

Kraftwerksprojekt Mauvoisin II

Sondierkampagne und Bemessungskonzept für eine tiefliegende Kavernenzentrale

Von Heinz Ehrbar, Jean-Pierre Gisiger und Anton Schleiss

Die Kraftwerke Mauvoisin AG plant die Leistung der bestehenden Anlagen (1) durch die neue Leistungsstufe Mauvoisin II um 550 MW auf insgesamt 902,5 MW zu erhöhen. Baulich wird diese Leistungserhöhung durch ein neu zu erstellendes rund 21 km langes Triebwassersystem (Druckstollen, Druckschacht und Wasserschloß) zwischen dem Stausee Mauvoisin und Riddes in der Rhoneebene sowie einer neuen Kavernenzentrale realisiert. Zusätzliches Wasser wird nicht genutzt. Ökologische Aspekte wurden bereits in frühen Phasen bei der Planung und Auslegung der Anlage

gisches und geotechnisches Untersuchungsprogramm durchgeführt, dessen Resultate als Grundlage für das Ende 1994 ausgeschriebene Bauprojekt dienen. Kernstück der Sondierkampagne war der Ausbruch eines rund 900 m langen Sondierstollen.

Im vorliegenden Artikel werden nach einer kurzen Einführung in das Projekt Mauvoisin II die Durchführung der Sondierkampagne für die Kavernenzentrale und deren Auswertung vorgestellt. Anschließend wird das daraus resultierende Bau- und Fels sicherungskonzept erörtert.

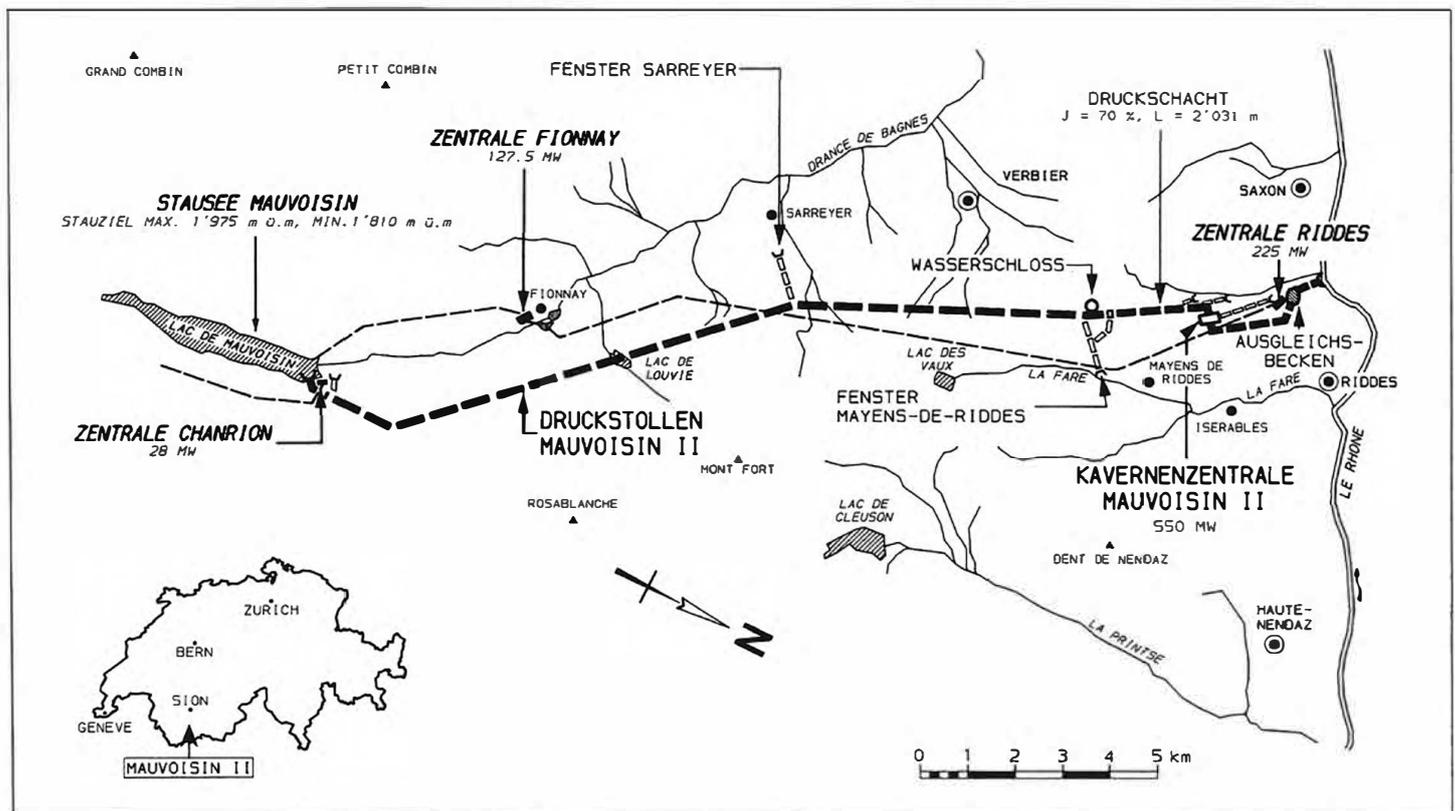


Bild 1 Übersicht über die bestehenden Anlagen der Kraftwerke Mauvoisin AG und der geplanten Leistungsstufe Mauvoisin II.

berücksichtigt. Um nachteilige Einflüsse auf die Wasserführung in der Rhone infolge des zeitlich konzentrierten Turbinenbetriebs zu vermeiden, wird ein Ausgleichsbecken mit einem Inhalt von rund 0,5 Mill. m³ in der Rhoneebene angeordnet.

In den Jahren 1993 und 1994 wurde für das Triebwassersystem und die Kavernenzentrale ein umfangreiches geolo-

Kraftwerksprojekt Mauvoisin II

Die geplante Kraftwerksstufe Mauvoisin II, ausgebaut für eine Wassermenge von 46 m³/s, nutzt das Wasser aus dem bestehenden Staubecken Mauvoisin in einer einzigen Gefällstufe bis ins Rhonetal und verläuft parallel zu den bestehenden zwei Stufen Fionnay und Riddes (Bild 1). Diese Leistungsstufe erlaubt es, die Produktion der bestehenden und neuen Anlagen auf die Spitzenstunden des Bedarfs im europäischen Verbundnetz zu konzentrieren. Die tägliche Benutzungsdauer im Winterhalbjahr reduziert sich mit Mauvoisin II von heute rund 11 auf 4 Stunden.

Dipl.-Ing. ETH Heinz Ehrbar, Dipl.-Geol. Jean-Pierre Gisiger, Dipl.-Ing. ETH, Dr.sc.techn. Anton Schleiss, Electrowatt Engineering AG, Zürich.

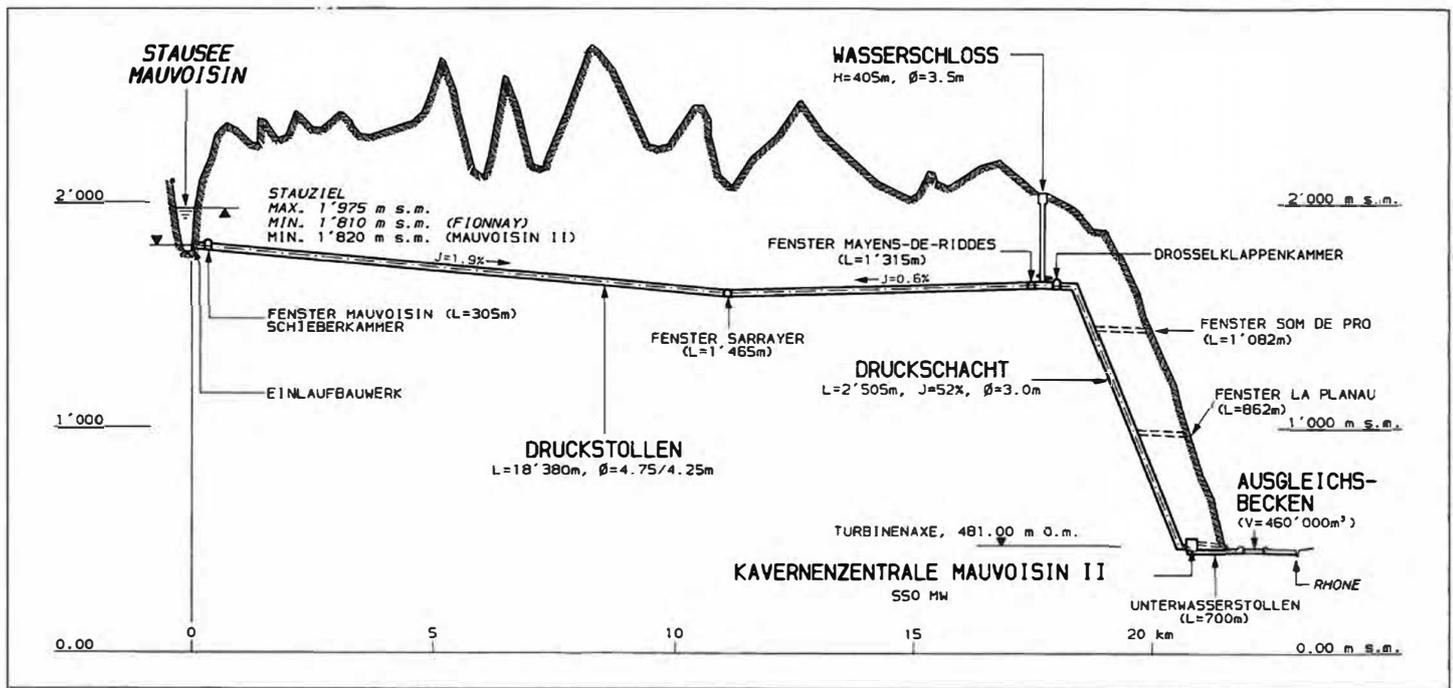


Bild 2 Längsprofil der geplanten Leistungsstufe Mauvoisin II.

Projektübersicht

Der 18,4 km lange, größtenteils maschinell ausgebrochene Druckstollen führt vom bestehenden Stausee Mauvoisin, Bogenmauer von 250 m Höhe (2), zum 400 m hohen Wasser-schloß bei Mayens-de-Riddes (Bild 2). Es ist vorgesehen, in den geologisch sehr günstigen Formationen zwischen Sarreyer und Mauvoisin, den Stollen auf einer Länge von etwa 10 km mit Ausnahme einiger lokalen Abschnitte unverkleidet zu belassen. Zwischen Sarreyer und Mayens-de-Riddes werden mittelmäßige bis schlechte Felsqualitäten erwartet, so daß der Stollen durchgehend mit einer Betonauskleidung versehen werden muß. Der anschließende gepanzerte rund 2,5 km lange Druckschacht leitet das Wasser zur unterirdischen Zentrale Mauvoisin II, wo zwei Maschinengruppen mit einer Nennleistung von 550 MW installiert sind. Das Turbinenwasser wird über ein Ausgleichsbecken und einen Rückgabekanal dosiert der Rhone zugeleitet. Die Baubewilligung für das Projekt, dessen Anlagekosten auf rund 700 Mill. sFr geschätzt werden, liegt vor. In Anbetracht der derzeitigen Stromüberschüsse im europäischen Verbundnetz ist ein Beschluß über den Baubeginn nicht vor 1997 zu erwarten. Insgesamt wird mit einer Bauzeit von sechs Jahren gerechnet.

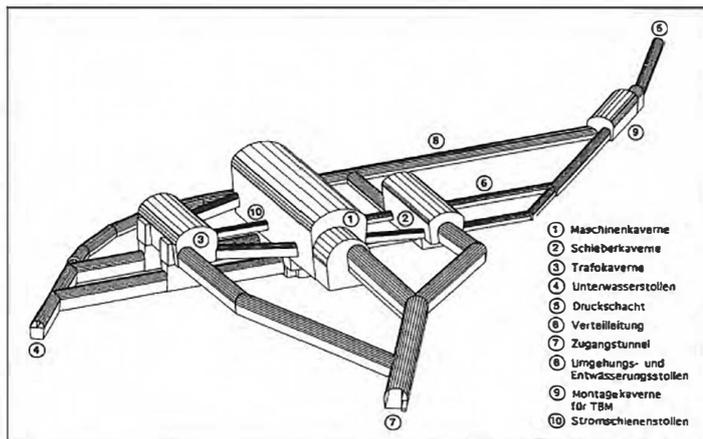


Bild 3 Räumliche Darstellung der Kavernenzentrale Mauvoisin II.

Kavernenzentrale

Die Kavernenzentrale kommt in Formationen mit nur mittel-mäßigen Felseigenschaften zu liegen und dies bei einer – im Vergleich zu den Hohlraumabmessungen – erheblichen Fels-überdeckung von 500 m. Die gewählte Tiefenlage der Zentrale Mauvoisin II im Gebirge richtete sich einerseits nach den Felseigenschaften und andererseits nach den primären, minimal vorhandenen Gebirgsspannungen. Letztere müssen genügend groß sein, damit von der Druckschachtpanzerung ein angemessener Lastanteil an das Gebirge abgegeben werden kann. Bei einem maximalen Innendruck von 172 bar ist dies von entscheidender Bedeutung für eine wirtschaftliche Auslegung der Stahlpanzerung. Die Lage der Zentrale wurde zudem mit Rücksicht auf die Schichtrichtung der geologischen Formationen (graphitische Kalkschiefer und Plattenkalke) ausgerichtet. Aus wirtschaftlichen und betrieblichen Gründen sowie aus Sicherheitsüberlegungen besteht die unterirdische Zentrale aus drei getrennten, parallel nebeneinanderliegenden Kavernen (Bild 3, Tabelle 1).

Die Maschinenkaverne beherbergt die beiden vertikal-achsig angeordneten Pelton-turbinen (Maximalleistung je 300 MW) sowie die darüber liegenden zugehörigen Generatoren. Im Maschinensaal ist neben den Maschinengruppen genügend Platz für die Montage und Demontage während Revisionsarbeiten vorhanden. In der Maschinenkaverne befinden sich auch Nebenräume wie Werkstatt, Klimaanlage und Kommandozentrale.

In einer separaten Schieberkaverne sind zwei Kugelschieber von je 1,4 m Durchmesser und etwa 90 t Gewicht angeordnet. Ebenfalls in einer getrennten, über den Unterwasserstollen liegenden Kaverne befinden sich die Transformatoren sowie die Dammbalken für den Abschluß der

Tabelle 1 Hauptabmessungen der Kavernen.

	Spannweite	Höhe	Länge
Maschinenkaverne	24,7 m	40,4 m (max.)	76,0 m
Schieberkaverne	15,0 m	19,4 m	45,1 m
Trafokaverne	18,2 m	29,0/16,8 m	37,4 m

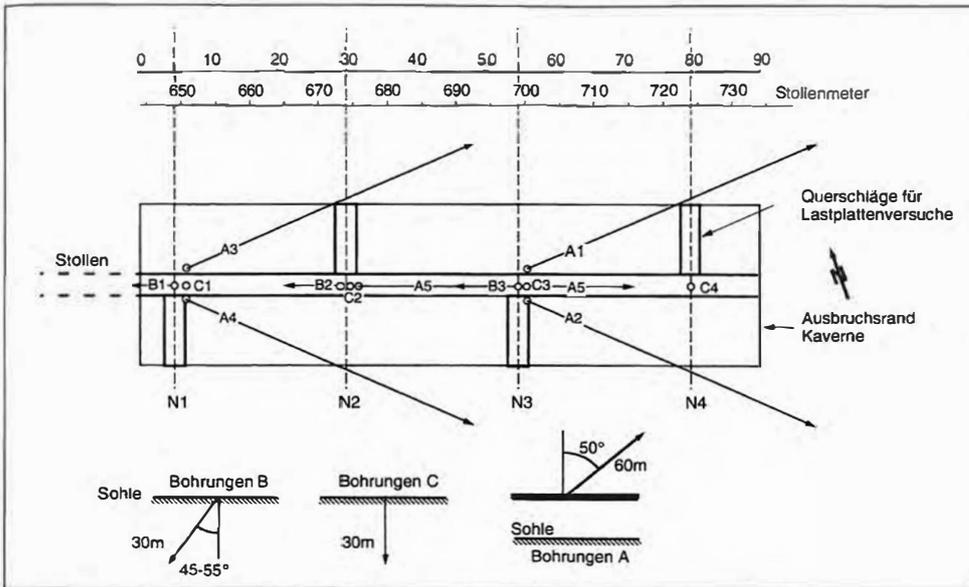


Bild 4 Anordnung der Sondierbohrungen im Bereich der Maschinenkaverne.

Turbinen gegen das Unterwasser bei Revisionen. Die Energieableitung erfolgt über zwei im First des Unterwasserstollens angeordnete Kabelkanäle. Als Zugang zu der Kavernenzentrale dient ein 660 m langer Tunnel mit einem Lichtraumprofil von 6 m x 6 m.

Geologie

Das Projekt Mauvoisin II liegt vollständig im Penninikum, das die Gebirge südlich des Rhonetals bildet. Im Projektgebiet enthält die penninische Zone vorwiegend metamorphe Grundgebirge (Saint-Bernard Decke), das über die mesozoischen Gesteine der Walliser Zone (Sion-Courmayeur Zone) überschoben wurde. In letztere kommen der Schrägschacht und die künftige Kavernenzentrale zu liegen.

Die Sion-Courmayeur Zone wird in verschiedene lithostratigraphische Einheiten unterteilt. Die Kavernenzentrale befindet sich am Fuß des linken Hangs des Rhonetals in der untersten Einheit in der „Ferret digitation“.

Im Gegensatz zur Saint-Bernard Decke, die durch mehrere Deformationsphasen inklusive Rückfaltungen gekennzeichnet ist, weist die Zone Sion-Courmayeur einen vorwiegend isoklinalen Aufbau mit einem generellen Fallen gegen Südosten auf. Diese Zone wird durch die isoklinale Faltung und eine intensive parallele Scherbeanspruchung charakterisiert. Im Projektgebiet besteht die „Ferret digitation“ aus dünnbankigen, stark laminierten Flyschsequenzen.

Umfang der Untersuchungen

Die geologischen und geotechnischen Verhältnisse für die Kavernenzentrale wurden hauptsächlich durch einen Sondierstollen längs der Achse des künftigen Zugangsstollens erfaßt. Der Sondierstollen erlaubte, die Lage der Untertagebauwerke zu optimieren. Gegenüber dem ursprüngli-

chen Konzept wurden die Kavernenlängsachsen schließlich um etwa 30° abgedreht, damit diese die Streichrichtung der Schieferung mit etwa 90° durchstoßen. Das Gebiet der künftigen Maschinenkaverne wurde mit vier zusätzlichen, seitlichen Nischen weiter erschlossen. Von diesen Nischen und vom Stollen aus wurden zwölf Bohrlöcher nach unten und nach oben ausgeführt, um allfällige Scherzonen zu erfassen (Bild 4). Aus den Bohrkernen wurden Probestücke des intakten Fels für Laboruntersuchungen gewonnen. In den Bohrlöchern selbst wurden Dilatometer und Hydraulic-Fracturing-Versuche ausgeführt. Drei seitliche Nischen dienten für die Lastplattenversuche. Dabei wurde das Deformationsverhalten des Gebirges sowohl parallel als auch senkrecht zur Schieferung erfaßt. Zur Erfassung der

möglichen Störzonen und der Heterogenität des Gebirges wurden zudem refraktionsseismische Untersuchungen mit der Cross Hole Methode ausgeführt.

Einige Bohrlöcher wiesen artesisch gespanntes Grundwasser oder leicht thermales Wasser auf. Die Grundwasserqualität wurde auf ihre chemischen und isotopischen Eigenschaften hin geprüft.

Lithologie

Längs des Zugangsstollens und im Gebiet der Kavernenzentrale wurden dünnbankige Flysche bestehend aus einer Abfolge von Kalkschiefern, sandigen Mergeln und graphitischen Schiefern angetroffen. Ein extrem dünner graphitischer Überzug auf den Schieferungsflächen war häufig festzustellen. In Tabelle 2 sind die verschiedenen Felsarten beschrieben und ihre Häufigkeit angegeben. Anteilmäßig vorherrschend sind Kalkschiefer und graphitische Schiefer.

Felseigenschaften

Intakter Fels

Wegen der raschen Abfolge der verschiedenen lithologischen Felstypen beziehen sich die Kennwerte für den intakten Fels auf die jeweilige Kernprobe und nicht direkt auf einen spezifischen Gesteinstyp. Die nachfolgenden mechanischen Parameter wurden an Kernproben mit einer senkrecht oder parallel zur Kernachse orientierten Schieferung ermittelt:

Tabelle 2 Lithologische Einheiten entlang des Sondierstollens.

Felstyp	Quarzgehalt [%]	Struktur	Festigkeit (uniaxial) [MPa]	Verwitterung	Anteil [%]
Kalkschiefer	5 - 10	schiefrig, plattig, Bankung: 0,5-3cm	mittel (30 - 80)	leicht, längs Kluffugen	50
Sandiger Kalk.....	15 - 25	massiv, Bankung: 3-30 cm	hoch (80 - 120)	leicht, längs Kluffugen	7
Graphitische Schiefer	10 - 20	phyllitisch	gering (<10)	leicht, längs Schieferungsfugen	23
Quarz/Kalzit Gänge ...	50 - 80	massiv	hoch (60 - 120)	-	14

Tabelle 3 Beschreibung der Trennflächensysteme.

	Schieferung	Klüfte J1	Klüfte J2a	Klüfte J2b	Störungen 1/3	Störungen 2 (lokal)
Fallazimut [°]	60-120	290-330	180-220	40	130-180	15-47
Fallbetrag [°]	30-60	50-70	80-90	80-90	40-70	85
Abstand	< 0,1 cm	5-50 cm	10-200 cm	5-100 cm	2-5 m	3-4 m
Persistenz	>50 m	1-2 m	1-2 m	1-2 m	>50 m	>50 m
Öffnung	0 mm	0-1 mm	0-2 mm	0-5 mm	5-300 mm	5-300 mm
Flächen	gewellt, glatt rauh	unregelmäßig, rauh	unregelmäßig, rauh	unregelmäßig, Rutschharnisch leer oder	gewellt, glatt, Rutschharnisch	gewellt, glatt,
Füllung	Graphit, Serizit	leer Quarz/Kalzit	leer oder Quarz/Kalzit		Kataklasit, Graphit	Kataklasit, Graphit

- ◇ Raumgewicht 2,7 bis 2,75 t/m³.
- ◇ Einachsiale Druckfestigkeit (senkrecht und parallel zur Schieferung) 150 bis 170 MPa,
- ◇ Zugfestigkeit 7 bis 10 MPa,
- ◇ Elastizitätsmodul 35 GPa,
- ◇ Geschwindigkeit der Druckwellen (P-Wellen) 6 000 m/s,
- ◇ Restscherfestigkeit längs Schieferungsfugen (Scherbüchse) φ=22 bis 26° c=6 bis 10 kPa.

Trennflächensysteme des Gebirges

Das Gebirge ist durch eine Schieferung, drei Klüftssysteme sowie durch vereinzelte Störungen durchtrennt. Die verschiedenen Trennflächensysteme sind in Tabelle 3 charakterisiert und in Bild 5 für den Bereich der Maschinenkaverne schema-

Tabelle 4 Deformationseigenschaften von Gebirge und Fels aufgrund verschiedener Versuche.

Versuchsart	Elastizitätsmodul [GPa]	Verformungsmodul [GPa]	Bemerkung
Labor (Bohrkerne) .. Dilatometer in	35	-	
Bohrlöchern	10 - 40	5 - 15	
Lastplattenversuche in Nischen	15	7 - 8	Parallel zur Schieferung
Refraktionsseismik (dyn. Werte)	4 - 5	1,5 - 2,5	Senkrecht zur Schieferung
Mittelwert 49	28 - 70		Anisotrope Verteilung

tisch räumlich dargestellt. Leicht geöffnet beziehungsweise durchlässig sind nur die Klüftssysteme J1 und J2.

Deformationseigenschaften

Die anhand von verschiedenen Versuchen ermittelten Deformationseigenschaften für das Gestein beziehungsweise das Gebirge sind in Tabelle 4 zusammengefaßt. Gut erkennbar ist die ausgesprochene Anisotropie und der Maßstabeffekt infolge der unterschiedlichen Einflußbereiche der einzelnen Versuchsarten.

Geophysikalische Untersuchungen

Refraktionsseismische Untersuchungen wurden sowohl zwischen den Bohrlöchern als auch zwischen den Bohrlöchern und dem Sondierstollen durchgeführt. Die Auswer-

Tabelle 5 Ergebnisse der physikalischen Untersuchungen.

Geschwindigkeit der Druckwellen (P-Wellen)	Fallazimut/ Fallbetrag	Bemerkung
V _{p Max} : 5-6 km/s	110/30	± parallel zur Falllinie der Schieferung
V _{p Mittel} : 4-5 km/s	090/84	± vertikal
V _{p Min} : 2-3 km/s	012/04	± parallel zum Streichen der Schieferung

tung der gemessenen Wellengeschwindigkeiten zwischen den Schußpunkten und den Geophonen zeigte eine markante Anisotropie in der Geschwindigkeitsverteilung der Druckwellen (P-Wellen) innerhalb des Gebirges (Tabelle 5).

Gebirgsspannungen

Die minimalen In-situ-Spannungen im Gebirge wurden mit Hydraulic-Fracturing-Versuchen in Bohrlöchern ermittelt (3,4). Die dabei gemessenen minimalen Horizontalspannungen sind in Tabelle 6 dargestellt. Die Ergebnisse der Gebirgsspannungsmessungen erlaubten es, bei der Bemessung der Stahlpanzerung für den Druckschacht eine erhebliche Gebirgsmitwirkung von 30 % zu berücksichtigen. Dadurch konnten die Blechstärken trotz eines maximalen In-

nendruckes von 172 bar auf 40 mm beschränkt werden. Wie erwähnt, wurde die Tiefenlage der Kavernenzentrale maßgebend durch die Gebirgstragfähigkeit für die Stahlpanzerung bestimmt. Gegenüber einem oberflächennahen Standort der Kavernenzentrale konnten so Baukosteneinsparungen von 11 Mill. sFr erzielt werden. Zusätzlich ergibt sich damit eine drei bis vier Monate kürzere Bauzeit, da die Montage der Stahlpanzerung auf dem kritischen Weg liegt.

Wegen teilweise inkonsistenter Versuchsergebnisse konnten die Orientierung der Hauptspannungen und der Wert der Maximalspannung nicht vollständig ermittelt werden. Die wenigen auswertbaren Resultate ergaben die folgenden Hauptspannungsrichtungen:

- ◇ σ_{hmin} NNW-NW,
- ◇ σ_{hmax} NE-ENE.

Aus der Analyse der seismischen Ereignisse in der Projektregion konnten die gefundenen Hauptspannungsrichtungen bestätigt werden.

Hydrogeologie

Das Gebirge in der Umgebung der Kavernenzentrale weist relativ tiefe Durchlässigkeitswerte zwischen 10⁻⁶ und

Tabelle 6 Ergebnisse der Hydraulic-Fracturing-Versuche.

Bohrung	Intervall m	δ _{hmin} (MPa)	σ _v = ρgh (MPa)	δ _{hmax} (geschätzte Werte) (MPa)
B1	23,4 - 24,4	11,5 ± 1	12,0	
B1	24,9 - 27,7	11,4 ± 0,6	12,0	
B2	14,7 - 15,7	11,1 ± 0,5	12,0	22
B2	19,9 - 20,9	10,3 ± 0,3	12,0	21
B3	14,5 - 15,5	10,2 ± 0,3	12,0	18
B3	14,5 - 15,5	9,0 ± 1,0	12,0	
B3	19,9 - 22,75	>12	12,0	
B3	25,5 - 28,4	>14,5	12,0	

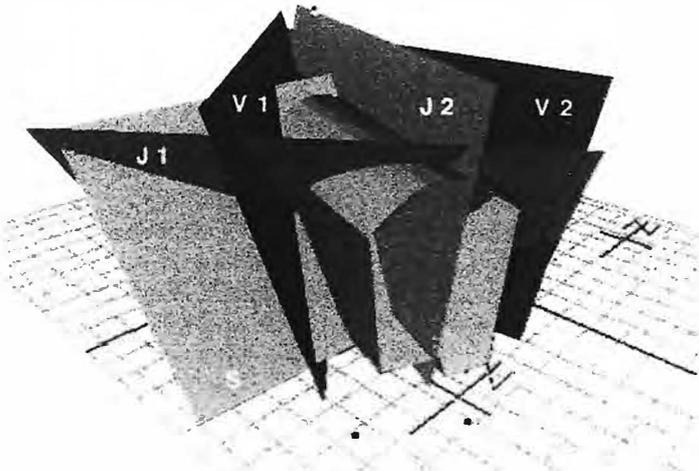


Bild 5 Räumliche Darstellung der Trennflächen-Systeme.

10^{-9} m/s auf. Das Gebirgswasser fließt dabei entlang den leicht geöffneten Klüften der Systeme J1 und J2. Die Störungen und die Schieferungsflächen sind wegen ihrer dicht gelagerten Füllung, beziehungsweise ihren satten Kontakten undurchlässig. Die Bohrlöcher, die von der Sohle des Pilotstollens senkrecht nach unten vorgetrieben wurden, zeigten artesisch gespannte Verhältnisse (Überdruck=0,4 mWS) und führten leicht thermales Wasser (20°C) mit hohem Anteil an Natrium (270 mg/l), Bikarbonat (354 mg/l) und Sulfat (375 mg/l) bei einer Gesamthärte von 8,4 °F.

Bemessungskonzept für die Kavernenzentrale

Die geplante Kavernenzentrale Mauvoisin II weist folgende Hauptmerkmale in bezug auf die felsmechanischen Untersuchungen auf:

- ▷ Maximaler Ausbruchsquerschnitt in der Maschinenkaverne 650 m²,
- ▷ Große Überlagerungshöhe von 450 bis 500 m,
- ▷ Relativ ungünstige Felsverhältnisse gemäß RMR-System (Mittelwert etwa 40) oder Q-System (Mittelwert etwa 0,9),
- ▷ Stark geschieferter Fels mit drei Trennflächensystemen,
- ▷ Geringer Wasseranfall.

Hervorzuheben ist vor allem die große Überlagerungshöhe im Zusammenhang mit dem großen Ausbruchsquerschnitt. Es gibt kaum ausgeführte Beispiele mit einer ähnlich schwierigen Kombination von geometrischen und geotechnischen Randbedingungen.

Hauptsächliche Gefährdungsbilder

Die Analyse möglicher kritischer Gefährdungsbilder war eines der Mittel, um die herausfordernde Situation in den Griff zu bekommen. Anhand dieser Gefährdungsbilder wurden die notwendigen Maßnahmen zur Gewährleistung einer hinreichenden Sicherheit in jedem Bauzustand erarbeitet.

Folgende Gefährdungsbilder erwiesen sich als maßgebend und wurden speziell untersucht (Bild 6):

- ▷ Große Deformationen an der Ausbruchsoberfläche im Gewölbe und im Wandbereich (Squeezing), mit einer fortschreitenden Auflockerung des schieferigen Gebirgsverbandes,
- ▷ Vollständige Plastifizierung der Felspfeiler zwischen den einzelnen Kavernen,
- ▷ Bildung von Gleitkeilen.

LIEBHERR

**LIEBHERR-WERK
BISCHOFSHOFEN GMBH**
Dr. Hans Liebherr-Straße 4
A-5500 Bischofshofen
Telefon 00 43/64 62/8 88-0
Telefax 00 43/64 62/8 88-385



Liebherr-Radlader beim Einsatz in Österreichs längstem Eisenbahntunnel!

Der Brennerpaß mit nur 1370 m Seehöhe ist der niedrigste und zugleich wichtigste transnationale Alpenübergang; er verbindet den nordeuropäischen mit dem südeuropäischen Wirtschaftsraum. Der in den letzten Jahren übermäßige Zuwachs im Transitgüterverkehr konnte nur noch durch eine Verlagerung von der Schiene auf die Straße bewältigt werden. Dies führte zu einem auf Dauer untragbaren Zustand für Bevölkerung und Umwelt.

Abhilfe soll durch den Ausbau der Bahnlinie über den Brenner geschaffen werden, wofür eine Reihe baulicher Maßnahmen erforderlich sind. Ein wesentlicher Teil war der Bau der zweigleisigen Umfahungsstrecke von Innsbruck, dessen Kernstück der 12 702 m lange Inntal-Tunnel, Österreichs längster Eisenbahntunnel, ist.

Bei der Gestaltung des Tunnelquerschnittes wurde der „Erweiterte Regellichtraum ERL“ gewählt, wodurch der Transport von kompletten LKW-Zügen möglich ist. Die Vortriebsarbeiten wurden nach der „Neuen Österreichischen Tunnelbauweise“ (NÖT) mit konventionellem Sprengbetrieb im Kalotten-Strossen-Rhythmus mit vorausseilender Kalotte durchgeführt. Das auszubrechende Material bestand primär aus Quarzphyllit, der teilweise von quartärem Lockermaterial überlagert wurde.

Die Ausbrucharbeiten an Kalotte und Strosse wurden am Nordportal von einem Liebherr-Hydraulikbagger R 942 HD in Tunnelausführung durchgeführt. Zwei Liebherr-Radlader L 551 mit einer 3,5 m³ fassenden Ladeschaufel arbeiteten am Abschlag, während zwei weitere L 551 das Material von einer Zwischendeponie im Tunnel auf Dumper verladen. Ein fünfter L 551 wurde als Universalgerät verwendet.

Für die Einhaltung des Fertigstellungstermines war ein hohes Maß an Verfügbarkeit der Geräte erforderlich. So mußte während der 34 Monate dauernden Vortriebsarbeit ein Materialausbruch von ca. 1,37 Mio. Festkubikmeter bewältigt werden. Dabei waren die Radlader L 551 von Liebherr jeweils mehr als 13 000 Stunden im Einsatz. Diese hatten nicht nur ein Überroll-Schutzdach mit integriertem Steinschlagschutz, sondern auch Abgaskatalysatoren, um die Schadstoffemissionen zu reduzieren.

Neben der Verfügbarkeit waren die geringen Betriebskosten der Radlader ein weiterer wesentlicher Faktor für den erfolgreichen Abschluß dieses Großprojektes. Hier bewiesen die Liebherr-Radlader L 551 dank ihres hydrostatischen Fahrtriebess ihre hohe Wirtschaftlichkeit:

- ⇒ Kraftstoffersparnis - durch niedrige Dieselmotordrehzahl und bessere Ausnutzung der installierten Motorleistung. So betrug der durchschnittliche Kraftstoffverbrauch bei diesem Einsatz nur 23 l/h.
- ⇒ Minimaler Bremsverschleiß - durch den hydrostatischen Antrieb sind die nassen Lamellenbremsen praktisch verschleißfrei.
- ⇒ Geringer Reifenverschleiß - durch den feinfühliglen Antrieb und serienmäßige Selbstsperrdifferenziale. So verschleißten beispielsweise Reifen auf herkömmlichen Radladern im Tunnaleinsatz in ca. 5 000 Betriebsstunden, wohingegen die Liebherr-Radlader ohne Reifenwechsel mehr als 8 000 Stunden im Einsatz waren.

Eine überlegene Antriebstechnik in Verbindung mit einer robusten Arbeitsausrüstung sicherte den wirtschaftlichen Einsatz der Liebherr-Radlader bei diesem Projekt von europäischer Bedeutung.

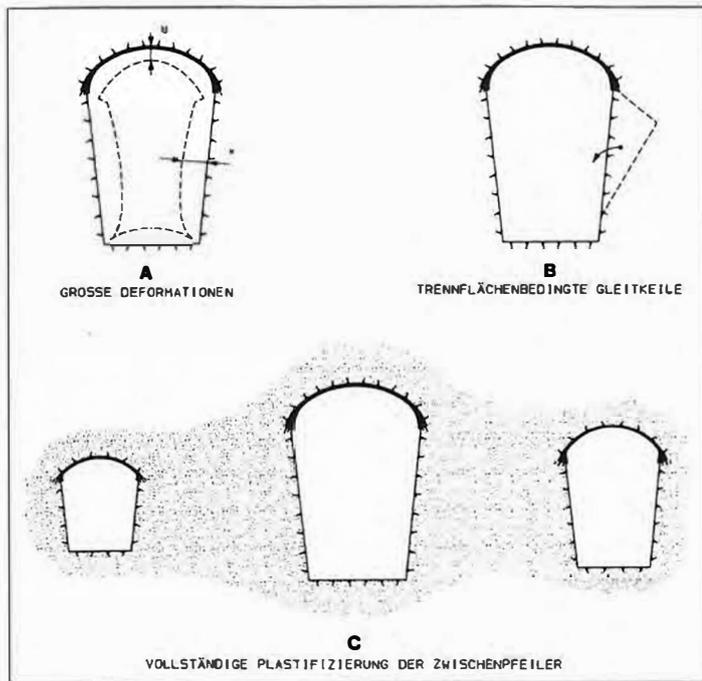


Bild 6 Gefährdungsbilder für den Bau der Maschinenkaverne.

Bau- und Felsicherungskonzept

Den Hauptgefährdungen (vgl. Bild 6) kann nur mit einem Baukonzept begegnet werden, welches rasch einen starken Einbauwiderstand sicherstellt. Umgekehrt muß der Einbau aber auch genügend weich sein, um die zu erwartenden großen Deformationen schadlos aufnehmen zu können. Damit sollen die Verhältnisse an der Ausbruchsoberfläche stabilisiert und die Ausbildung eines selbsttragenden Gebirgs-tragsrings sichergestellt werden.

Als sehr effizientes Hilfsmittel zur Abschätzung des Tragverhaltens der Kaverne und der Wirkung der Stützmittel wurde die Kennlinienmethode am kreisförmigen Ersatzquerschnitt angewandt (5). Der notwendige Einbauwiderstand ergab sich aufgrund dieser Methode zu 0,6 MPa (Bild 7). Als Stützelemente für den erforderlichen massiven Einbau stehen Stabanker, Vorspannanker, Spritzbeton- und Betonschalen einzeln oder in beliebiger Kombination zur Auswahl. Der geforderte Einbauwiderstand kann wirtschaftlich vernünftig nur mit einem kombinierten System sichergestellt werden. Die Beiträge der gewählten Stützmittel zum gesamtem maximalen Ausbauwiderstand von 1,2 MPa ist aus dem Kennliniendiagramm sehr gut ersichtlich.

Die vorhandenen geologischen Verhältnisse ließen plastische Zonen von mehr als 20 m erwarten. Mittels eines Systems von Vorspannankern ist es möglich, die erwarteten Deformationen erheblich zu reduzieren. Die beste Wirkung wird dann erzielt, wenn die Vorspannanker die plastische Zone überbrücken, was maximale Ankerlängen bis zu 24 m bedingt. Da die erwarteten Hohlraumdeformationen nicht streng limitiert werden mußten, wurden alternative Systeme in Betracht gezogen.

Ein Preisvergleich zeigte rasch, daß bei hohem Einbauwiderstand die Kosten eindeutig für den Einsatz einer Betonschale sprachen. Wirtschaftliche Überlegungen und die klar definierte Tragwirkung führten zur Wahl eines mindestens 45 cm starken, armierten Ortbetongewölbes.

Es ist vorgesehen, die Kalotte in 4 m langen Abschlügen aufzufahren und das Kalottengewölbe in maximal 16 m Distanz zur Ortsbrust einzubauen (Bild 8). Diese Beschränkung ist notwendig, damit ein ausreichender Tragwiderstand innerhalb einer Distanz von etwa einem Ausbruchdurchmesser ab Kalottenbrust aufgebaut werden kann.

Zur Sicherstellung der Stabilität zwischen der Kalottenbrust und dem Betongewölbe wird eine Felsicherung bestehend aus 25 cm armiertem Spritzbeton und einer provisorischen Systemankerung mit 8 m langen Felsankern im Raster 1,4 m x 1,4 m eingebaut. Stabilitätsberechnungen zeigten, daß damit die erwarteten Gleitkeile im Kalottengewölbe stabilisiert werden können.

Alternativstudien zum gewählten Konzept ergaben, daß ein massiver Einsatz von Vorspannankern nur eine unwesentliche Verbesserung im globalen Tragverhalten erzeugt. Der Einbau von langen Litzenankern über Kopf gestaltet sich zudem schwierig.

Mit dem gewählten Konzept wird das für den Endzustand notwendige Innengewölbe mit seinem erheblichen Tragwiderstand bereits im Bauzustand voll genutzt. Dies bringt nebst wirtschaftlichen Vorteilen auch die Möglichkeit, das Gewölbe in einem klar kalkulierbaren Arbeitstakt zu erstellen. Das Terminrisiko wird dadurch minimiert.

Im Schutz des Kalottengewölbes wird der Strossenabbau mit einer systematischen Sicherung der Wände mit Spritzbeton und Felsankern vorgenommen (Bild 9). Eine Systemankerung mit einer Spritzbetonschale war aus Sicherheitsüberlegungen („Kopfschutz“) in den Wänden zwingend einzubauen. Mit der angeordneten Verstärkung konnte sichergestellt werden, daß die erwartenden Zugzonen ausreichend bewehrt werden. Gleichzeitig konnte mittels umfangreicher Gleitkeilanalysen der Nachweis erbracht werden, daß damit die zu erwartenden Gleitkörper stabilisiert werden können.

Zur Gewährleistung der Stabilität der Kavernenwände ist die richtige Reihenfolge im Bauablauf von erheblicher Be-

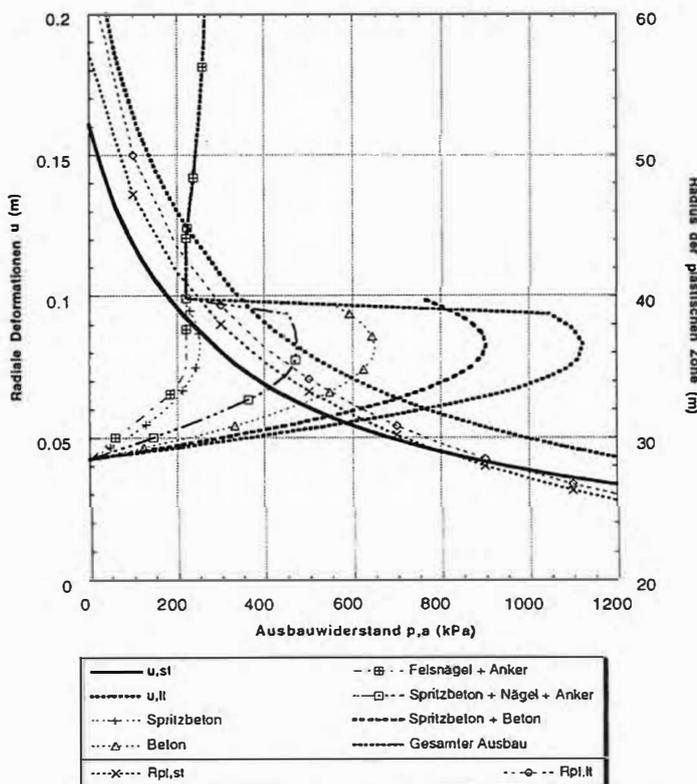


Bild 7 Kennliniendiagramm für die Maschinenkaverne: Radiale Deformationen und Radius der plastischen Zone in Abhängigkeit des Ausbauwiderstandes ($u_{,st}$ und $u_{,lt}$ für Kurz- und Langzeitverhalten).

deutung. Damit sollen „provoziert schlechte Felsverhältnisse“ vermieden werden. Dies gilt im speziellen für die große Anzahl an Verschneidungen von seitlich anschließenden Stollen mit den Kavernenwänden. Die folgenden Ausführungsgrundsätze wurden dem Projekt zugrunde gelegt:

○ Bevor in der Maschinenkaverne eine Ausbruchsetappe in Angriff genommen werden kann, muß die entsprechende Bauetappe in den seitlich angeordneten kleineren Kavernen (Trafo- und der Schieberkaverne) vollständig abgeschlossen sein.

○ Kleinere seitlich anschließende Querschnitte (Stollen) müssen ausgebrochen, gesichert und in den Übergangszonen zusätzlich ausgesteift sein, bevor in den Kavernen die entsprechende darüberliegende Ausbruchsetappe in Angriff genommen wird.

Die guten Erfahrungen beim Bau der Zentrale Martina der Engadiner Kraftwerke AG in ähnlichen Verhältnissen aus den Jahren 1990 bis 1994 haben die Entscheidung zugunsten des beschriebenen Konzepts erleichtert.

Felsstatische Nachweise

Für die konzeptionellen Überlegungen, die Parameteranalyse und zur Plausibilitätsüberprüfung der FE-Resultate wurden vereinfachte Modelle wie die Kennlinienmethode oder Boundary-Element-Analysen angewendet.

Der gesamte Bauablauf wurde schließlich einer FE-Analyse unterworfen. Im Gegensatz zu den vereinfachten Modellen konnten in dieser Berechnung die einzelnen Bauetappen und der Einbauzeitpunkt jedes Stützelementes genau erfasst werden. Die Berechnungen wurden mit dem Programm „Adina“ ausgeführt, wobei die Bruchkriterien nach Drucker-Prager modelliert wurden.

Die Stabilität der Felsfeiler zwischen den einzelnen Kavernen kann nur mittels eines ausreichenden Abstands zwischen den Hohlräumen gewährleistet werden. Bei der gro-

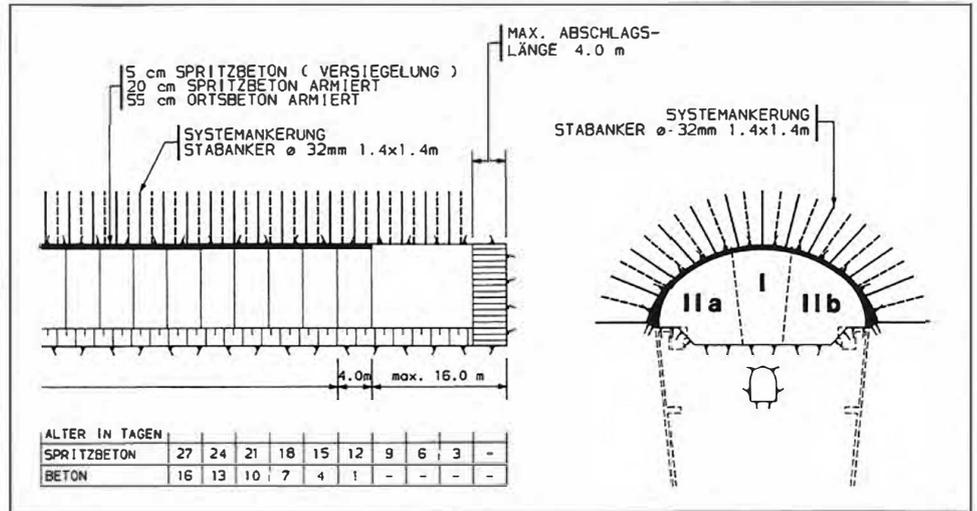


Bild 8 Bauablauf im Kalottenbereich der Maschinenkaverne.

ßen Anzahl an Verbindungsstollen mit teuren Einbauten (Panzerungen, Energieableitungen) war ein erheblicher Zwang vorhanden, die Anlage mit den felsstatisch minimal erforderlichen Abständen auszulegen. Alle Analysen ergaben schließlich, daß diese Anforderungen nur mit einem Achsabstand von 60 m sicher erfüllt werden können.

Die Resultate aus der FE-Berechnung bestätigten dabei die Erwartungen aus den vereinfachten Modellen und unterstrichen die große Bedeutung, welche den analytischen Modellen in der Entwurfsphase zukommt.

Überwachungskonzept

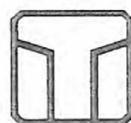
Für die sichere Erstellung der Kavernenhohlräume ist es erforderlich, das effektive Tragverhalten dauernd zu erfassen und kontinuierliche Soll-Ist-Vergleiche anzustellen. Allfällige Abweichungen vom erwarteten Verhalten müssen frühzeitig erkannt und interpretiert werden, damit notwendige Anpassungen rechtzeitig vorgenommen werden können. Im speziellen müssen die Konvergenzmessungen während des Ausbruchs des Zugangsstollens, der Trafo- und der Schieberkaverne frühzeitig zur Verifikation der Berechnungsannahmen beigezogen werden. Sollten sich bei diesen

UMA GUNITE



**SUPPLIER OF TUNNEL PROJECTS:
INN TAL AND GALGENBERG**

liquid and powder,
the reliable set accelerator
for sprayed concrete,
world-wide



Torggler
chimica spa

Meran – Italy
Telefon 04 73 / 28 25 00
Fax 04 73 / 22 04 37

I KALOTTENAUSBRUCH

II GEWÖLBEEINBAU

III STROSSENABBAU

IV ERSTBETON

V MONTAGEN & ZWEITBETON

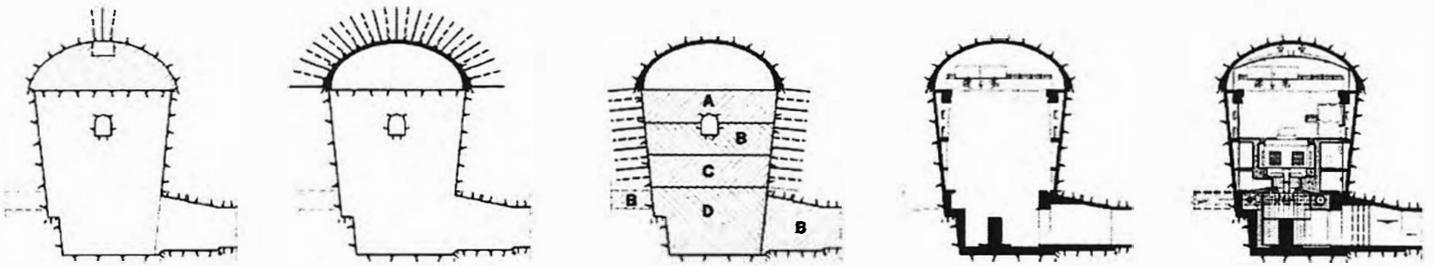


Bild 9 Genereller Bauablauf für die Maschinenkaverne.

Bauten erhebliche Abweichungen vom Erwartungsfall ergeben, müßten die Bauabläufe und das Fels­sicherungskonzept für die Kavernenbauten überprüft und den neuen Gegebenheiten angepaßt werden.

Der begrenzten Dimensionen der Kavernenbaustellen erlauben den Einsatz eines automatisierten Überwachungssystems. Drei Meßquerschnitte in der Maschinenkaverne und je einer in der Schieber- und in der Trafokaverne sind mit je drei bis fünf fernablesbaren 4fach Stangen-Extensometern ausgerüstet (Bild 10). Es ist vorgesehen, die Meßwerte über eine Datenleitung direkt in das Bauleitungsbüro zu übertragen.

Zusätzlich zu den automatisierten Meßquerschnitten mit Extensometern werden weitere Konvergenzmeßquerschnitte angeordnet, welche Auskunft über die absoluten Deformationen geben sollen. Dabei werden die Konvergenzen in jeweils fünf Meßpunkten gemessen. Auch hier ist aus arbeitstechnischen Gründen ein fernablesbares, optisches System vorgesehen.

Schlußfolgerungen

Die geplante Kaverne Mauvoisin II weist im Verhältnis zum Ausbruchquerschnitt und zu den angetroffenen Felseigenschaften eine extrem große Überlagerungshöhe auf. Ein Sondierstollen wurde frühzeitig erstellt und ein umfangrei-

ches felsmechanisches Untersuchungsprogramm durchgeführt. Basierend auf den Versuchsergebnissen, den Aufschlüssen vor Ort und felsmechanischen Berechnungen wurde schließlich eine möglichst optimale Disposition der Anlage gewählt. Gleichzeitig wurde ein Bauablauf definiert, welcher durch möglichst homogene Arbeitsabläufe und eine optimale Nutzung der Innenschale im Bauzustand gekennzeichnet ist. Es bleibt zu hoffen, daß sich die Verhältnisse auf dem europäischen Energiemarkt bald derart verändern werden, daß das energiewirtschaftlich interessante Projekt seiner Realisierung zugeführt werden kann.

Quellennachweis

1. Elektrowatt, Zürich: Erfahrungen beim Betrieb der Kraftwerke Mauvoisin. In: *Schweizerische Bauzeitung* 77 (1959), Nr. 39.
2. Feuz, B.; Schenk, T.: Die Erhöhung der Staumauer Mauvoisin. In: *Wasser-Energie-Luft* 1992, Nr. 10, S. 245-248.
3. Adams, J.; Evans, K.; Wyss, E.: Rock mass stress and hydrogeological characterisation using borehole double-packers. In: *International Water Power & Dam Construction* 1994, S. 38-44.
4. Evans, K., Meier, P.: *Hydrojacking and hydrofracturing tests in a fissile schist in South-west Switzerland: In-situ stress characterisation in difficult rock*. Proceedings of 2nd Int. Conference on the Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Wien, April 1995.
5. Seeber, G. et al.: *Bemessungsverfahren für die Sicherungsmaßnahmen und die Auskleidung von Straßentunnel bei Anwendung der neuen österreichischen Tunnelbauweise*. Bundesministerium für Bauten und Technik, Straßenforschung Heft 133, Wien 1980.

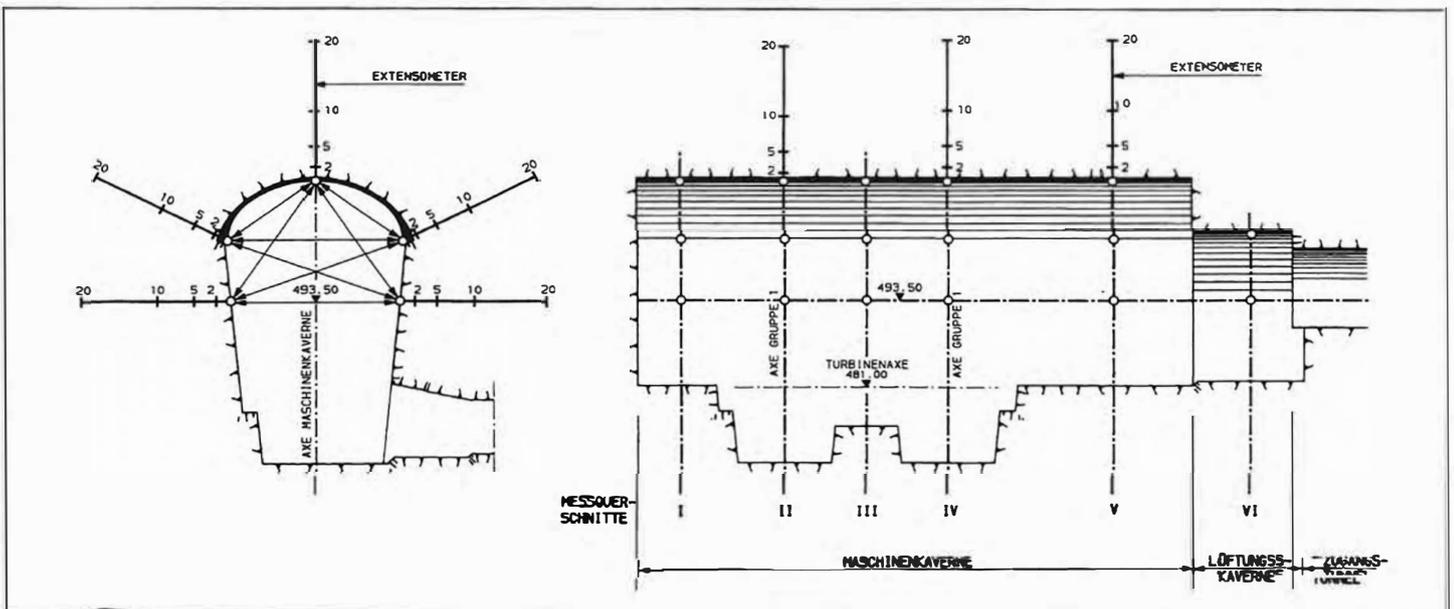


Bild 10 Überwachungskonzept für die Maschinenkaverne. Oben: Schnitt durch einen Messquerschnitt. Unten: Längsschnitt durch Kaverne mit den 6 Messquerschnitten.