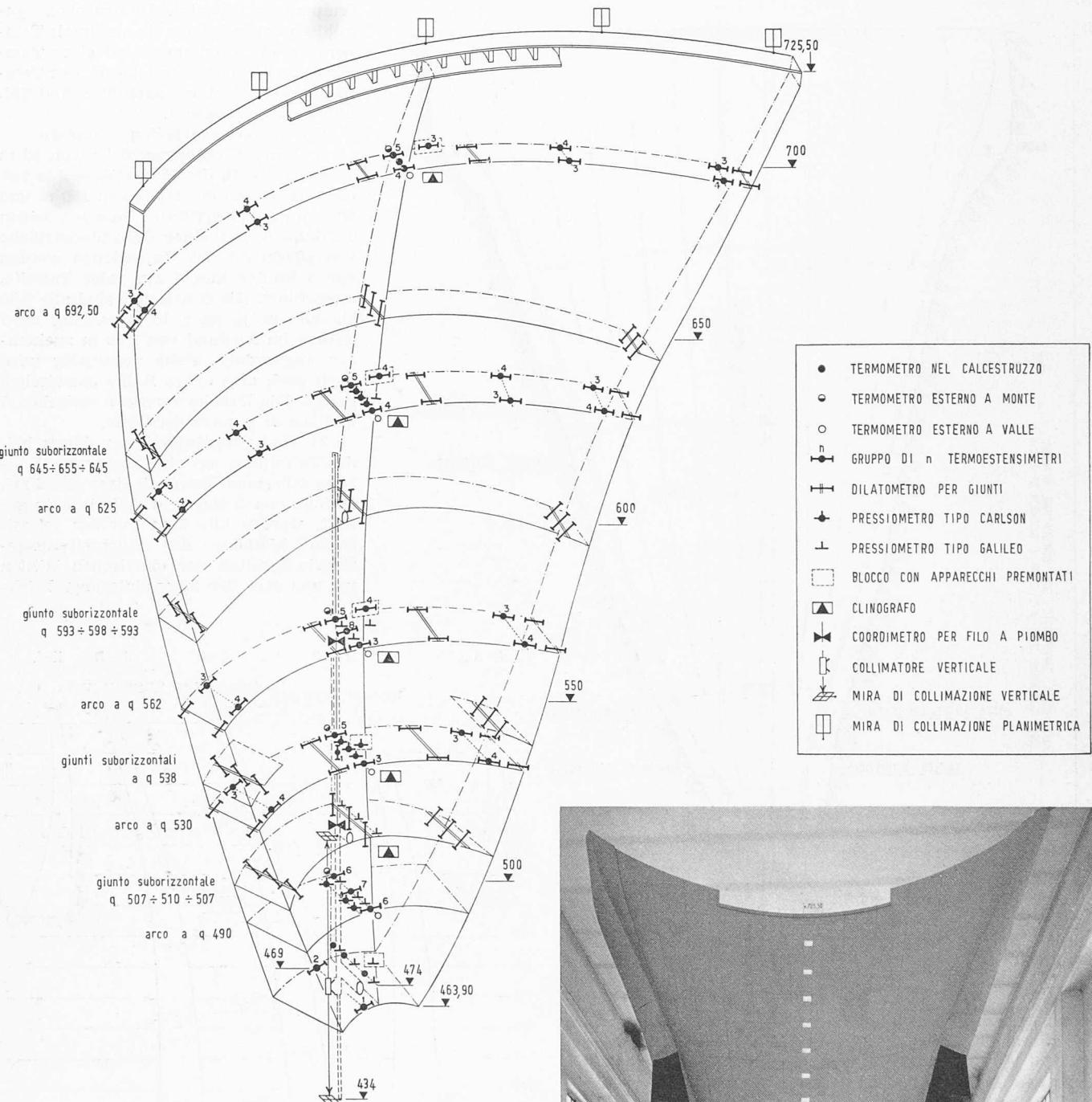


Bild 26. Talsperre Vaiont, Verteilung der Mess- und Kontroll-Instrumente

tionen bestimmt. Die Injektionen werden fortgeführt, bis eine Mindestgeschwindigkeit von 3000 m/s erreicht ist.

3) Injektionen an der Trennfläche zwischen Fels und Beton mit einer mittleren Länge von 30 m Bohrloch pro m Auflager. Drücke von 30 bis 40 at.

Im ganzen sind 160 000 m Bohrlöcher vorgesehen. Bei den bis jetzt ausgeführten 112 000 m wurde eine Aufnahmefähigkeit pro m Bohrloch von 75 kg der Normalmischung festgestellt. Sie ist aus 50 kg Zement, 1 kg Bentonit und 100 l Wasser zusammengesetzt.

#### g) Messinstrumente

Es ist ein grosses Netz von Kontroll- und Messinstrumenten, mit etwa 350 Instrumenten und Messpunkten vorgesehen (Bild 26). Die Instrumente, die teils in der Sperre, teils im Fels verlegt werden, sind: 14 Thermometer, 149 Thermo-Dehnungsmesser, 22 Thermo-Druckdosen, 65 Thermo-Dilatometer, 8 auf vorfabrizierten Betonblöcken mon-

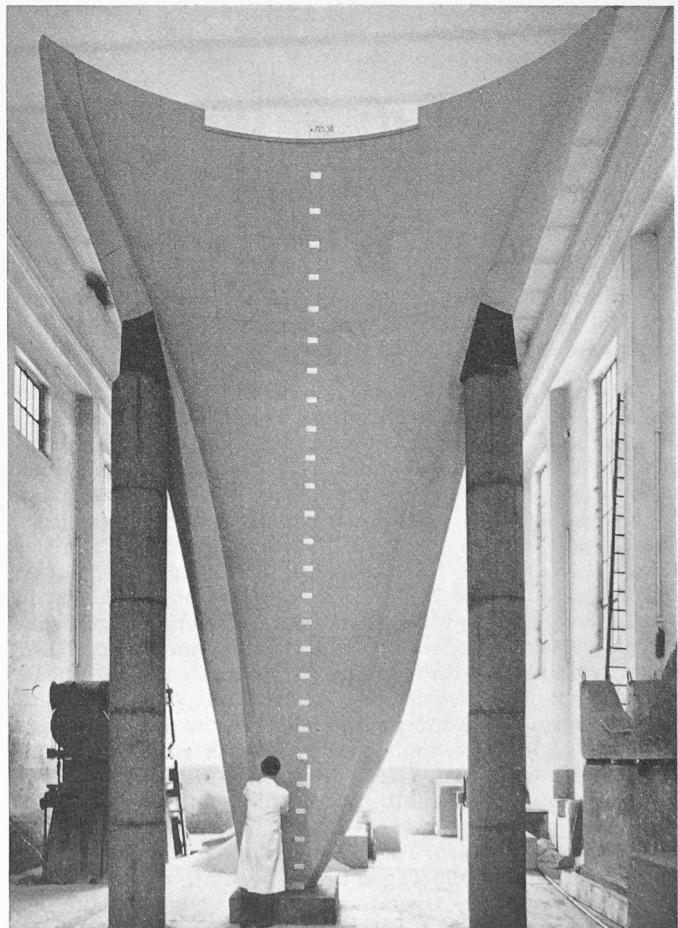


Bild 25. Erster Modellversuch für die Talsperre Vaiont

tierte Thermo-Dehnungsmesser, 2 ebenfalls auf Betonblöcken montierte Thermo-Druckdosen, 5 registrierende Klinometer, 1 Pendel in der Mauer, 1 Pendel im Fels (im Aufzugschacht an der linken Talflanke), 4 registrierende Klinometer im Fels der linken und rechten Talseite, 1 seismische Station in der linken Talflanke, 26 Dehnungsmesser mit langer Basis im Felsen. Dazu kommt ein Triangulations-, ein Nivellierungs- und Visurennetz.

#### *h) Ausführungsprogramm, weitere Einzelheiten*

Der Bau wurde 1956 mit der Erstellung einer Strassenumleitung von etwa 6 km Länge begonnen. Diese bietet auch ein interessantes Panorama. Sie geht durch die Vaiontschlucht bis nahe an die Sperre, die man von hier aus in ihrer ganzen Höhe sehen kann, überquert die Schlucht auf einer Brücke und kehrt dann mit einer Anzahl Galerien in das Piavetal zurück, um mit einem grossen Kehr ungefähr die Kronenhöhe der Mauer zu erreichen. Von hier aus hat man eine sehr schöne Aussicht auf das mittlere Piavetal. Die Strasse führt dann weiter in das Innere der Schlucht auf der Höhe des max. Staues, mit Blick bis auf die Sperre und die Ortschaft Erto.

Die Aushubarbeiten wurden fast vollständig im Sommer 1957 und bis August 1958 ausgeführt. Mit der Betonierung wurde im August 1958 begonnen; bis zum Ende der Arbeitssaison 1959 waren 298 000 m<sup>3</sup> von einem Total von 353 000 m<sup>3</sup> bereits eingebracht.



Bild 27. Vaiont-Sperre, Bauzustand am 19. Mai 1959

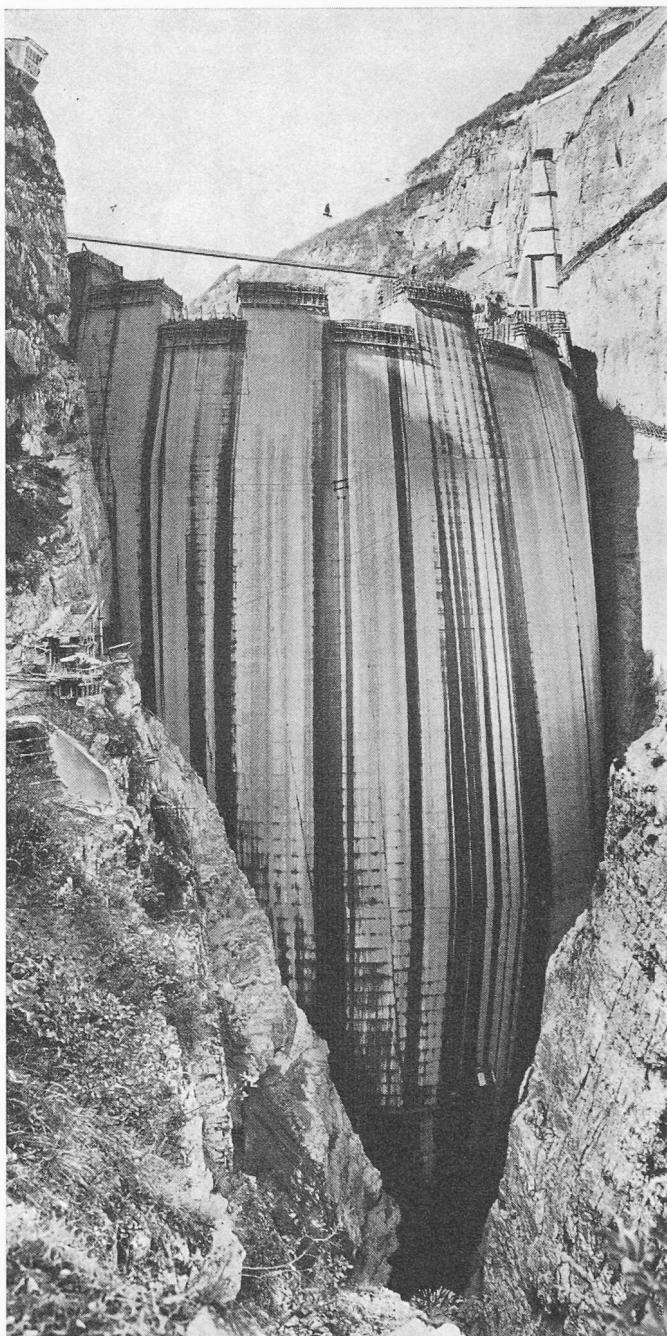


Bild 28. Vaiont-Sperre, Bauzustand am 12. Oktober 1959, sechs Wochen vor Ende der Bausaison

Interessant ist, dass die künstlichen Widerlager es uns erlauben, wenigstens zum Teil die Verspätung durch die zusätzlichen Aushubarbeiten einzuholen, da mit der Betonierung im oberen Teil dieser Widerlager begonnen werden konnte, wie aus den Photographien ersichtlich ist. Eine für die grosse Höhe des Baues charakteristische Erscheinung hat sich am Ende der Sohlen-Aushubarbeiten gezeigt. Der Fels hat sich dort gehoben, d. h. die fast horizontal liegenden Felsschichten der untersten Zone haben eine vermutlich durch Änderung des Spannungszustandes des Felsens verursachte Bewegung gemacht. Anfänglich war ja die Breite der Schlucht rd. 10 m, jene der Fundation von Seite zu Seite rd. 32 m. Die grössere lichte Weite hat damit von unten nach oben eine Erhöhung der Biegespannung auf den Fundationsfelsen verursacht. Nachdem die ersten Betonierungsarbeiten ausgeführt waren, hat sich diese Erscheinung zurückgebildet.

Um diese Uebersicht nicht zu verlängern, müssen viele interessante Details ausgelassen werden. Ich bin gerne bereit, den Interessenten nachträgliche Erläuterungen schrift-

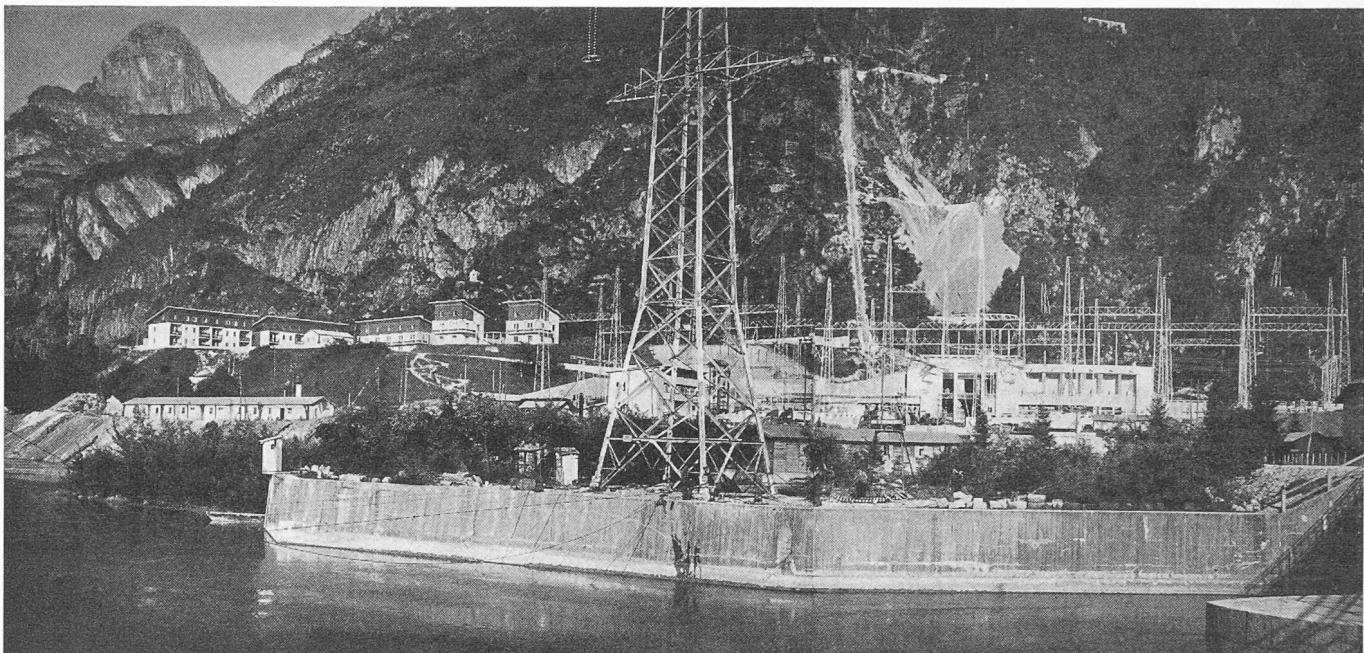


Bild 29. Die Aussenanlagen der Zentrale Soverzene, links die neue Personalsiedlung

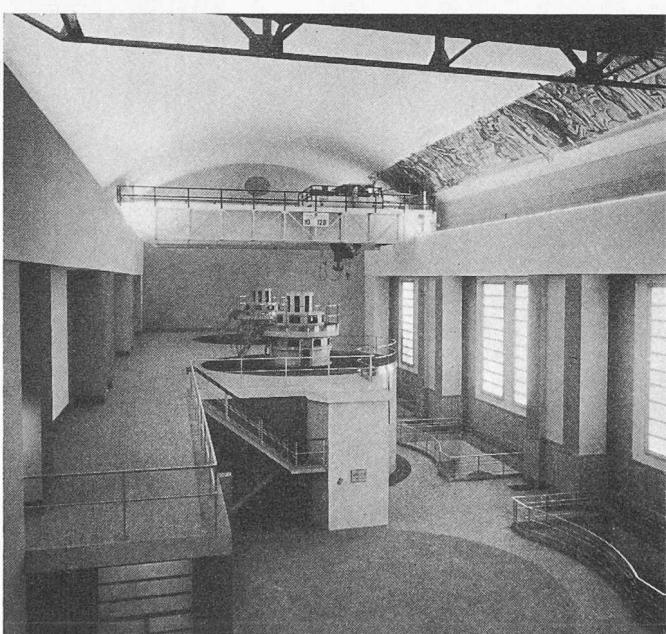


Bild 30. Zentrale Somplago mit den 2 ersten Maschinengruppen

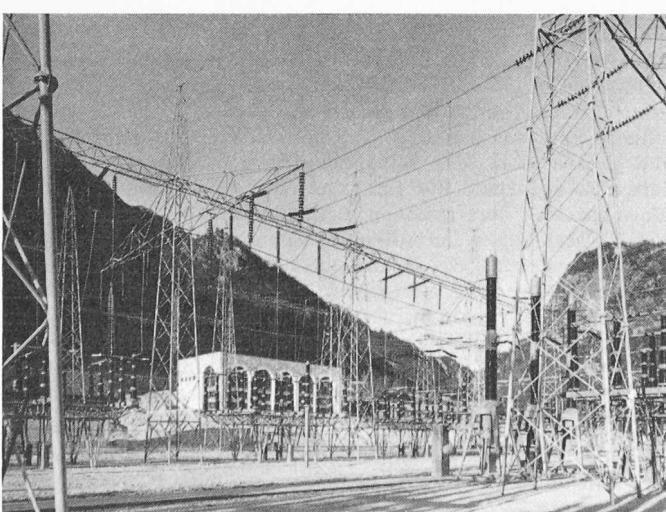


Bild 31. Zentrale Somplago, Aussenanlagen

lich mitzuteilen. Die Bilder 21, 27 und 28 geben ein gutes Bild von der Entwicklung der Arbeiten und dem Bauzustand bis zum Ende der Arbeitssaison 1959.

#### 4. Die Kavernen-Zentralen in Soverzene und Somplago

Die beiden Zentralen in Soverzene und Somplago sind die Hauptverbraucher eines grossen Teils des Wasserinhalts der Becken, von denen ich gesprochen habe.

Die Zentrale Soverzene (Bild 29) ist die Hauptzentrale der Wasserkraftanlage Piave-Boite-Maë-Vaiont. Das Beckensystem erreicht ein Total von 250 Mio m<sup>3</sup>. Die einzelnen Becken sind unter sich mit einem Stollensystem von einer Totallänge von 50 km verbunden. Die Zentrale, welche 1951 in Betrieb genommen wurde, ist, wie fast alle unsere neueren Zentralen, in einer Kaverne angeordnet. In diesem Fall sind sowohl der Maschinensaal mit Kommandoraum wie auch die Transformatoren unter Tag in getrennten Kavernen. Die Hauptkaverne liegt 540 m von der Felsoberfläche entfernt. Die Anlage ist mit vier Francis-Turbinen mit Vertikalachse für ein Total von 240 000 kVA ausgerüstet, die in einem grossen Maschinensaal von 40 × 25 m angeordnet sind. Die Druckleitungen sind aus vorgespanntem Beton im Fels und haben eine Länge von 225 m. Das max. Nutzgefälle beträgt 284 m, das Schluckvermögen 88 m<sup>3</sup>/s. Die Jahresproduktion ist von der Grössenordnung von 800 Mio kWh. Bei dieser Zentrale (Schnitte usw. siehe Seiten 445/446 der SBZ 1955, Nr. 29) haben wir nicht nur den hydraulischen und elektrischen Teil, sondern auch die Gestaltung mit besonderer Sorgfalt gepflegt.

Die Zentrale Somplago (Bilder 30 und 31), die im Februar 1957 in Betrieb genommen wurde, liegt ebenfalls in einer Kaverne. In diesem Fall sind aber nur Maschinensaal und Transformatoren unter Tag wie in Soverzene, während der Kommandoraum aussen angeordnet ist. Der Abstand von der Felsoberfläche beträgt rd. 500 m. Die Zentrale ist zur Zeit mit zwei Francis-Turbinen mit Vertikalachse für total 120 000 kVA ausgerüstet, die in einem Maschinensaal von 85 × 16,8 m angeordnet sind. Das maximale Nutzgefälle beträgt 286 m, das Schluckvermögen für jede Gruppe 22 m<sup>3</sup>/s. Die Jahresproduktion beträgt 255 GWh. Eine dritte Maschinengruppe wird demnächst installiert, eine 4. und 5. in Zukunft. Der Auslauf mündet in den natürlichen See von Cavazzo, welcher als Tages- und Wochenausgleichsbecken mit Spiegel-Schwankungen von rd. 4 m ausgebaut wurde. Die vom Cavazzosee regulierten Abflüsse werden dann teils anderen Wasserkraftanlagen, teils den Bewässerungsnetzen der Ebene zugeführt.

Adresse des Verfassers: Dott. Ing. C. Semenza, SADE, San Marco 4423 A, Venezia.