# Ausbruch und Felssicherung im Valanginienmergel: Felsmechanische Aspekte

Autor(en): **Skaanes, Stein**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **98 (1980)**

Heft 50: **Zur Eröffnung des Seelisberg-Strassentunnels**

PDF erstellt am: **19.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-74273

**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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

**http://www.e-periodica.ch**

# Ausbruch und Felssicherung im Valanginienmergel

## Felsmechanische Aspekte

Von Stein Skaanes, Zürich

## Problemstellung

Auf einem 2 km langen Tunnelabschnitt liegen die beiden Röhren und die unterirdische Lüftungszentrale Huttegg fast ausschliesslich im Valanginienmergel, einer tonig-mergeligen Gesteinsserie der unteren Kreide. Die Abschätzung des bautechnischen Verhaltens dieser Gesteinsformation bereitete einige Probleme, da vor dem Bau des Seelisbergtunnels nur wenige Stollenbauten mit wesentlich kleinerem Querschnitt unter vergleichbaren Verhältnissen erstellt worden waren. Unbekannt war besonders das Verhalten des Mergels bei hohen Überlagerungen. Im betreffenden Abschnitt betragen diese 200 bis 900 m, so dass der Überlagerungsdruck im ungünstigeren Falle bereits nahe an die geschätzte einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins von 20 bis 30 N/mm² heranreicht.

Für die Projektierung und namentlich für die Bemessung der Bauwerke im Valanginienmergel bestand somit das Bedürfnis nach genaueren Informationen über das Gebirgsverhalten.

## Voruntersuchungen

Zur näheren Abklärung der zu erwartenden Gebirgseigenschaften wurde im Jahre 1970, noch vor der Vergebung der Bauarbeiten, ein 700 m langer Erschliessungsstollen bis in den Bereich der künftigen Lüftungszentrale mit einer Robbins-Vortriebsmaschine von 3,5 m Durchmesser gefräst. Bei Stollenmeter 550 wurde ausserdem seitlich eine 21 m lange, 12 m breite und 8 m hohe Versuchskaverne ausgebrochen (Bild 1). Die Felsüberlagerung beträgt an dieser Stelle rund 500 m.

Nebst der visuellen Beurteilung des Felsverhaltens während mehrerer Monate im Erschliessungsstollen und in der Versuchskaverne wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Konvergenzmessungen im Bereiche der zukünftigen Lüftungszentrale,
- Untersuchungen über Wirksamkeit und Verhalten von Felssicherungsmassnahmen, insbesondere von Vorspannankern, Klebe- und Spreizankern,
- Deformationsmessungen mit Extensometer in der Versuchskaverne,
- Ermittlung von felsmechanischen Kennziffern an Handstücken im Labor.

### Konvergenzmessungen

Zweck dieser Messungen, die aus technischen Gründen erst am neunten Tag nach dem Ausbruch im Messquerschnitt begonnen werden konnten, war die Ermittlung der Grössenordnung der Deformationen und des Langzeitverhaltens des Felsens.

Die Aufzeichnung der Ergebnisse zeigt ein ausserordentlich langes Andauern der Verformungen, die erst nach 160 Tagen nach dem Ausbruch abklingen (Bild 2). Die Deformationen betragen bei einer Messstrecke von rund 3 m 1 bis 2 mm, wobei die nicht erfassten Verformungen bis zum Messbeginn in der gleichen Grössenordnung liegen und zusätzlich zu berücksichtigen sind.

### Untersuchungen an Felsankern in der Versuchskaverne

Zweck dieser Untersuchungen war es, die Anwendbarkeit der für die Lüftungszentrale vorgesehenen Felssicherung zu überprüfen. Neben gewöhnlichen Mörtel-, Kunststoff- und Spreizankern wurden auch vorgespannte Felsanker untersucht. An vier 15 m langen Felsankern mit einer Bruchkraft von 20 kN und einer Prüfkraft von 15 kN wurden empirisch die erforderliche Verankerungslänge und die Ankerkopfausbildung ermittelt. Es wurde insbesondere versucht, die Ankerköpfe so auszubilden, dass sie die Innenverkleidung der Kaverne möglichst wenig tangierten. Aufgrund dieser Versuche wurden für die zur Anwendung gelangenden Anker Verankerungslängen von 4,2 m und versenkte Köpfe aus Spritzbeton festgelegt (Bild 3).

### Extensometermessungen in der Versuchskaverne

Diese Untersuchungen wurden vom Bauunternehmer angeregt und durchgeführt. Mit ihnen wollte man die Grössenordnung der Felsdeformationen unmittelbar nach dem Ausbruch ermitteln und damit Auskunft über die Gefährdung eines Vortriebsschildes erhalten. Um ergänzende Unterlagen zur Berechnung der unterirdischen Bauwerke zu

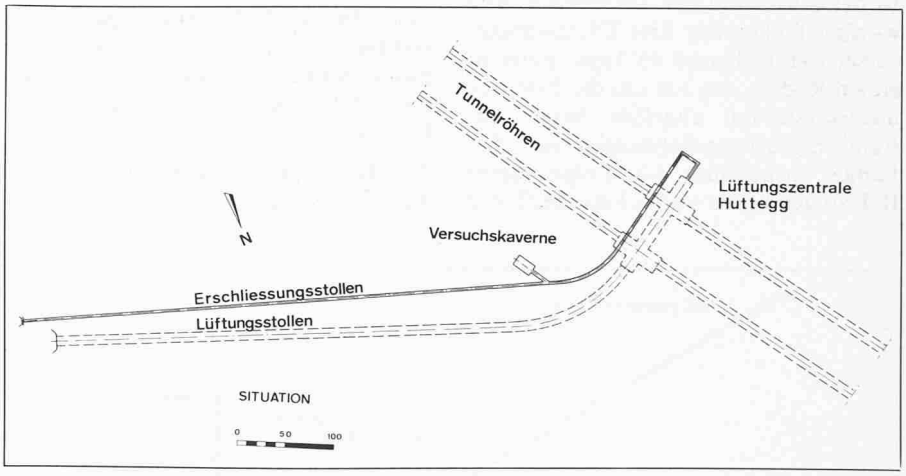



*Bild 1. Erschliessungsstollen Huttegg*

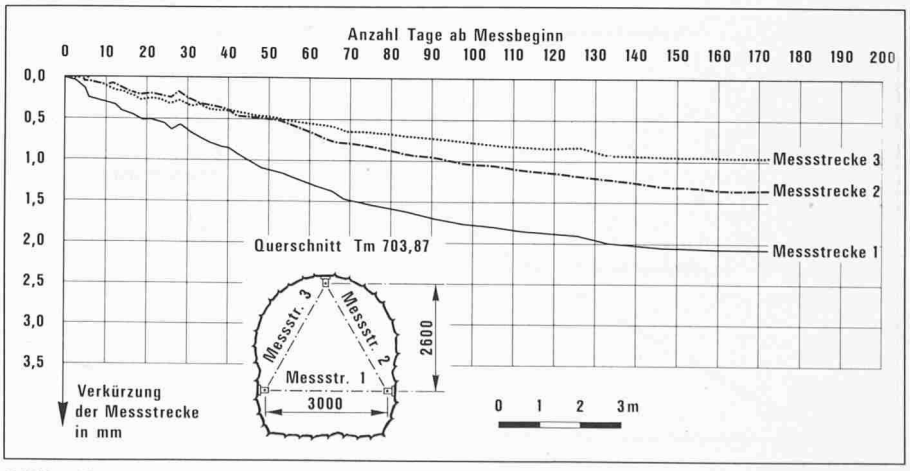



*Bild 2. Konvergenzmessungen im Erschliessungsstollen*

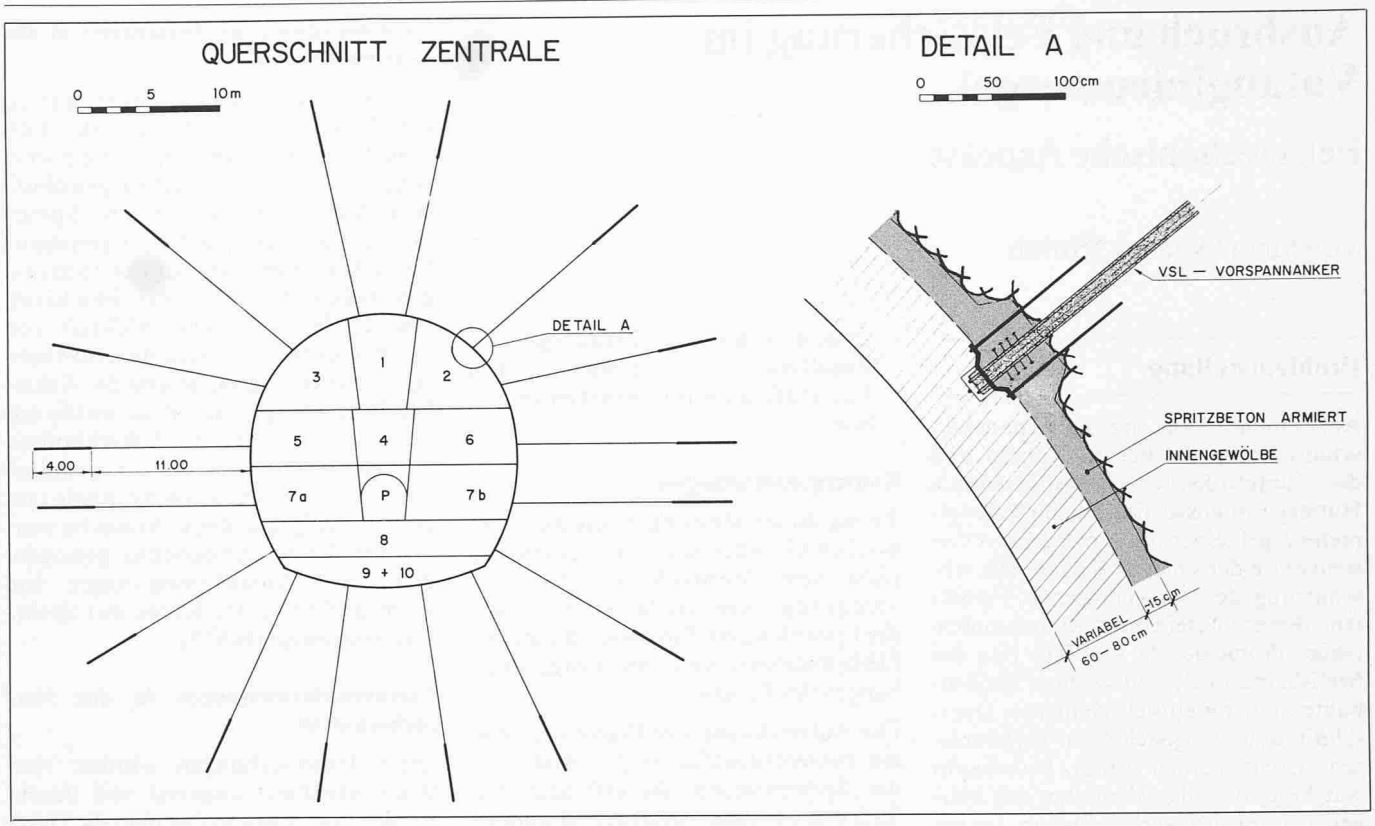



*Bild 3. Anordnung der Anker, Ankerkopfausbildung und Ausbruchetappen Lüftungszentrale Huttegg*

gewinnen, wurden auf Veranlassung des Projektanten die Untersuchungen als *Langzeitversuche* weitergeführt.

In der Stirnwand der Versuchskaverne wurden fächerartig drei Extensometer versetzt (Bild 4) und 40 Tage später in einem Radius von 2 m um die Extensometerköpfe mit ungefähr 30 cm Abstand Entlastungsbohrungen von 4 m Länge ausgeführt. Als Folge dieser Bohrungen traten an der Felsoberfläche verstärkte Konvergenzbewegungen auf. Die Expansionsgeschwindigkeit erhöhte sich von 0,01 mm/Tag vor den Entlastungsbohrungen auf 0,06 bis 0,08 mm/Tag. Die durch die Bohrungen verursachten zusätzlichen Bewegungen dauerten rund drei Monate, in den ersten 15 bis 20 Tagen betrugen sie 50 Prozent.

Aus Bild 5 geht deutlich hervor, dass die Konvergenzbewegung ein Jahr nach erfolgtem Eingriff noch immer mit einer konstanten Geschwindigkeit von etwa 0,01 mm/Tag weiterging und nur sehr langsam abklang.

Die Grösse und der Verlauf der gemessenen Deformationen liess eine Gefährdung eines geeignet ausgebildeten Schildes durch eintretende Felsverformungen ausschliessen.

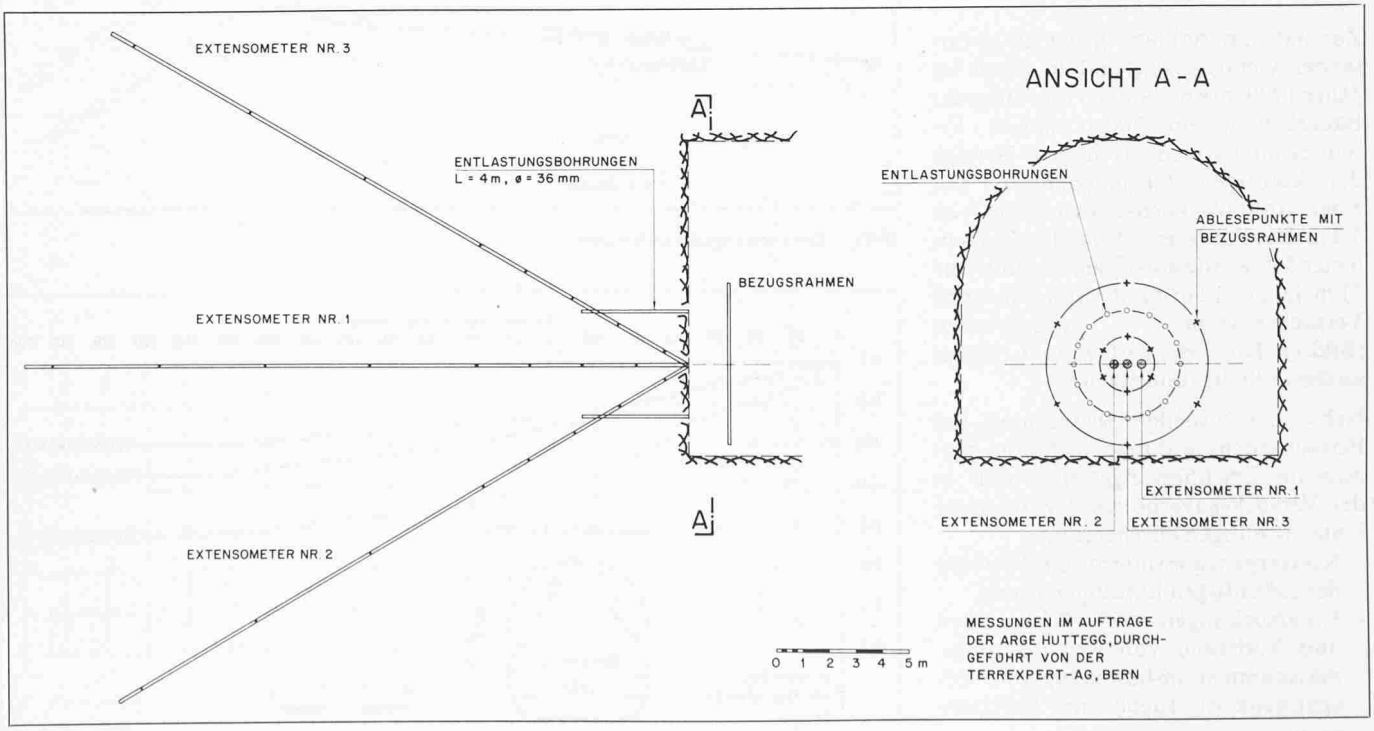



*Bild 4. Anordnung der Deformationsmessungen mit Extensometern in der Versuchskaverne*

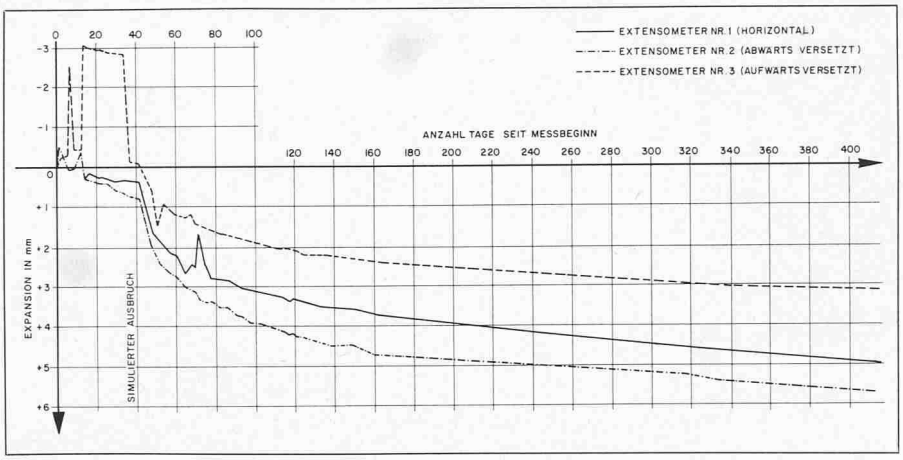



*Bild 5. Ergebnisse der Langzeit-Deformationsmessungen in der Versuchskaverne. Messungen im Auftrag der ARGE Huttegg, ausgeführt von der Terrexpert AG, Bern*

| Kennwerte | | Min. | Max. | Mittel |
|---|---|---|---|---|
| Einaxiale Druckfestigkeit | $N/mm^2$ | 27.5 | 58.0 | 40.0 |
| Winkel der inneren Reibung $\varphi$ | 0° | 20° | 35° | 27° |
| E-Modul | $N/mm^2$ | 6000 | 35000 | 15000 |
| Spez. Gewicht | $Mp/m^3$ | - | - | 2.7 |

*Bild 6. Felsmechanische Kennziffern des Valanginiemergels*

### Laboruntersuchungen

An mehreren Stellen des Erschliessungsstollens wurden Felsproben entnommen und im Labor untersucht. Die in *verschiedenen Instituten mit unterschiedlichen Methoden* durchgeführten Tests zeigten eine *grosse Streuung der felsmechanischen Kennziffern*. Der Valanginienmergel erwies sich als ein sehr inhomogenes Gestein. Die nachfolgende Tabelle gibt einen kleinen Überblick über die ermittelten Daten (Bild 6).

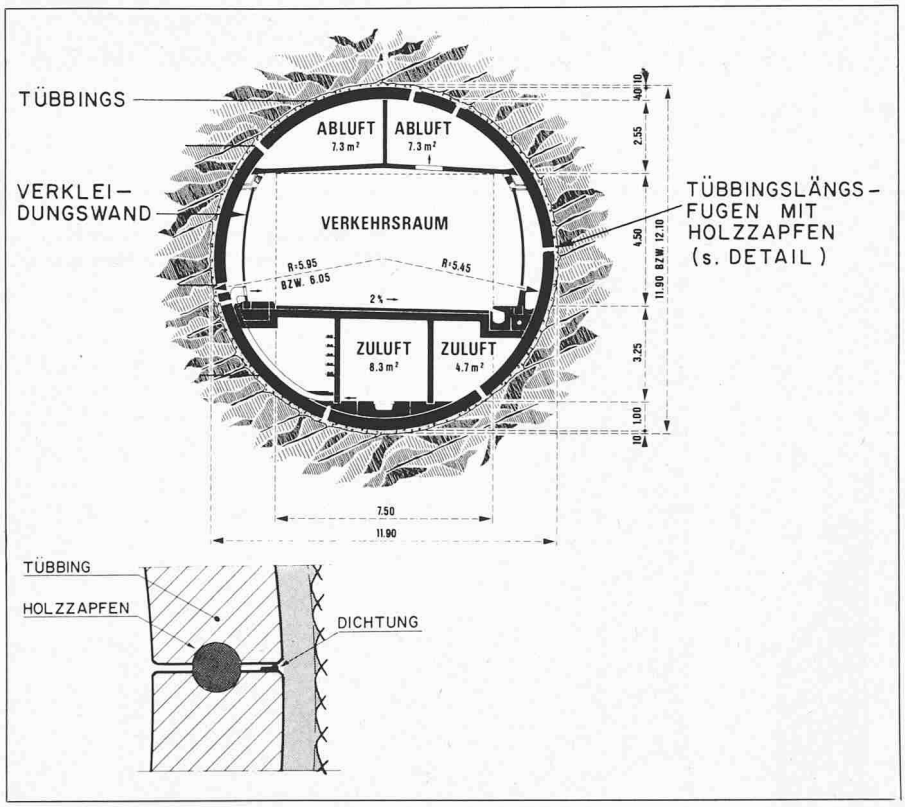



*Bild 7. Tübbingeinteilung und Gelenkausbildung*

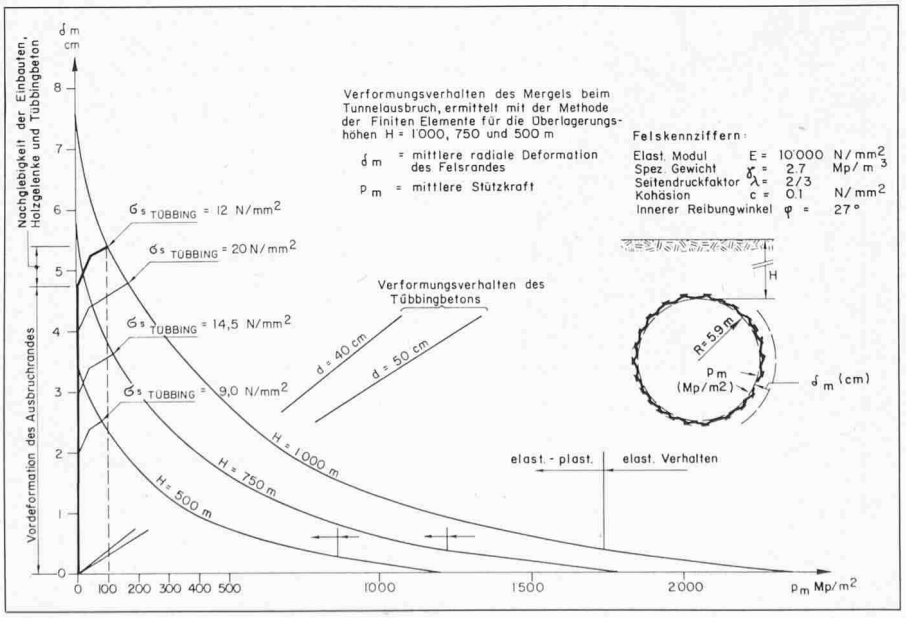



*Bild 8. Beanspruchung der Tübbinge*

## Folgerungen aus den Untersuchungen für den Bau der Tunnelröhren

### Konstruktive Ausbildung und Bemessung der Verkleidung

Aufgrund der geologischen Prognosen und der Beobachtungen im Erschliessungsstollen war im Mergel mit äusserst geringer bis keiner Wasserführung zu rechnen. Da ausserdem der Fahrraum mit einer vorgesetzten Wandverkleidung versehen ist, entschied man sich für eine *einschalige Tübbingverkleidung ohne Isolation und Innengewölbe*.

Die konstruktive Ausbildung der Tübbingverkleidung wurde in enger Zusammenarbeit mit dem Unternehmer festgelegt und bei den Berechnungen entsprechend berücksichtigt. Wichtig für die Bestimmung der Tübbingstärken war besonders die *Ausbildung der Fugen* zwischen den einzelnen Tübbings. Die vom Unternehmer vorgeschlagene Lösung, die Längsfugen mit konischen Holzzapfen gelenkig auszubilden, entsprach der felsmechanischen Forderung nach einem nachgiebigen Einbau und wurde nach umfangreichen Abklärungen über Qualität, Deformationen und Langzeitverhalten sowie Imprägnierung des Holzes übernommen (Bild 7).

Die Gelenke sind so ausgebildet, dass im Moment des Einbaues der Holzzapfen zwischen den Tübbings jeweils ein

Spielraum von 5 bis 6 mm verbleibt. Beim Aufbau des Gebirgsdruckes werden dann die Holzzapfen so lange zusammengepresst, bis die Kräfte über die gesamte Betonfläche übertragen werden. Durch dieses nachgiebige Verhalten, bei dem sich der Durchmesser des Verkleidungsringes um 1 bis 2 cm verkürzt, reduzieren sich die errechneten Betonspannungen um rund 30 Prozent.

Für die *Bestimmung der Tübbingstärken* wurden felsmechanische Berechnungen nach der *Methode der Finiten Elemente* und nach der *Kennlinien-Methode* durchgeführt und mit variierenden Parametern die zu erwartenden Betonspannungen in den Tübbings abgeschätzt. Die Resultate dieser Berechnungen (Bild 8) ergaben unter Berücksichtigung des Einbauvorganges, der Vordeformationen sowie der Nachgiebigkeit des Einbaues für die 50 cm starken Tübbings in Tunnelabschnitten mit Überlagerungen von 900 m Normalspannungen von 9 bis 12 N/mm². Die errechnete Deformation des Tübbingeinbaues betrug 1,5 bis 2,0 cm.

Die Einbaubedingungen dürfen bei der Bemessung der Tübbings nicht ausser acht gelassen werden. So erforderten die sehr hohen Pressdrücke zum Vorschieben des Schildes Tübbing-Minimalstärken von 40 cm. Hingegen konnte der Umstand, dass aus programmlichen Gründen für die Tunnelröhren südlich und nördlich der Ventilationskaverne (Überlagerungen 200 bis 500 m und 500 bis 900) zwei verschiedene Schilder zum Einsatz kamen, dazu benützt werden, Schilddurchmesser und Tübbingstärke aufeinander abzustimmen.

In den beiden nördlichen Tunnelästen mit Überlagerungen bis 900 m wurde durch Vergrösserung des Innendurchmessers der Tunnelröhren eine Raumreserve geschaffen, damit als zusätzliche Verstärkung ein Innengewölbe hätte eingebaut werden können, falls es notwendig gewesen wäre. Diese Massnahme wurde vorgesehen, um nicht auf der gesamten Abschnittslänge die ungünstigsten Felsverhältnisse für die Bemessung der Tübbings zugrunde legen zu müssen.

Aufgrund der felsmechanischen Berechnungen und unter Berücksichtigung der konstruktiven Ausbildung und der Montagebeanspruchung wurden folgende *Tübbingstärken* gewählt:

- 40 cm für den südlichen Abschnitt, Überlagerung max. 500 m,
- 50 cm für den nördlichen Abschnitt, Überlagerung max. 900 m.

Die Armierung der Tübbings (Bild 9) besteht aus bi-Stahl (Streckgrenze 680 N/mm²). Die Wahl dieses hochwertigen Stahles erlaubte es, den Armierungsquerschnitt auf rund die Hälfte

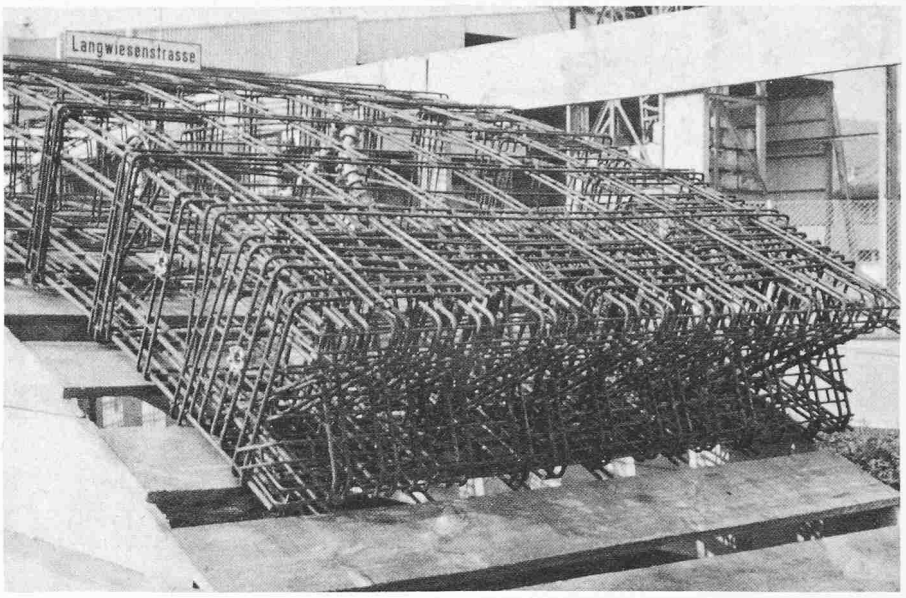



*Bild 9. Tübbingarmierung*

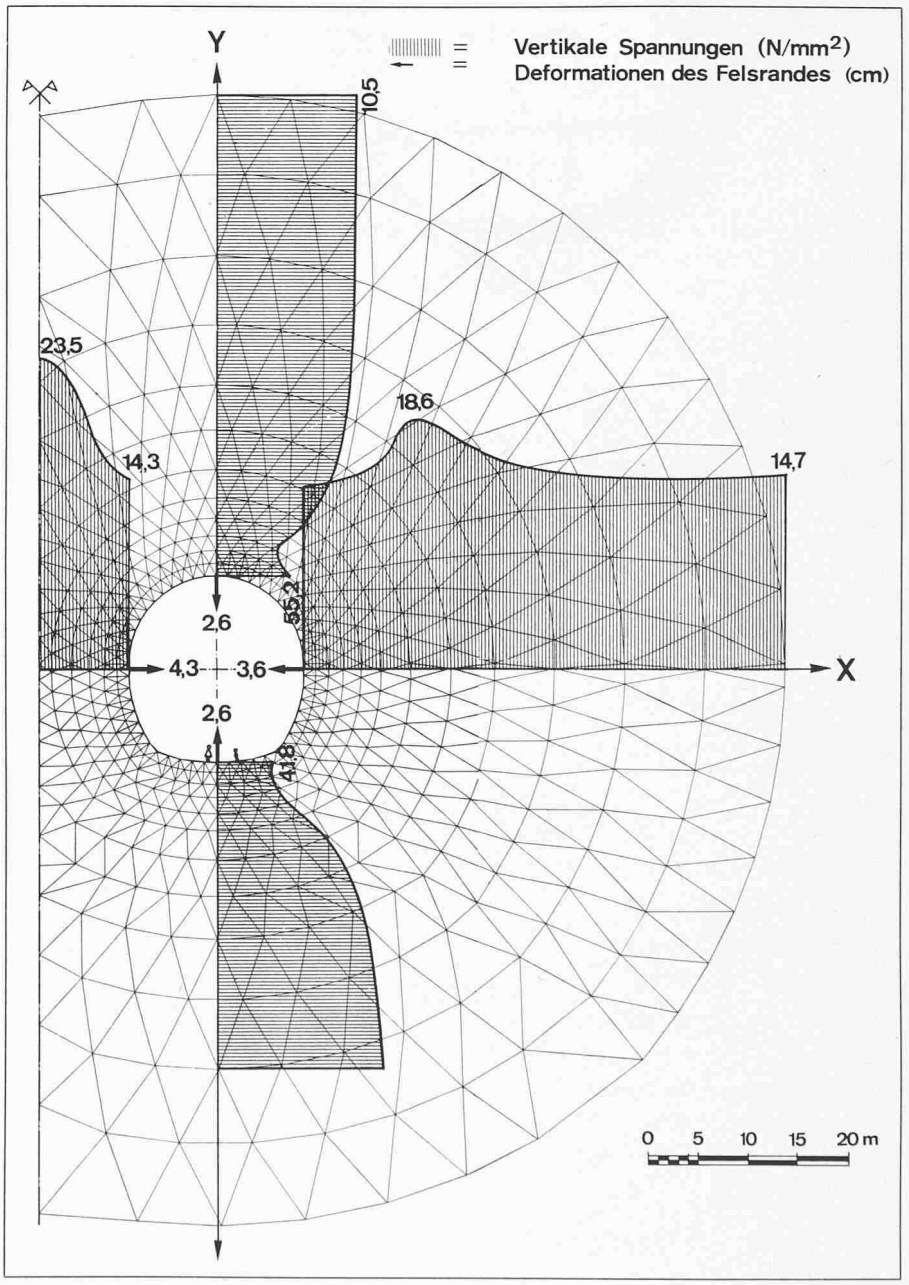



*Bild 10. Ergebnis einer der zahlreichen Spanungs- und Deformationsberechnungen, Verlauf der Gebirgsspannungen und Deformationen nach Ausbruch der beiden Kavernen*

von Stahl IV zu reduzieren und damit eine einwandfreie Herstellung der Tübbings zu ermöglichen.

**Wahl der Baumethode**

Der Bau des Erschliessungsstollens vermittelte eine Reihe wertvoller Erkenntnisse über das Gestein und dessen Verhalten, insbesondere:

- die Druckfestigkeit des Valanginienmergels liegt durchwegs höher als ursprünglich angenommen,
- das Gestein ist methangasführend,
- die Standfestigkeit des Valanginienmergels ist besser als erwartet. Im Stollen von 3,50 m Durchmesser erreichte die Standzeit ohne Sicherungsmassnahmen mehrere Monate. Zum Teil war das auch eine Folge des schonenden Ausbruches mit der Robbins-Fräse.
- der Valanginienmergel eignet sich gut für mechanischen Ausbruch.

Diese Beobachtungen sowie die Ergebnisse der felsmechanischen Untersuchungen fanden ihren Niederschlag in folgenden *Bedingungen der Ausschreibung*, die ihrerseits grundlegend die Wahl der Baumethoden beeinflussten:

- aus statischen Gründen soll ein Kreisprofil gewählt werden,
- die Felssicherung und der Einbau sind möglichst rasch und wirksam mit sofortigem Sohlschluss auszuführen,
- durch laufende Sicherung bei konventionellem oder durch Tübbingeinbau bei mechanischem Vortrieb ist das Gebirge vor Witterungseinflüssen zu schützen,
- der Ausbruch soll ohne Wasserzufuhr erfolgen,
- es soll ein nachgiebiger Einbau gewählt werden,
- die Standzeit des Mergels kann mit schonendem Ausbruch beachtlich erhöht werden,
- bei laufender Sicherung ist Vollausbruch möglich,
- wegen Methangasvorkommen sind die erforderlichen Sicherheitsvorkehrungen zu treffen.

Der mit der Ausführung beauftragte Unternehmer kam diesen Forderungen nach, indem er einen *Schildvortrieb mit mechanischem Ausbruch durch Abrippern mit einem Reisszahnbagger* wählte. Die Verkleidung folgte unmittelbar dem Vortrieb mit am Schildschwanz versetzten Tübbings.

## Folgerungen aus den Voruntersuchungen für den Kavernenbau

**Bemessung der Felssicherung und der Verkleidung**

Die Bemessung der Felssicherung und der Verkleidung erfolgte mittels verschiedener statischer Berechnungen, u.a. mit Hilfe der Finiten Elemente (Bild 10) und zwar sowohl rein elastisch als auch unter Einbezug plastischer Deformationen im Fliessbereich.

Die für die Berechnungen verwendeten Modelle vermögen die tatsächlichen felsmechanischen Vorgänge beim Bau der Zentrale nur annähernd zu berücksichtigen. Dazu kommt noch die Unsicherheit bei der Wahl der stark variierenden Felskennziffern, die in den Berechnungen verwendet werden. Die mit vorsichtigen Annahmen durchgeführten felsmechanischen Berechnungen ergaben am Hohlraumrand erforderliche Stützkräfte von 500 bis 600 kN/m².

**Wahl der Baumethode**

In Anbetracht der Inhomogenität des Gebirges und der stark streuenden Felskennziffern sowie der uneinheitlichen Resultate der verschiedenen felsmechanischen Berechnungsmodelle wurde bei der Bestimmung der Felssicherung für die Zentrale Huttegg ein *halb theoretisches, halb empirisches Vorgehen* angewandt. Die unmittelbar dem Ausbruch folgende Felssicherung wurde auf durchschnittliche Felsverhältnisse ausgelegt (Stützkraft rund 300 kN/mm²). Schlechtere Felspartien sind aufgrund sorgfältiger Überwachung der Ausbruchflächen, Deformationsmessungen und Kontrolle der Ankerkräfte lokalisiert und, falls notwendig, nachträglich verstärkt worden. Der sich langsam deformierende Mergel war für dieses Vorgehen besonders geeignet, da auch für nachträglich angeordnete Sicherungsmassnahmen genügend Zeit zur Verfügung stand.

Der gewählte Bauvorgang sah einen etappenweisen Ausbruch vor (Bild 11). Die Sicherung der Felsoberfläche erfolgte unmittelbar hinter dem Ausbruch und bestand aus:

- einer 10 bis 15 cm starken, armierten Spritzbetonverkleidung,
- Perfo-Ankern, Länge 3,8 m, 1 Stück/m²,
- vorgespannten VSL-Felsankern, Länge 15 bis 17 m, Prüfkraft 150 Mp, 1 Stück/18 m².

Die verwendeten Felsanker weisen eine Bruchlast von 2300 kN auf. Sie wurden auf 400 bis 600 kN vorgespannt, so dass sich die Gebrauchslast erst nach einer gewissen Felsdeformation aufbaute. Lage und Richtung der Anker hatten auf die Ausbruchsphasen Rücksicht zu nehmen und wurden anhand eines Modelles festgelegt (Bild 12).

Die festgelegte Felssicherung musste nur lokal im mittleren Teil der Querkaverne zwischen den beiden Ventilatorenkavernen verstärkt werden. Hier mussten im Kalottenbereich zusätzliche Felsanker und, nachdem die Deformationen nicht zum Stillstand kamen, vier 25 cm starke und 4 m breite armierte Spritzbetonringe eingezogen werden.

Die Innenverkleidung wurde nach Abschluss der Ausbruch- und Felssicherungsarbeiten betoniert.

## Kontrollmessungen am Bauwerk

Die am Bauwerk vorgenommenen Kontrollmessungen verfolgten den Zweck,

- die felsmechanischen Annahmen zu überprüfen,
- die Felssicherung auf die effektiv auftretenden Gebirgsverhältnisse abzustimmen,
- die Sicherheit des Bauwerkes und damit der Arbeitskräfte zu überwachen.

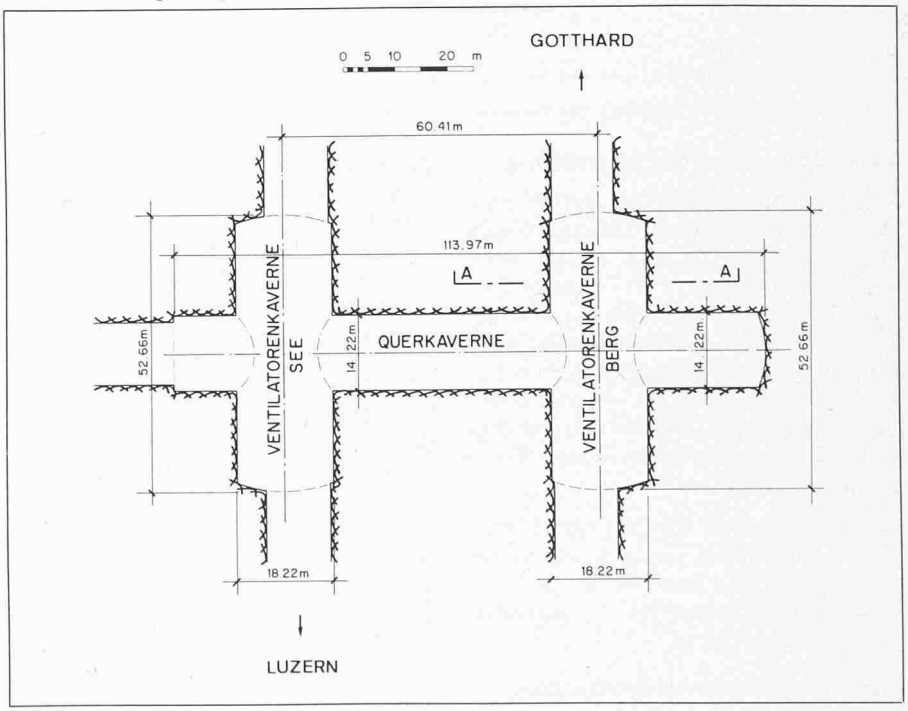



*Bild 11. Lüftungszentrale Huttegg. Grundriss (Schnitte vgl. Bild 3)*

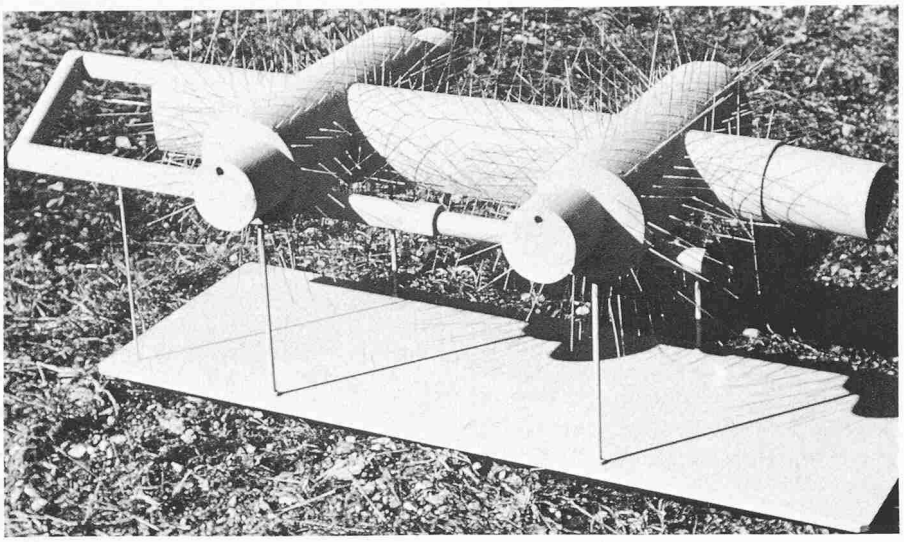


*Bild 12. Lüftungszentrale Huttegg. Modell zur Festlegung der Felsanker*

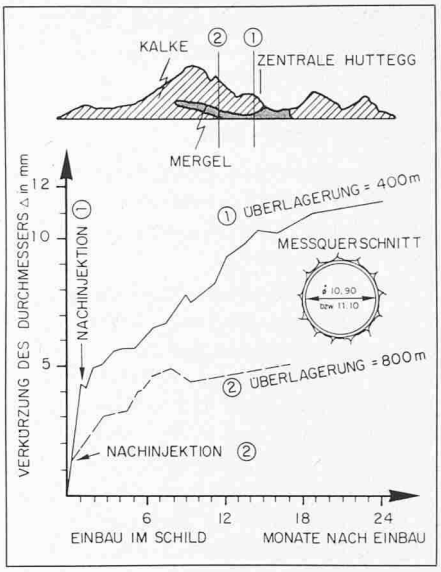



*Bild 13. Konvergenzmessungen Tübbingverkleidung. ①, ②: Lage der Messquerschnitte*

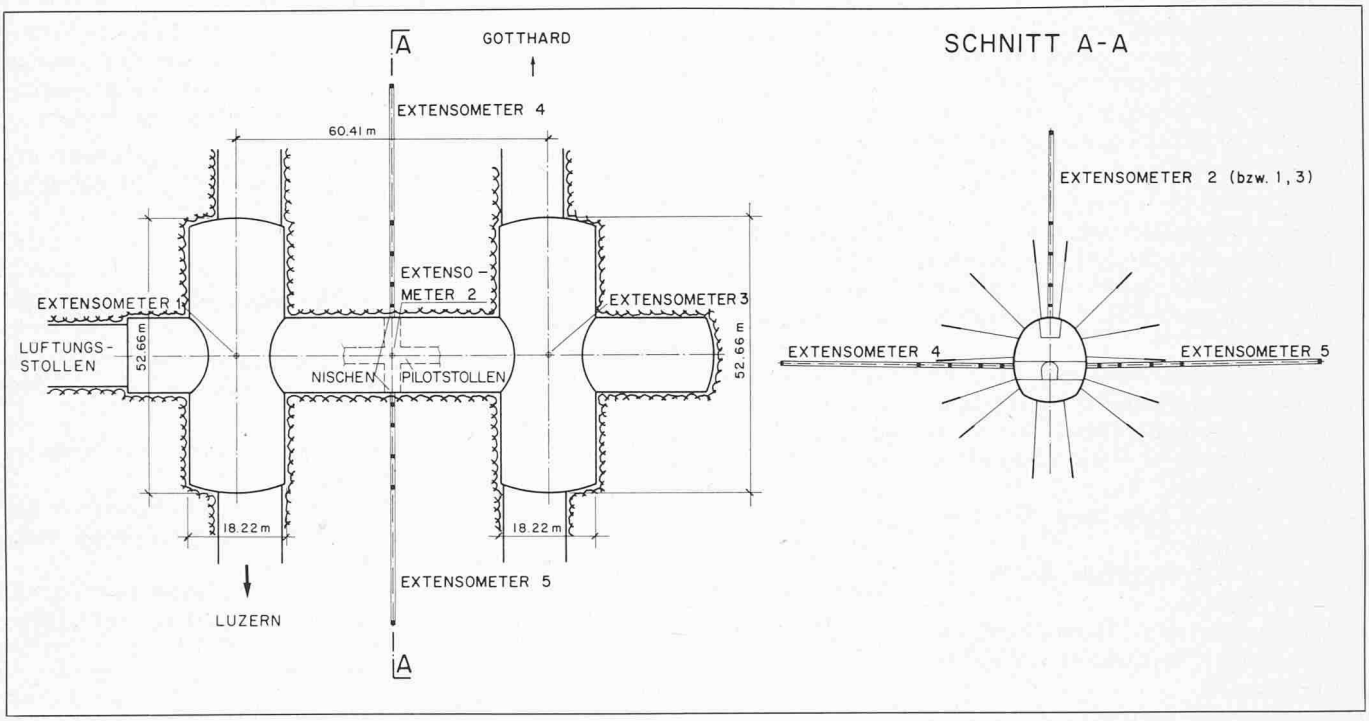



*Bild 14. Lüftungskaverne Huttegg. Anordnung der Extensometer*

**Kontrollen an der Tübbingverkleidung**

An einigen ausgewählten Stellen wurden die horizontalen Deformationen der Tübbingverkleidung mittels Konvergenzmessungen kontrolliert (Bild 13). Die Grundmessung erfolgte bereits während des Einbaues des Tübbingringes im Schildschwanz. Die maximale Verkürzung des Durchmessers des Ringes betrug 23 Monate nach dem Einbau 11 mm, errechnet waren Werte von 15 bis 20 mm.

Die Messresultate spiegeln deutlich die *Inhomogenität* des Gesteins, indem bei Überlagerungen von 400 m grössere Konvergenzbewegungen gemessen wurden als bei 800 m.

**Kontrollen während des Kavernenbaus**

Es wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Messung der Felsdeformationen mit Hilfe von Extensometern
- Kontrolle der Ankerkräfte der vorgespannten Felsanker mit Druckmessdosen,
- Konvergenzmessungen.

*Extensometermessungen*

Ein Messquerschnitt in der Mitte der Querkaverne umfasste drei Extensometer, wovon ein vertikales im Scheitel der Kaverne und zwei horizontale im Widerlagerbereich (Bild 14). Je ein weiteres Extensometer wurde in der Kalotte der Kreuzungspunkte der Querkaverne mit den Längskavernen angeordnet. Die beiden horizontalen Extensometer konnten bereits vor Beginn der Ausbrucharbeiten von einem Pilotstollen aus versetzt werden, die drei vertikalen erst nach dem Ausbruch des Firststollens.

Die Messungen wurden normalerweise einmal wöchentlich durchgeführt. Bei besonderen Ereignissen, z.B. bei sprunghaften Veränderungen der Messwerte, wurde täglich gemessen.

Die Ausbrucharbeiten verursachten in den Kreuzgewölben keine starken Felsbewegungen. Ebenso traten während der ganzen Messdauer keine Bewegungssprünge auf. Die Deformationen während einer Messdauer von zweieinhalb Jahren betragen etwa 2,5 cm.

Im mittleren Teil der Querkaverne war vor allem während der ersten Ausbruchphase eine grosse Felsdeformation zu beobachten (Bild 15). Die ausserordentlichen Verhältnisse waren auf eine lokale Schwächezone zwischen den

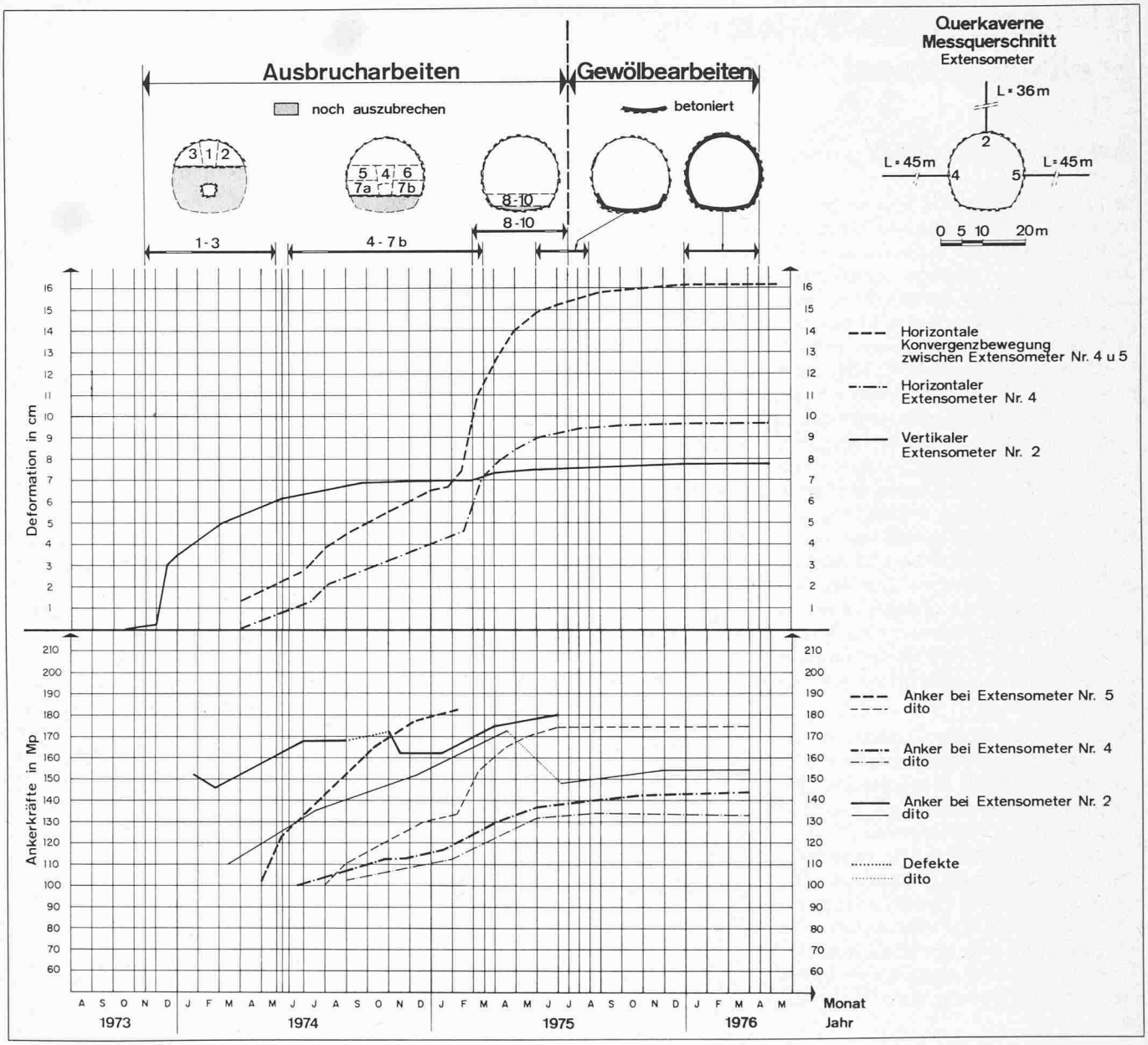



*Bild 15. Extensometer-, Konvergenz- und Ankerkraftmessungen in der Querkaverne*

beiden Längskavernen zurückzuführen. Die gesamte Deformation erreichte 8 cm, wobei schon nach 14 Tagen 30 mm gemessen wurden. Erst zusätzliche Felssicherungsmassnahmen brachten die Bewegungen zum Abklingen. Während der Ausbrucharbeiten der Etappen 7a und 7b in der Nähe der Extensometer weist die Kurve noch einmal zwei deutliche Steigerungen der Deformationsbewegungen von 8 mm und 5 mm in 14 Tagen auf. Rund 80 Prozent der gesamten vertikalen Deformationen fanden während des Kalottenausbruches statt.

Die Extensometermessungen zeigen, dass die Deformationen hauptsächlich auf die Auflockerung des Gebirges in den ersten 2 m ab Ausbruchfläche zurückzuführen sind. Die Gesamtdeformation, die an der Felsoberfläche 8 cm erreichte, betrug in 2 m Tiefe noch 2,2 cm und in 6 m Tiefe noch 1,3 cm.

*Konvergenzmessungen*

Die Konvergenzmessungen bieten eine einfache und rasche Methode, sich über die Deformationsverhältnisse ins Bild zu setzen. In der Zentrale Huttegg befanden sich drei Messstellen. Die grössten Felsbewegungen wurden in der Querkaverne gemessen, wo in zweieinhalb Jahren bei einem Durchmesser von 14 m eine Totaldeformation von 16 cm, also 8 cm je Seite, festgestellt wurde. Das Diagramm in Bild 15 zeigt übrigens deutlich, wie die Bewegungen erst aufhörten, als das Innengewölbe eingebaut war.

*Druckmessdosen*

Die durch Felsbewegungen bedingte Zunahme der Ankerkräfte wurde mit zehn Druckmessdosen überwacht. Im Bereiche der Kreuzgewölbe erhöhten sich die Ankerkräfte von 8 auf rund 10 MN, in der Querkaverne von 4 auf über 18 MN. Bild 15 zeigt die Änderung der Ankerkräfte in Abhängigkeit der Zeit. Die grösste Zunahme betrug 2 MN je Monat. Mit wenigen Ausnahmen ergab sich eine gute Übereinstimmung zwischen Ankerkraftzunahme und gemessenen Deformationen.

## Schlusswort

Die unterirdischen Arbeiten im Valanginienmergel haben der Projektierung, der Bauleitung und dem Unternehmer aussergewöhnliche Probleme aufgegeben. Sie wurden erfolgreich gelöst dank der Anwendung moderner felsmechanischer Erkenntnisse, aber nicht minder der grossen praktischen Erfahrung der Beteiligten. Mit felsmechanischen Berechnungen und Messungen wurde versucht, unter Berücksichtigung von Aufwand und Nutzen eine den wechselnden Felsverhältnissen Rechnung tragende Dimensionierung der Bauwerke unter Anwendung von sicheren Baumethoden vorzunehmen. Nach Abschluss der Arbeiten darf festgestellt werden, dass dieses Ziel erreicht worden ist.

Adresse des Verfassers: *S. Skaanes*, dipl. Ing. ETH, Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, 8022 Zürich