

Lehrstuhl und Prüfamnt
für
Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe
Heft 10

Beiträge zur Felsmechanik

München, 1987

Herausgegeben von
Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik
und Felsmechanik

Eigenverlag: Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau,
Bodenmechanik und Felsmechanik
Technische Universität München
Baumbachstraße 7
8000 München 60
Tel.: (089) 8895-200

DISSERTATIONS- UND FOTODRUCK FRANK GmbH
8000 München 2, Gabelsbergerstr. 15, Tel. 288663

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Geleitwort	
Autoren der Beiträge	
Abstracts	
v. SOOS, P.	1
Felsbeschreibung und Felsklassifikation in deutschen geotechnischen Regelwerken	
TRUNK, U.	17
Felsklassifizierungssysteme und ihre Anwendung im Untertagebau - eine vergleichende Untersuchung	
PEINTINGER, B.	27
Einführung in den Tunnelbau	
REITMEIER, W.	35
Die Lagekugel - ein Hilfsmittel zur Lösung von Aufgaben in der Felsmechanik	
HELLERER, H.O.	49
Probleme der Klufftgefügeaufnahme und der Homogenbereiche im Fels	
OSTERMAYER, H.	73
Felsanker bei neuen Brückenbauverfahren	
KORECK, H.-W.	101
Tragfähigkeit von Bohrpfehlen im Fels	
VAVROVSKI, G.-M.	121
Erfahrungen aus Planung und Ausführung von Felsböschungen beim Bau der Neubaustrecke Hannover-Würzburg	

	Seite
HELLERER, H. O. / OSTERMAYER, H. Felsmechanische Untersuchungen und Erfahrungen beim Neubau der Funkübertragungsstelle auf der Zugspitze	133
HÖNISCH, K. Felsmechanische Überlegungen beim Entwurf von Krafthauskavernen	151
WERNER, H. U. Angewandte Felsmechanik dargestellt an Beispielen aus internationaler Consulting-Tätigkeit	163

Geleitwort

Die vorliegende Sammlung von Beiträgen zur Felsmechanik widmet der Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München

Herrn Honorarprofessor Dipl.-Ing. Dr.-Ing. h.c. Franz Pacher,
Salzburg

in dankbarer Anerkennung seiner Verdienste um die langjährige Ausbildung der Studenten des 7. Semesters im Rahmen der Vorlesung "Felsmechanik".

Diese Lehrtätigkeit von Prof. Pacher, die in der Nachfolge von Leopold Müller im Jahr 1966 begann, endete nun mit dem Wintersemester 1986/87. Die Vorlesung fand in diesen zwei Jahrzehnten stets regen Zuspruch, nicht nur wegen des äußerst interessanten und in dieser Zeitperiode an Aktualität gewonnenen Fachgebiets, sondern auch wegen der engagierten Persönlichkeit und dem außergewöhnlichen Praxiswissen des Lehrbeauftragten. Die Hörer der Vorlesung und die Mitarbeiter, die assistieren durften, wissen dies glücklich zu schätzen.

Seit nunmehr 23 Jahren besteht die Lehrveranstaltung Felsmechanik an der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München. Diese Veranstaltung kann für sich in Anspruch nehmen, die erste Felsmechanik-Vorlesung an einer deutschen Technischen Hochschule bzw. Universität gewesen zu sein. Veranlaßt durch die zunehmende Bedeutung des unter- und oberirdischen Felsbaues, insbesondere im Zusammenhang mit dem Tunnel-, Kavernen- und Talsperrenbau, vollzog sich in diesem Vierteljahrhundert eine geradezu stürmische technologische und wissenschaftliche Entwicklung. Ihr wurde nicht nur im Inhalt der Vorlesung am Lehrstuhl, sondern insbesondere in den

II

letzten Jahren auch strukturell im Rahmen der Prüf- und Beratungsaufgaben des Instituts Rechnung getragen. So war es seitens der Fakultät eine folgerichtige Entscheidung, bereits bei der Wiederbesetzung der Stelle des Lehrstuhlinhabers im Jahr 1980 neben den Fachgebieten Bodenmechanik und Grundbau auch die Vertretung des Fachgebietes Felsmechanik einzubeziehen. Gleichermaßen konsequent und wichtig für die Entwicklung des Instituts war die antragsgemäße Verfügung des Bayerischen Staatsministeriums für Unterricht und Kultus im Jahr 1982, Lehrstuhl und Prüfamnt in "Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik" umzubenennen. Schließlich wird sich mit Beginn des Sommersemesters 1988 eine weitere Änderung vollziehen, indem die bisherige Wahlpflichtvorlesung "Felsmechanik" im Rahmen des Vertieferstudiums grundsätzlich für alle Studenten zur Pflichtveranstaltung erhoben wird, womit angesichts des Bedarfs der Baupraxis die Kontinuität der studentischen Ausbildung gefördert werden soll.

Die in der Schrift gesammelten Beiträge sind keinem speziellen Thema der Felsmechanik gewidmet, sondern entsprechen den Arbeitsgebieten bzw. Tätigkeiten der Verfasser. Behandelt werden verschiedene Problemstellungen der Baupraxis, aber auch einige Auslesen aus der weitgefächerten Stoffsammlung der Vorlesung von Prof. Pacher finden sich in der Schrift. Die Autoren sind zumeist derzeitige oder ehemalige Mitarbeiter des Instituts, die entweder als Hörer, Assistent oder Dozent an der Lehrveranstaltung Felsmechanik beteiligt waren.

Allen Verfassern sei für die Bereitwilligkeit gedankt, mit der sie ihre Beiträge zur Verfügung gestellt haben, um Herrn Prof. Pacher am Ende seiner verdienstvollen Lehrtätigkeit eine Freude zu bereiten.

R. Floss

München, im Dezember 1987

III

Autoren der Beiträge

- HELLERER, H.O.: Dipl-Geol., Wiss. Mitarbeiter Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München
- HÖNISCH, K.: Dipl.-Ing., Lahmeyer International GmbH, Frankfurt
- KORECK, H.-W.: Dipl.-Ing., Akad. Direktor Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München
- OSTERMAYER, H.: Dr.-Ing., Wiss. Mitarbeiter Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München
- PEINTINGER, B.: Dipl.-Ing., Akad. Rat a.Z. Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München
- REITMEIER, W. Dipl.-Ing., Akad. Rat a.Z. Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München
- v. SOOS, P.: Dipl.-Ing., Ltd. Akad. Direktor Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München
- TRUNK, U.: Dipl.-Ing., Hochtief AG, Niederlassung München,
- VAVROVSKI, G.-M.: Dipl.-Ing. Dr. mont. Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Tunnelbau, Salzburg
- WERNER, H.U.: Dr.-Ing., Dorsch Consult Ingenieurgesellschaft mbH, München

IV

A b s t r a c t s

v. SOOS, P.: Description and geotechnical classification of rock in accordance with German regulations

At the present time German Standards as well as Recommendations of "Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen" and "Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau" are concerned with the task of defining various types of rocks. An overall picture is given showing how the rocks are defined in these standards, their nomenclature, and which classifications are in use. The contradictions and shortcomings of these standards are pointed out.

TRUNK, U.: Rock classification and its application for underground excavations - a comparison

Rock classifications is commonly used in the design of underground excavations. Eleven rock classifications, published between 1946 and 1983, are surveyed. The classification parameters, the concepts and the results are compared. The most important requirements for classification and the most frequent parameters are listed. Rocks from ten projects are classified with three rock classification methods. The rock classification systems are contrasted, with particular emphasis on efficiency and usefulness in describing the required rock parameters.

PEINTINGER, B.: Introduction to tunneling - considerations based on a lecture by Prof. Pacher

This paper describes common problems associated with tunneling and explains the interaction between rock, its support, and construction methods. The influence of the strength of the rock mass, its continuity, method of support, and support anchorage are qualitatively discussed.

REITMEIER, W.: The stereographic projection - an aid for the solution of problems in rock mechanics

This contribution is concerned with the use of the stereographic projection. As a graphic tool, the stereographic projection has been used for many years in the geoscience and enables one to fix the spatial orientation of planes and directions on the drawing plane. Several examples are given to demonstrate how to analyse the interaction of spatial planes and directions in rock mechanics.

HELLERER H.O.: Problems in measuring rock fabric data for stereographic analysis of rock masses

The field measurement of rock joint orientations with a Brunton compass (after CLAR) and the representation of joint systems on a stereographic projection are well known methods in rock mechanics. The difficulties in defining and measuring rock joints and the geometric properties of jointed rock masses are shown by means of several examples.

OSTERMAYER, H.: Use of rock anchors in new methods of bridge construction

In the last few years several bridges have been constructed with the help of new techniques using prestressed grouted anchors to transfer heavy tensile loads of up to 26 MN into the rock. This paper describes 3 case histories which include design and testing practices for single anchors and anchor groups. General experiences from installation (drilling holes, insertion, grouting, stressing) and testing (suitability and acceptance tests, testing of anchor groups and long-term tests) are compiled. On the basis of experience gained recommendations are presented for the use by contractors and practising engineers.

KORECK, H.-W.: Bearing capacity of piles in rock

In connection with the draft of the German Standard DIN 4014 (bored piles), the bearing capacity of bored piles in rock is discussed in this paper. In the German Standard the bearing capacity of piles is dependent on the unconfined compression strength of the rock. The standard values are compared with results of pile load tests. Further critical explanations are given.

VAVROVSKI, G.-M.: Experiences from the planning and construction of rock slopes along the new section of the Hannover-Würzburg high-speed railway

During construction of the new section of the Hannover-Würzburg high-speed railway between Fulda and Gemünden, many rock slopes were made in mottled Triassic sandstone, with heights as great as 40 m. This contribution describes the collective experience gained during the planning and construction of the project.

VI

HELLERER H.O. und OSTERMAYER, H.: Rock-mechanical investigations and extraordinary experience from the construction of the telecommunication station on the "Zugspitze"

On Germany's highest mountain, the Zugspitze (2965 m), a wireless telecommunication station was established. Below existing buildings a rock cut and a tunnel were constructed under extreme conditions, e.g. tourist traffic by 3 cable cars, permafrost, high wind velocities, highly disintegrated and stress relieved rock. One of two antenna bridges was slid forward from the tunnel to a reinforced concrete support near the Austrian border. The rock cut was done with hydraulic wedges. New techniques for rock anchoring were applied and the long-time behaviour of the anchors is reported.

HÖNISCH, K.: Rock mechanics considerations for the design of underground power plants

Economic design and construction of underground cavities for power facilities require an accurate description of the behaviour of the rock mass, its load-displacement characteristics, and the stability of individual blocks within the rock mass. Two examples are given to illustrate the design procedure.

WERNER, H.-U.: Applied Rock Mechanics - Case histories from an international consulting engineer

The questions to be answered by rock mechanic experts vary widely. The case histories compiled in this report show the spectrum of problems to be dealt with in the field of foundations, slopes, tunnels, erosion and karst phenomena in rocky terrain. The projects described are located in Europe and Africa as well as in Middle East and Far East countries. Many future challenges await rock mechanic engineers, due to recent developments in economical technologies of tunneling and construction methods, the trend towards high-speed railways, the underground storage capacity demand, and the increasing need for erosion control measures.

FELSBESCHREIBUNG UND FELSKLASSIFIKATION IN DEUTSCHEN GEOTECHNISCHEN REGELWERKEN

P. von Soos

1. Einleitung

Regelwerke des DIN, der Forschungsgesellschaft für das Straßen- und Verkehrswesen sowie der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau befassen sich wiederholt mit der Beschreibung von Fels, und sie definieren und gebrauchen für recht unterschiedliche Zwecke Felsklassifizierungen. Diese Regelwerke sind nicht nach einem einheitlichen Plan geschaffen worden, sie wurden vielmehr zur Befriedigung vielfältiger Bedürfnisse in unterschiedlichen Gremien konzipiert, beraten und verabschiedet. Insofern sind gewisse Überschneidungen, aber auch Widersprüche in den Aussagen nicht von vornherein auszuschließen. Nachstehend soll versucht werden, die wichtigsten Regelwerke der genannten Institutionen, die sich mit Fels in den erwähnten Bezügen befassen, auf ihre Aussagen zu befragen und, wo dies erforderlich scheint, auf Gegensätze und Lücken hinzuweisen.

Es soll gefragt werden,

- a) wie Fels im Regelwerk definiert wird;
- b) wie Fels benannt und beschrieben wird;
- c) welche Klassifikationen und für welche Zwecke festgelegt sind und gebraucht werden.

2. Was ist Fels?

Nach Entwurf DIN 4020 vom November 1987 (voller Titel siehe Literaturverzeichnis) ist "Fels (Festgestein) im bautechnischen Sinne jener Teil der Erdkruste, in dem die Festigkeitseigenschaften durch die Art

des Gesteins, mineralische Bindung der Teilchen sowie durch Systeme von Trennflächen bestimmt sind". Die mineralische Bindung der Teilchen grenzt ihn vom Boden (Lockergestein) ab, der als eine "Anhäufung anorganischer und organischer verschiedenkörniger Feststoffe" gesehen wird, "deren Festigkeitseigenschaften nicht durch mineralische Bindung der Teilchen (z.B. Körner) bestimmt sind".

Zur Abgrenzung von Fels und Boden wird in DIN 4020 noch angemerkt, daß Boden durch Verfestigung oder Trennflächenbildung bestimmte Felseigenschaften und Fels durch Entfestigung Bodeneigenschaften besitzen kann. In diesen Fällen ist "die Zuordnung durch die bautechnische Fragestellung bestimmt". Hiermit wird für den praktischen Gebrauch eine gewisse Flexibilität der Einstufung bei den zahlreichen Übergängen zwischen Fels und Boden ermöglicht.

Diese Definitionen für Fels und Boden nach DIN 4020 entsprechen weitgehend auch dem allgemeinen Sprachgebrauch wie er in der geologischen und felsmechanischen Literatur verwendet wird. Sie steht auch nicht in Widerspruch zur Definition im Entwurf DIN 4022, Teil 1, wo Fels als "ein Verband von gleichartigen oder ungleichartigen Gesteinen" und in der zugehörigen Anmerkung als "Gesteinsverband" bzw. "an Trennflächen mehr oder weniger zerlegte Gesteinsfolge" beschrieben wird. Dagegen enthält die Definition für Gestein im Entwurf DIN 4020 mit als "mineralisch gebundener natürlicher Feststoffkörper, der nicht durch Trennflächen zerteilt ist (intact rock)" eine unübliche Einengung auf Festgestein und eine über das stoffliche gehende geometrische Bedeutung. Dem herkömmlichen Sprachgebrauch entspricht die Definition für Gestein nach DIN 4022, Teil 1, als ein "natürlich entstandenes fest zusammenhängendes Gemenge einer oder mehrerer Mineralarten (rock material)" besser.

DIN 4021, Teil 2, Ausgabe 76, insbesondere aber das "Merkblatt über Fels, Beschreibung für bautechnische Zwecke im Straßenbau, Ausgabe 1980", verwenden synonym zur Benennung **Fels** auch die Benennung **Gebirge**. Der Ausdruck **Gebirge** für Fels ist sprachlich nicht notwendig. Er mag

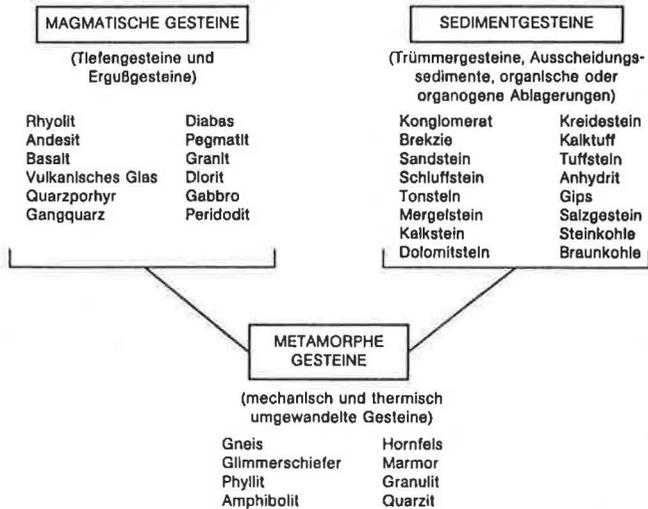
aus dem Bergbau stammen, wo Gesteinsschichten, die Lagerstätten umschließen, so benannt werden (s. Duden 1983). Er wird aber in weiten Teilen des deutschen Sprachraumes nicht allgemein für Fels verwendet. Dagegen hat sich im Felshohlraumbau der Ausdruck **Gebirge** für die Umgebung des jeweiligen Hohlraumes allgemein eingebürgert, auch dann, wenn der Tunnel oder der Stollen - wie dies bei vielen oberflächennahen Vortrieben der Fall ist - nicht im Fels, sondern im Boden aufgefahren wird. In diesem Sinne hat auch der Entwurf DIN 4020 die Benennung Gebirge für den Hohlraumbau als Synonym für die Benennung Baugrund definiert, die ebenfalls Fels oder Boden meinen kann. Bei späterer Überarbeitung dieser Normen steht eine Vereinheitlichung wohl im Sinne des Entwurfs DIN 4020 an.

3. Beschreiben und Benennen von Fels

Die Beschreibung von Fels gliedert sich in die Beschreibung der Gesteinsart und in jene des Trennflächengefüges. Eine Benennung ist lediglich für die Gesteinsart möglich.

DIN 4022, Teil 1, die neben Richtlinien für das Benennen und Beschreiben von Fels auch das Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben in Boden und Fels enthält, beschränkt sich nicht nur bezüglich des einheitlichen Benennens, sondern auch für das Beschreiben von Fels ausschließlich auf das Gestein.

Das Benennen der Gesteinsarten soll danach bei Aufschlüssen aller Art grundsätzlich dem wissenschaftlichen Bearbeiter vorbehalten bleiben und ist nach der mineralischen Zusammensetzung und nach der Entstehungsgeschichte vorzunehmen. Die Norm nennt Beispiele für die Benennung für 11 Erstarrungsgesteine, 16 Sedimentgesteine und 8 metamorphe Gesteine.



Beispiele für das Benennen der Gesteinsarten

Zur Beschreibung des Gesteins sind bereits durch den Bohrgeräteführer folgende Merkmale anzugeben:

Körnigkeit	- 3 Varianten
Korngröße	- nach den bodenmechanischen Festlegungen
Raumausfüllung	- 4 Varianten
Kornbindung	- 4 Varianten
Mineralkornhärte	- 6 Stufen
Veränderlichkeit in Wasser	- 4 Abstufungen
Kalkgehalt	- 3 Varianten
Farbe	

Körnigkeit

- a) **Vollkörnig** ist ein Gestein, das nur aus erkennbaren Einzelkörnern gleicher oder unterschiedlicher Korngröße besteht (siehe Bild 5);
- b) **teilkörnig** ist ein Gestein, bei dem in einer einheitlichen und nicht als körnig zu erkennenden Grundmasse Einzelkörner enthalten sind (siehe Bild 6);
- c) **nichtkörnig** ist ein Gestein, bei dem keine Körner mehr unterschieden werden können (siehe Bild 7).

Raumausfüllung

- a) **Dicht** ist ein Gestein, an dem man keine Poren feststellen kann (siehe Bild 7);
- b) **porös** ist ein Gestein, dessen Poren allgemein nicht größer als ein Sandkorn und etwa gleichmäßig verteilt sind (siehe Bild 8);
- c) **löcherig** ist ein Gestein, dessen Hohlräume größer als ein Sandkorn und meist unregelmäßig verteilt sind (siehe Bild 9);
- d) **kavernös** ist ein Gestein mit kleinen und großen Hohlräumen von meist unregelmäßiger Querschnittsform (siehe Bild 10).

Kornbindung bzw. Festigkeit

- a) **Schlechte Kornbindung**: Abreiben von Gesteinsteilen mit den Fingern leicht möglich;
- b) **mäßige Kornbindung**: Gesteinsprobe mit Stahlnagel oder Messerspitze leicht ritzbar;
- c) **gute Kornbindung**: Gesteinsprobe mit Stahlnagel oder Messerspitze schwer ritzbar;
- d) **sehr gute Kornbindung**: Gesteinsprobe mit Stahlnagel oder Messerspitze nicht ritzbar.

Mineralkornhärte

- Härtegrade 1 und 2**: mit Fingernagel leicht ritzbar;
- Härtegrad 3**: mit Messer leicht ritzbar;
- Härtegrad 4**: bei starkem Druck des Messers noch gut ritzbar;
- Härtegrad 5**: mit Messer nur schwer, mit guter Feile ritzbar;
- Härtegrad ≥ 6** : gibt beim Anschlagen mit Stahl Funken und ritzt Fensterglas.

Veränderlichkeit in Wasser

Aus dem Bohrgut wird ein möglichst großes und ungestörtes Probestück über etwa 24 Stunden in klares Wasser gelegt.

- a) **stark veränderlich**: Probe ganz zerfallen und in Brei übergegangen;
- b) **veränderlich**: Probe zerfallen, aber Einzelbestandteile noch fest;
- c) **mäßig veränderlich**: Oberfläche der Probe aufgeweicht oder Teile bröckeln ab;
- d) **nicht veränderlich**: keine Veränderungen an der Probe festzustellen.

Außerdem sollen der Geruch nach Anschlagen mit dem Hammer und bei nicht körnigen Gesteinen das Anritzen oder Schneiden Hinweise auf besondere Bestandteile liefern. Die Beschreibung geht nicht ein auf geometrische Merkmale der Gesteinsprobe, wie z.B. Form der Bruchflächen oder der die Gesteinsprobe etwa begrenzenden Trennflächen. Die vorgesehene Beschreibung setzt repräsentative Probestücke des Gesteins voraus, die nicht bei allen Bohrverfahren in gleichem Maße gewonnen werden.

Bei dem für Felsbohrungen einzusetzenden Rotationskernbohrverfahren fallen vielfältige zusätzliche Informationen aus dem Bohrvorgang, der Spülung, der Beschaffenheit der Bohrkerne, dem Kernverlust sowie aus möglichen Beobachtungen an der Bohrlochwandung und an Messungen im Bohrloch an, die Rückschlüsse zulassen nicht nur auf Eigenschaften des Gesteins - über die o.g. Merkmale hinaus auch auf Verwitterungszustand, auf Durchlässigkeit und Festigkeitseigenschaften - , sondern auch auf den Fels - auf das Trennflächengefüge (Häufigkeit, Lage, Ausdehnung, Füllung von Trennflächen) und auf Hohlräume, auf die Felsdurchlässigkeit usw. -. DIN 4021, Teil 2, gibt in einer detaillierten Tabelle an, aus welchen Informationen beim Bohren welche Eigenschaften des Gesteins oder des Gebirges erkannt, nicht erkannt, unvollständig erkannt oder nur bei bestimmten Gesteinen erkannt werden können und gibt Hinweise dafür, welche Kombination von gleichzeitig gewonnenen Informationen eine Verbesserung der Erkennbarkeit bestimmter Eigenschaften liefert.

Für die Protokollierung aller bei Rotationskernbohrungen im Fels anfallenden Informationen wird in DIN 4022, Teil 2, ein Schichtenverzeichnis angeboten, das neben der Kern- und Schichtenbeschreibung auch die Daten des Bohrvorganges (Bohrfortschritt, Kraft auf Bohrlochsohle, Drehzahl) und die Daten der Spülung (Art und Druck, Stand, Verlust, Schweb- und Siebrückstand) sowie die Ergebnisse von Wasserdurchlässigkeitsversuchen festzuhalten gestattet. All die Angaben hat der Bohrgeräteleiter zu protokollieren. Der Fachmann erhält so eine Fülle von wesentlichen Informationen, die er bei Durchsicht der Bohrkerne zur Beschreibung des Felsens verwerten kann.

Zur Beschreibung des Kluftkörperverbandes sind einsehbar Aufschlüsse, Schürfe, Untersuchungsschächte und Stollen besonders gut geeignet. Hierauf wird in DIN 4020, Abschnitt 7.5, ausdrücklich hingewiesen. Trotzdem liefert das Normenwerk bislang keine einheitliche Handhabe für die hier auszuführenden Trennflächengefüge-Aufnahmen und für die Darstellung der gewonnenen Ergebnisse. Lediglich die Stellung der Trennflächen (Streichen und Fallen) wird in DIN 4023 definiert, und in

DIN 4022, Teil 1, wird an einem Blockbild die Bezeichnung der Schicht- und Klufflächen festgelegt.

Eine umfassende Darstellung aller Vorgänge und Verfahren zur Beschreibung von Fels wird in dem noch nicht veröffentlichten Merkblatt "Felsbeschreibung für Entwurf im Straßenbau" der Forschungsgesellschaft für

Tabelle 9. Laborversuche an Gesteinsproben

Spalte	1	2	3
Zelle	Versuchsart	Art der Probe nach DIN 4022 Teil 2	Ausführung nach
1	Einaxialer Druckversuch	A	DGEG, Empfehlung Nr 1 des AK 19, "Versuchstechnik im Fels"
2	Dreiaxialer Druckversuch	A	DGEG, Empfehlung Nr 2 des AK 19, "Versuchstechnik im Fels"
3	Spalt-Zugversuch	A	DGEG, Empfehlung Nr 10 des AK 19 "Versuchstechnik im Fels"
4	Kompressions- und Scherversuch	A	DGEG, Empfehlung Nr 13 des AK 19 "Versuchstechnik im Fels"
5	Punktlastversuch	A bis C	DGEG, Empfehlung Nr 5 des AK 19, "Versuchstechnik im Fels"
6	Dichtebestimmung	A bis C	DIN 18 125 Teil 1
7	Porositätsbestimmung	A bis C	DIN 18 125 Teil 1
8	Wassergehaltsbestimmung	A bis C	DIN 18 121 Teil 1
9	Durchlässigkeitsversuch	A	nicht vorhanden
10	Quell- und Schrumpfvorsuch	A	DGEG, Empfehlung Nr 11 des AK 19 "Versuchstechnik im Fels"
11	Wasseraufnahms-Versuch	A	DIN 52 106
12	Verwitterungsbeständigkeits-Versuch	A bis C	DIN 52 106
13	Frostwechselversuch	A bis C	DIN 52 106
14	Ultraschallversuch	A bis C	nicht vorhanden
15	Resonanzsäulen-Versuch	A	nicht vorhanden
16	Mineralogische Bestimmung	A bis C	Lehrbuch

Tabelle 11. Feldversuche im Fels

Spalte	1	2	3
Zelle	Versuchsart	Prinzip	Ausführung nach
1	Doppel-Last-Plattendruckversuch (Steepeldruckversuch)		DGEG, Empfehlung Nr 6 des AK 19 "Versuchstechnik im Fels"
2	Schlitz-Entlastungs-Belastungsversuch		DGEG, Empfehlung Nr 7 des AK 19 "Versuchstechnik im Fels"
3	Scherversuch		DGEG, Empfehlung Nr 4 des AK 19 "Versuchstechnik im Fels"
4	Dreiaxig(versuch)		DGEG, Empfehlung Nr 3 des AK 19 "Versuchstechnik im Fels"
5	Radialpressversuch		nicht vorhanden
6	Bohrlochaufweilungsversuch (Dilatometerversuch)		DGEG, Empfehlung Nr 8 des AK 19 "Versuchstechnik im Fels"
7	Überbohr-Entlastungsversuch		DGEG, Empfehlung des AK 19 "Versuchstechnik im Fels" in Vorbereitung
8	Wasserdruckversuch (WB-Versuch)		DGEG, Empfehlung Nr 9 des AK 19 "Versuchstechnik im Fels"
9	Schluck-Pumpversuch		nicht vorhanden
10	Wassermarkierungsversuch		nicht vorhanden

das Straßen- und Verkehrswesen enthalten sein. Hier wird auch der Aufnahme des Trennflächengefüges mit Auswertung und Darstellung der Gefügedaten und der Beschreibung der Beschaffenheit der Trennflächen der gebührende Raum gewidmet.

Zur Beschreibung von Fels gehören auch die durch Kenngrößen quantifizierten Angaben über Raumaufüllung (Dichte, Wassergehalt), Verhalten zu Wasser (Wasserdurchlässigkeit, Quell- und Schrumpfverhalten, Wasseraufnahme, Zerfallszahl), Festigkeitseigenschaften, Spannungs-Verformungs-Eigenschaften usw. Richtlinien zu deren Ermittlung im Labor (überwiegend Gesteinsparameter) und im Feld (überwiegend Felsparameter) gibt DIN 4020 in den Abschnitten 7.8.2 bzw. 7.9.2. Hier wird auch eine tabellarische Übersicht über die möglichen Versuchsarten und die anzuwendenden Versuchsvorschriften gegeben. Es handelt sich zum größten Teil um Empfehlungen des Arbeitskreises 19 "Versuchstechnik im Fels" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau (Empfehlungen 1 bis 11), in geringerem Umfang um analog einsetzbare DIN-Normen der Bodenmechanik oder der Materialprüfung. Für einige Versuchsarten an Gesteinen oder im Fels liegen noch keine vereinheitlichten Versuchsvorschriften vor.

4. Klassifizierung von Fels

4.1 Grundsätzliches

Klassifizieren heißt, Gruppen mit gemeinsamen, sich von anderen unterscheidenden Merkmalen zu bilden. Je nachdem, welche Merkmale für die jeweilige Anwendung entscheidend sind, können für die gleiche Grundgesamtheit unterschiedliche Klassifikationen sinnvoll werden.

Für Fels sind in deutschen technischen Regelwerken folgende Klassifikationen festgelegt:

- a) eine Felsgruppenbeschreibung für bautechnische Zwecke im Straßenbau;
- b) eine Felssklassifizierung im Hinblick auf die Gewinnbarkeit von Fels nach DIN 18300;
- c) eine Felssklassifizierung im Hinblick auf zulässige Bodenpressungen für Flachgründungen nach DIN 1054;
- d) eine Felssklassifizierung für Grenzwerte des Pfahlsitzendruckes im Fels nach DIN 4014, Teil 2;
- e) eine Festlegung von "Ausbruchsklassen" nach dem Aufwand, den die Sicherung beim Auffahren eines Felshohlraumes erfordert, nach DIN 18312;

4.2 Felsgruppenbeschreibung für bautechnische Zwecke im Straßenbau

Sie faßt die Felsarten für bautechnische Zwecke in Gruppen mit annähernd gleichem petrografischen Stoffbestand und tektonisch ähnlicher Struktur zusammen. Die Gruppeneinteilung bezieht sich auf den Zustand der Felsarten beim Lösen, wobei Auswahl und Abstufung der Klassifikationsmerkmale ausschließlich bearbeitungstechnische Belange zur Grundlage haben. Sie soll damit in Ausschreibungen mit einheitlichen Kurzbezeichnungen eine ausreichend genaue, aber verfahrenstechnisch neutrale Einstufung des Felsens geben, die es dem Auftragnehmer ermöglichen, die Art des Lösens, die Arbeitsabwicklung und den maschinellen Einsatz zu kalkulieren. Bauwerksbezogene Gesichtspunkte oder das Verhalten des Felsens im Tunnelbau sind nicht Gegenstand dieser Felsgruppenbeschreibung.

Nach dem Merkblatt wird eine fünfparametrische Klassifizierung vorgenommen mit folgenden Merkmalsparametern:

- a) Petrografisch-gewinnungstechnische Bezeichnung
- 6 mögliche Einstufungen
- b) Verwitterungsgrad
- 4 mögliche Einstufungen
- c) Haupttrennflächenabstand (Klüftung und Schichtung)
- 6 mögliche Einstufungen
- d) Haupttrennflächenneigung
- 4 mögliche Einstufungen
- e) Haupttrennflächenrichtung zur Straßenachse
- 3 mögliche Einstufungen

Petrographisch-gewinnungstechnische
Bezeichnung

Code	Bezeichnung
MA	Magmatische Gesteine
ME	Metamorphe Gesteine
	Sedimentgesteine
SF	feinkörnige Sedimentgesteine
SG	grobkörnige Sedimentgesteine
QU	quarzitische Gesteine
KA	karbonatische Gesteine

Verwitterungsgrad

Code	Bezeichnung
VU	unverwittert
VA	angewittert
VE	entfestigt
VZ	zersetzt

Haupttrennflächen — Abstand

Code	mittlerer Abstand in cm Toleranz $\pm 20\%$	Bezeichnung	
		Klüftung	Schichtung/ Schieferung
A01	< 1		blättrig
A05	1— 5	sehr stark klüftig	dünnpfältig
A10	5—10	stark klüftig	dickpfältig
A30	10—30	klüftig	dünnbankig
A60	30—60	schwach klüftig	dickbankig
A61	> 60	kompakt	massig

Haupttrennflächen — Neigung

Code	Winkelbereich (in $^{\circ}$) Toleranz $\pm 5^{\circ}$	Bezeichnung
N1	0—10	söhlig
N3	10—30	flach
N6	30—60	geneigt
N9	60—90	steil

Haupttrennflächen
— Richtung zur Straßenachse

Code	Winkelbereich (in $^{\circ}$) Toleranz $\pm 5^{\circ}$	Bezeichnung
RA	0—15	achsgerecht
RS	15—75	schräg
RQ	75—90	querschlägig

Für jeden Merkmalsparameter wird ein aus zwei Großbuchstaben oder aus einem Großbuchstaben und einer Zahl bestehender Code angegeben und diese werden aneinandergereiht. So bedeutet z.B. MA VU A61 N3 RQ ein magmatisches Gestein, das verwittert und kompakt ist, dessen Haupttrennflächen flach geneigt und querschlägig sind.

Die fünf Parameter ergeben mit den möglichen Einstufungen formal 1728 mögliche Gruppen, deren Anzahl sich noch vermehrt, wenn noch weitere Trennflächen als für die Bearbeitung im Felde als maßgebend angesehen werden. Das System läßt auch das Zusammenfassen von unterschiedlichen Felsgruppen zu, wenn diese abbautechnisch gleichwertig sind (Code Z) und die Angabe einer Wechsellagerung zweier Felsgruppen (Code W). Besondere Verhältnisse können zusätzlich textlich angegeben werden (Code T).

Durch das Erfassen einer größeren Anzahl von Merkmalen ist trotz relativ grober Unterteilung innerhalb der Merkmale eine für die Beurteilung des Arbeitsaufwandes und des Maschineneinsatzes recht gute Beschreibung des Felsens gegeben. Als Einangsgröße in Regelwerke zur Formulierung technischer Anforderungen sind die Gruppen dieser Felsklassifizierung wegen ihrer großen Differenzierung und Zahl aber kaum einzusetzen.

4.3 Felsklassifizierung nach DIN 18300

Im Bestreben, als Abrechnungsbasis mit möglichst wenigen Klassen auszukommen, wird Fels in DIN 18300 im Hinblick auf seine Gewinnbarkeit nur in zwei Klassen unterteilt:

Klasse 6 - leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten

Klasse 7 - schwer lösbarer Fels.

In beiden Fällen wird ein "innerer mineralisch gebundener Zusammenhalt" als Kennzeichen der Felsarten genannt. Leicht lösbar sind Felsen, wenn sie "stark klüftig, brüchig, bröckelig, schiefrig, weich oder verwittert" sind, schwer lösbar, wenn sie "hohe Gefügefestigkeit haben und nur wenig klüftig oder verwittert sind".

Schwierigkeiten in der Praxis ergeben sich daraus, daß keine Erkennungsmerkmale für den "inneren mineralisch gebundenen Zusammenhalt" genannt werden, die den Unterschied zu Bodenarten eindeutig feststellen ließen. Da zur Klasse 6 auch "vergleichbare verfestigte nicht bindige und bindige Bodenarten" gehören, deren Zuordnung zu dieser Klasse nicht an den Adjektiven "klüftig, brüchig, bröckelig, schiefrig, weich oder verwittert" gemessen werden kann, wäre zur Abgrenzung gegenüber den Klassen 4 und 5 der DIN 18300 auch die Angabe einer Mindestdruckfestigkeit vonnöten. Ebenso fehlt ein Festigkeitskriterium zur Abgrenzung von "weichen Felsarten" (Klasse 6) und "Felsarten mit hoher Gefügefestigkeit" (Klasse 7). Das Offenlassen von objektiven Kriterien führt in der Praxis zu einer bemerkenswert häufigen Einschaltung von Gutachtern, die ihrerseits auch nur Meinungen vertreten können, und der Ausbildung divergierender regionaler Gepflogenheiten in der Abgrenzung dieser Klassen.

Dagegen bereitet die Zuordnung von Böden mit mehr als 30% Steinen 0,01 bis 0,1 m³ Rauminhalt zur Klasse 6 und von Blöcken von 0,1 m³ Rauminhalt zur Klasse 7 dank der eindeutigen Abgrenzung keine Schwierigkeiten.

4.4 Felsklassifizierung nach DIN 1054

Zur Festlegung zulässiger Bodenpressungen für Flächengründungen wird in DIN 1054 zwischen zwei "Lagerungszuständen" von Fels unterschieden, nämlich, ob

- a) Fels in gleichmäßig festem Verband steht oder
- b) Fels in wechselhafter Schichtung ansteht oder klüftig ist.

Die beiden Gruppen werden nach dem "Zustand des Gesteins" in zwei Untergruppen unterteilt, je nachdem dieses

- α) nicht brüchig, nicht oder nur wenig angewittert bzw.
- β) brüchig oder mit deutlichen Verwitterungsspuren versehen ist.

Tabelle 7. Fels

Lagerungszustand	Zulässige Bodenpressung in kN/m^2 ¹⁾ bei Flächengründungen und dem Zustand des Gesteins	
	nicht brüchig, nicht oder nur wenig angewittert	brüchig oder mit deutlichen Verwitterungsspuren
Fels in gleichmäßig festem Verband	4000	1500
Fels in wechselnder Schichtung oder klüftig	2000	1000
1) $1 \text{ kN/m}^2 = 0,010 \text{ kp/cm}^2$		

Die Anwendung dieser Klassen im Sinne der DIN 1054 setzt voraus, daß der Baugrund "aus gleichförmigem beständigem Fels in ausreichender Mächtigkeit" besteht und daß Geländeform, Neigung der Felsoberfläche oder Neigung der Trennflächen die Gefahr eines Grundbruchs oder Geländebruchs ausschließen.

4.5 Felssklassifizierung nach DIN 4014, Teil 2

In DIN 4014, Teil 2, wird im Hinblick auf die Festsetzung von Grenzwerten für den Pfahlsplitzendruck eine zweiparametrische Felssklassifikation verwendet (Tabelle 6):

Ein Parameter ist die Gesteinsart mit 3 Unterteilungen, ein weiterer Parameter der Verwitterungszustand und der Grad der mineralischen Bindung mit 4 Unterteilungen.

Diese Klassen umfassen ausschließlich Fels mit weitmaschigen Trennflächenabständen. Ein Kriterium für die Weitmaschigkeit wird allerdings nicht genannt. Die Neubearbeitung der Norm soll von dieser Klassifikation wieder abgehen (siehe Beitrag Koreck).

Tabelle 6 Grenzwerte für den Pfeilspitzendruck σ , im Fels und in felsähnlichen Böden in MN/m^2 *) für weitmaschige Trennflächenabstände

Verwitterungs- zustand und Grad der mineralischen Bindung **)	Gesteinsart	Massige Erstarrungs- gesteine und Metamorphite, z. B. Granit, Gabbro, Basalt, Gneis	Konglomerate, Breccien, Sandstein, Kalkstein, Dolomitstein	Mergelstein, Schluffstein, Tonstein
unverwittert, sehr gute mineralische Bindung		16	11	8
angewittert, gute mineralische Bindung		9	6	4
stark verwittert, mäßige mineralische Bindung		4	3	Es gelten die Kriterien für Lockergesteine nach Abschnitt 6.1
entfestigt oder zersetzt, schlechte oder ohne mineralische Bindung	Es gelten die Kriterien für Lockergesteine nach Abschnitt 6.1			
*) $\text{MN/m}^2 = 10 \text{ kp/cm}^2$				
**) Mineralische Bindung nach DIN 4022 Teil 1, Ausgabe November 1969, Abschnitt 10.2.2				

4.6 Ausbruchsklassen nach DIN 18312

DIN 18312 greift in Anlehnung an das Standardleistungsverzeichnis für das Bauwesen von 1977 "Ausbruchsklassen" auf, die nach dem Aufwand, den die Sicherung beim Auffahren eines Fels-hohlraumes erfordert, gestuft sind. Neben einer "allgemeinen Ausbruchsklassifizierung" ist auch eine "Ausbruchsklassifizierung für den Vortrieb mit Vollschnittmaschinen" gegeben.

Erstere unterscheidet 11 Ausbruchsklassen nach Notwendigkeit und Ort der Sicherung der Behinderung des Lösens und Ladens durch das Sichern, der Notwendigkeit, den Ausbaquerschnitt zu unterteilen oder die Ortsbrust zu sichern.

Ausbruchsklasse	Sicherung erforderlich	Lösen Laden	Unterteilung des Ausbruchsquerschnitts statisch erforderlich	Sicherung der Ortsbrust erforderlich
1	keine	(nicht behindert) 0	(nein) 0	(nein) 0
2	ja	nicht behindert	(nein) 0	(nein) 0
3	ja, in geringerem Abstand von Ortsbrust	für Sicherung unterbrochen	(nein) 0	(nein) 0
4	ja, unmittelb.folgend	0	(nein) 0	(nein) 0
4a	wie 4	0	ja	(nein) 0
5	wie 4	0	(nein) 0	ja
5a	wie 4	0	ja	ja
6	ja, voreilend	0	(nein) 0	(nein) 0
6a	wie 6	0	ja	(nein) 0
7	wie 6	0	(nein) 0	ja
7a	wie 6	0	ja	ja

0: als Einstufungsmerkmal nicht genannt.

Für den Vortrieb mit Vollschnittmaschinen werden 6 Klassen unterschieden, je nach dem Ort einer notwendigen Sicherung, nach der Behinderung oder Unterbrechung des vollmechanischen Lösen oder der Notwendigkeit besonderer Maßnahmen.

Ausbruchsklasse	Sicherung erforderlich	Vollmechanisches Lösen	Besondere Maßnahmen erforderlich
V1	nein	0	(nein) 0
V2	ja	nicht behindert	(nein) 0
V3	ja, im Maschinenbereich	behindert	(nein) 0
V4	ja, unmittelbar hinter Bohrkopf	unterbrochen	(nein) 0
V5	(ja) 0	unterbrochen	ja, zur Verspannung der Maschine Beseitigung von Nachfall, Verfestigung von Boden und Fels
V6	(ja) 0	Maschine stillgelegt	nicht vollmechanisches Lösen begrenzter Zonen

0: als Einstufungsmerkmal nicht genannt.

Durch die Ausbruchsklassen wird jedes Gebirge, auch Boden, erfaßt. Im Gegensatz zu den vorher genannten Klassifizierungen wird die Einstufung nicht nur von den Eigenschaften des Felsens und der Art des Gesteins, sondern auch von den Spannungsverhältnissen im Gebirge sowie von der Geometrie des Ausbruchsquerschnitts (Form und Größe) beeinflusst.

5. Literaturverzeichnis

- DIN 1054: Baugrund, zulässige Belastung des Baugrunds, 11.1976
- DIN 4014, Teil 2: Bohrpfähle - Großbohrpfähle, 9.1977
- DIN 4020: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke Entwurf 11.1987
- DIN 4021, Teil 2: Baugrund - Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben - Aufschlüsse im Fels, 2.1976
- DIN 4022, Teil 1: Baugrund und Grundwasser, Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnisse für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben im Boden und im Fels, 9.1987
- DIN 4022, Teil 2: Baugrund und Grundwasser, Benennen und Beschreiben von Boden und Fels. Schichtenverzeichnis für Bohrungen im Fels (Festgestein) 3.1981
- DIN 4023: Baugrund- und Wasserbohrungen, zeichnerische Darstellung der Ergebnisse. 3.1984
- DIN 18300: Erdarbeiten (ATV) 10.1979
- DIN 18312: Untertagebauarbeiten (ATV). 9.1984
- DUDEN: Deutsches Universal-Wörterbuch A-Z, 1983
- Merkblatt für Felsgruppenbeschreibung für bautechnische Zwecke im Straßenbau der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 1980
- Merkblatt Felsbeschreibung für Entwurf im Straßenbau, Entwurf der Forschungsgesellschaft für das Straßen- und Verkehrswesen Oktober 1987

FELSKLASSIFIZIERUNGSSYSTEME UND IHRE ANWENDUNG IM UNTERTAGEBAU

- EINE VERGLEICHENDE UNTERSUCHUNG -

U. Trunk

Einleitung

Felsklassifizierungssysteme können dabei helfen, die vielfältigen Erscheinungsformen von Fels in unterscheidbare Gruppen zu unterteilen und so die Verständigung zwischen allen am Bauprozeß Beteiligten zu verbessern. Diese Hilfsmittel können die Erfahrung beim Bauen im Fels nicht ersetzen, sie können jedoch dazu beitragen, Beobachtungen und Untersuchungen einheitlicher und vergleichbar zu fassen.

Die hier vorgestellte Arbeit entstand im Jahr 1986 als Diplomarbeit am Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München mit freundlicher Unterstützung der Lahmeyer International GmbH, Frankfurt und des RWE AG, Essen (Trunk, 1986). Der folgende Auszug soll einen kurzen Überblick über die durchgeführten Arbeiten und die wichtigsten Ergebnisse geben.

Anforderungen an ein Felsklassifizierungssystem

Die Klassifikation soll Aussagen über Bauablauf, Sicherungsbedarf und das zu erwartende Gebirgsverhalten ermöglichen.

Die wichtigsten Anforderungen sind im einzelnen:

- Einbeziehung der entscheidenden felsmechanischen Daten
- Bestimmbarkeit der Systemparameter direkt vor Ort
- Reproduzierbarkeit der Ergebnisse durch verschiedene Anwender
- Wichtung der Systemparameter entsprechend ihrer tatsächlichen Bedeutung
- Ermittlung quantitativer Ergebnisse
- Angabe der Anwendbarkeitsgrenzen des Systems
- Beitrag des Systems zur Verständigung zwischen Anwendern mit unterschiedlichem Wissensstand

Überblick über die untersuchten Felsklassifizierungssysteme

Folgende Klassifizierungssysteme wurden untersucht :

- Firstdruckklassifizierung von Terzaghi (1946)
- Klassifizierung nach Stini und Lauffer (1952,1958)
- Klassifizierung nach dem Bohrkernindex RQD von Deere (1970)
- Klassifizierung nach Klufthkörpergröße und Gesteinsfestigkeit nach Franklin (1979)
- Felsstrukturkennziffer RSR von Wickham, Tiedemann und Skinner (1973)
- Geomechanische Gebirgsklassifizierung RMR nach Bieniawski, CSIR (1973)
- Q-System nach Barton, Lien und Lunde, NGI (1974)
- Gebirgsklassifizierung nach Rabcewicz und Pacher (1974)
- Felsbeschreibung nach SIA Norm Nr. 198 und 199
- Ingenieurgeologische Gebirgstypisierung nach Bräutigam und Hesse (1983)

Die Klassifizierungssysteme sind mit ihrem Parameterumfang in der folgenden Tabelle dargestellt.

MATRIXDARSTELLUNG DER EINGANGSPARAMETER UND ERGEBNISSE		Terzaghi	Lauffer	Deere	Franklin	Wickham et al.	Bieniauski	Barton et al.	Habeuicz, Pachet	SIA	Brütigam und Hesse	Summe der Nennungen
Allg. Beurteilung des Gebirges		X	X						X			3
Parameterliste zur Auswahl										X		
Beurteilung des Gesteins	σ_c bzw. I_p Gesteinsart				X		X	M		X	X	4(1)
	Quarzgehalt					X				X		1
Klüfte, Struktur	Kluftscharenanzahl			(+)	o		X	M		X	X	3(3)
	Kluftabstand			(+)	X	X	X	M		X	X	6
	Orientierung					X	X			X	X	4
	Öffnungsweite, Füllung				o		M	X		X	X	4
	Rauhigkeit						M	X			X	3
	RQD			X			X	X				3
	Trennfl.reibung						M			X		2
	Kohäsion									X		1
	Kluftkörperform			(+)		X				X		2
Spannungs- zustand	Verwitterung			(+)		X		M				2
	Primärs.p.zustand						(+)	M			X	2
	Sekundärer Sp.zstd. Quellen, Schwellen	X							M	X		1
Wasser- einfluß	Zufluß					X	X	M	X		X	5
	Durchlässigkeit									X		1
	Druck					(X)		M			X	2
	Veränderung der Gesteinseigensch.									X	X	2
Bauwerk Bauvorgang	Vortriebsweise			o (+)		X			X			2(1)
	Nutzung, Sicherheit								X			1
	Form			o								(1)
	Abmessungen	X							X			2
Σ der Parameter		(2)	(1)	1(9)	2	7(2)	6	7	(4)		12	
ERGEBNISSE	Ausbau	X	X	X		X	X	X	X			7
	Ausbauwiderstand								X			1
	Standzeit/ Spannweite		X				X	X	X			4
	Stabilität	X	X	X		X	X	X	X			7
	Lösungsart		X	X								2
ANWENDUNG	Tunnel	X	X	X		X	X	X	X	X	X	9
	Kavernen						X	X		X		3
	Böschungen, Gründung					X						1
	Bergbau						X	X				2
X : Eingangsparameter		(+) : u.U. genauer zu untersuchen										
M : Bildet zusammen mit einer weiteren Größe einen Parameter		o : zur allgemeinen Beurteilung empfohlen, ohne quant. Erfassung										

Vergleich der Klassifizierungssysteme

Die Auswahl der Parameter bestimmt die Genauigkeit, Zuverlässigkeit und Aussagekraft eines Felsklassifizierungssystems. Soll das Felsklassifizierungssystem bei unterschiedlichen geologischen Verhältnissen anwendbar sein, ist eine Mindestanzahl von - wie sich zeigte - sechs Parametern unbedingt erforderlich. Dabei ist darauf zu achten, daß die Parameter voneinander unabhängig sind. Mit der Wahl der Parameter ist auch der erforderliche Aufwand zur Bestimmung der "Felsqualität" festgelegt. Dieser wird mitentscheidend sein, in welchem Umfang das Klassifizierungssystem in der Praxis Anwendung findet.

Es ist zu unterscheiden zwischen Klassifizierungssystemen, bei denen die "Felsqualität" in Form eines Indexwertes beschrieben wird, der aus einem (z.B. RQD bei Deere) oder mehreren Parametern (RMR, Q) zu ermitteln ist, und solchen Systemen, bei denen das Gebirge auf der Grundlage der vorliegenden Informationen allgemein beschrieben und beurteilt wird (z.B. Terzaghi).

Die Gebirgsklassifizierung nach Rabcewicz und Pacher ist stärker als die zuvor genannten auf Bauausführung und Preisbildung ausgerichtet. Maßgebend für die Unterscheidung des anstehenden Gebirges ist sein Verhalten nach dem Ausbruch sowie beim Einbau der Sicherung. Aus Kenntnis der Untersuchungsergebnisse erfolgt die Beurteilung der einzelnen Homogenbereiche. Um eine eindeutige Anwendung der Klassifizierung zu ermöglichen, sollten jedoch Wertebereiche einzelner Parameter angegeben werden (Pacher, 1986). Dies deckt sich mit den Erfordernissen der Praxis.

Parameteranzahl und -auswahl bei den Klassifizierungen nach Bieniawski und Barton ermöglichen i.a. eine ausreichende Abschätzung der "Felsqualitäten" und eine Unterscheidung einzelner Homogenbereiche gleichen Gebirgsverhaltens. Die zur Klassifizierung notwendigen Parameter lassen sich i.a. aus Bohrkernen bestimmen, angepaßte Bohrtechnik und erfahrenes Personal werden dabei vorausgesetzt. Klassifizierungen können

somit -wie erforderlich- in einem frühen Projektstadium durchgeführt werden.

Die am häufigsten genannten Parameter sind:

- einachsiale Druckfestigkeit des Gesteins
- Bohrkernindex RQD
- Kluftscharenanzahl
- Kluftgestalt
- Kluftabstand
- Orientierung der Trennflächen
- Wasserzufluß und -druck

Kritik am Klassifizieren von Fels

Vorbehalte bestehen gegenüber Felsklassifizierungssystemen, bei denen als Endergebnis eine Zahl (RMR,Q) für die "Felsqualität" steht. Dies wird als unzulässige Vereinfachung angesehen (Pacher, 1986). Eine projektbezogene Parameterliste erscheint den so argumentierenden sinnvoller und übersichtlicher. Dies gestaltet jedoch den Vergleich zwischen Projekten schwieriger oder macht ihn unmöglich.

Die additiven Systeme, wie z.B. RMR, werden gegenüber den multiplikativen, wie z.B. Q, in der Anwendung meist als einfacher angesehen.

Weiterentwicklungen bestehender Klassifizierungssysteme und Neuentwicklungen

Die Mehrzahl der Vorschläge bezieht sich auf das RMR-Konzept von Bieniawski. Es werden Nachklassifizierungen angeregt, die nach Erhalt detaillierterer Informationen die Beurteilung der Einflüsse von Verwitterungsverhalten, Primärspannungen, Vortriebsart etc. ermöglichen sollen.

Häufig ist eine zu ungenaue Parameterdefinition und eine nicht ausreichende Erprobung der Weiter- und Neuentwicklungen zu bemängeln.

Es zeigt sich, daß die Erfahrung aus einigen hundert Projekten in den Systemen von Bieniawski und Barton eine Gewähr für die Zuverlässigkeit ihrer Klassifizierungsergebnisse bietet.

Ermittlung felsmechanischer Parameter mit Hilfe von Felsklassifizierungssystemen

Hoek und Brown bieten eine Verbindung der Ergebnisse von Klassifizierungen mit den materialabhängigen Konstanten eines von ihnen entwickelten empirischen Festigkeitskriteriums. Mit dieser Beschreibung von Fels können das Verformungsverhalten und der nötige Ausbau überschlägig abgeschätzt werden.

Anwendung auf Projekte

Mit Hilfe der Klassifizierungssysteme von Bieniawski, Barton und Bräutigam und Hesse wurden mehrere Projekte bearbeitet. Die Klassifizierungen sind nach kurzer Einarbeitungszeit schnell durchführbar und liefern eine gute Einschätzung für die "Felsqualität" einzelner Homogenbereiche. Die Ergebnisse decken sich mit den Einschätzungen der Projekttechniker für die "Felsqualität" und sind bei der weiteren Projektbearbeitung sehr hilfreich.

Mit Hilfe des oben genannten Festigkeitskriteriums wurden für alle Projekte überschlägige Berechnungen zum Verformungsverhalten und erforderlichen Ausbauwiderstand durchgeführt.

Der Vergleich der tatsächlich eingebauten Sicherungen mit den Ausbauvorschlägen von Bieniawski und Barton zeigt, daß der Sicherungsbedarf durch die Klassifizierungssysteme i.a. überschätzt wird. Dies deckt sich auch mit den veröffentlichten Erfahrungen.

In der Literatur finden sich Gleichungen zur Umrechnung von Klassifizierungsergebnissen eines Systems auf ein anderes, z.B. von RMR auf Q. Die von Bieniawski und Barton angegebenen Gleichungen konnten i.a. bestätigt werden.

Schluß

Die sinnvolle Anwendung eines Klassifizierungssystems setzt beim Benutzer einen ausreichenden Kenntnis- und Ausbildungsstand voraus, um beurteilen zu können, ob die Vereinfachungen, die das Klassifizierungssystem notwendigerweise beinhaltet, im vorliegenden Fall zulässig sind und eine Beschreibung des Gebirges mit Hilfe des Systems möglich ist (Einstein et al., 1979).

Zur Einschätzung der "Felsqualität", der Ausbruchs- und Sicherungsmaßnahmen und somit der Kosten im Stadium der Erkundung und Planung können Felsklassifizierungssysteme geeignet sein. Auf den allgemeinen Überblick ist dabei ein größeres Gewicht zu legen als auf eine übertriebene Verfeinerung der Untersuchungsmethoden. Ungenauigkeiten, wie z.B. der oft überschätzte Sicherheitsbedarf, sollten nicht überbewertet werden.

Die Bewertung der "Felsqualität" in Form eines Indexwertes erleichtert die Einbeziehung von Erfahrungen aus anderen Projekten. Die gleichzeitige Verwendung mehrerer Klassifizierungssysteme bei der Bearbeitung eines Projektes erleichtert es, Anwendungsgrenzen einzelner Systeme nicht zu übersehen und die "Felsqualität" zutreffender zu beschreiben. Dieses Vorgehen hat sich in der Praxis bewährt.

Literatur

- BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. (1974): Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, Vol. 6, No. 4, S. 189-236
- BIENIAWSKI, Z.T. (1974): Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. *Proc. 3rd Int. Congr. ISRM*, Denver, 1974, Vol IIA, S. 27-32
- BIENIAWSKI, Z.T. (1981): Rock classifications: state of the art and prospects for standardization. *Transportation Research Record Nr. 783*, 1981, S. 2-9
- BRÄUTIGAM, F.; HESSE, K.-H. (1983): Ingenieurgeologische Gebirgstypisierung für Tunnelbauten an der DB-Neubaustrecke Hannover-Würzburg in Ostthessen. *Ber. 4. Nat. Tag. Ing.-Geol.*, Goslar, 1983; S. 151-165
- DEERE, D.U.; PECK, R.B.; PARKER, H.W.; MONSEES, J.E. (1970): Design of tunnel support systems. *Highway Research Record No. 339*, 1970, S.26-33
- EINSTEIN, H.H.; STEINER W.; BAECHER G.B. (1979): Assessment for Tunnels in Rock. *Proc. 4th Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, American Institute of Mining Engng., New York, Vol. 1, S. 683-706
- FRANKLIN, J.A. (1974): Rock quality in relation to the quarrying and performance of rock construction materials. *Proc. 2nd IAEG Congr.*, 1974, Sao Paulo, Vol. 1, IV-PC-2
- HOEK, E.; BROWN, E.T. (1980): *Underground Excavations in Rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1. Aufl. 1980, 2. Aufl. 1982, 527 S.
- HOEK, E. (1983): Strength of jointed rock masses. *Geotechnique*, Vol. 33, No. 3, S. 187-223
- JOHN, K.W. (1977): Geologische und geotechnische Gebirgsklassifizierung im Zusammenhang mit dem Entwurf von Felsgründungen. *Ber. 1. Nat. Tag. Ing.-Geol.*, Paderborn, 1977, S. 7-22
- LAUFFER, H. (1958): Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. *Geologie und Bauwesen*, Vol. 24, Nr. 1, S. 46-51
- PACHER, F.; RABCEWICZ, L.v.; GOLSER, J. (1974): Zum derzeitigen Stand der Gebirgsklassifizierung im Stollen- und Tunnelbau. *Bundesministerium für Bauten und Technik; Straßenforschung*, Nr. 18, S. 51-58

- PACHER, F. (1986): Mündliche Mitteilung
- SCHWEIZERISCHER INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREIN SIA (1975): Empfehlungen Nr. 198 und 199
- STINI, J. (1950): Tunnelbaugeologie. Springer-Verlag, insbes.: S. 272-298
- TERZAGHI, K. (1946): Rock defects and loads on tunnel supports. In: PROCTOR, R.V. und WHITE, T.L.: Rock tunnelling with steel supports. Youngstown, Ohio, Commercial Shearing and Stamping Co., 17-99, Harvard University. Graduate School of Engineering. Publication, 418 -Soil Mechanics Series 25 ;1946
- TRUNK, U. (1986): Vergleichende Untersuchung verschiedener Felsklassifizierungssysteme und ihrer Anwendung auf untertägige Hohlräume im Fels. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München
- WICKHAM, G.E.; TIEDEMANN, H.R.; SKINNER, E.H. (1972): Support determination based on geological predictions. Proc. First North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference, AIME, New York, S. 43-64

EINFÜHRUNG IN DEN TUNNELBAU

im Rahmen der Vorlesung "Felsmechanik" von Professor Pacher

B. Peintinger

Durch die Entwicklung der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise (NÖT) hat der Tunnelbau im Verkehrswegebau und im Wasserbau in den letzten beiden Jahrzehnten einen enormen Aufschwung genommen. Ziel der Vorlesung soll es sein, den Studenten einen kurzen Einblick in die Problematik des Tunnelbaus zu geben und die Wechselwirkung zwischen Fels, Ausbruch und Konstruktion zu erläutern.

Zum besseren Verständnis werden vorab einige Begriffe erklärt.

Nach der Form und Größe des zu erstellenden Hohlraums spricht man von

- a. Stollen: meist kleine Querschnitte, z. B. Abwasserstollen Durchmesser 5 m; Schrägstollen bis zu 45° Neigung.
- b. Tunnel: große Querschnitte, z. B. Verkehrstunnel 80 bis 120 m².
- c. Kavernen oder Hallen (bis zu etwa 40x50 m als Beispiel)
- d. Schächte: Vertikalschächte oder Schrägschächte bei Neigungen größer 45°.

Für die Teilbereiche des Hohlraums selbst und des Umrisses sind die in Bild 1 eingetragenen Bezeichnungen üblich.

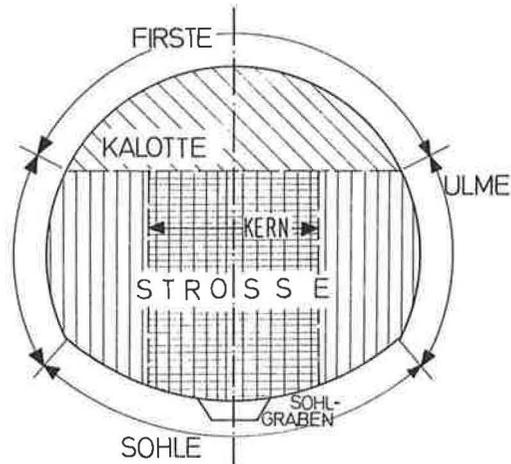


Bild 1: Unterteilung des Querschnitts und des Umfangs

Die Gebirgseigenschaften hängen im wesentlichen von der Festigkeit des Gesteins, der Klüftigkeit und der Festigkeit in den Klüften ab. Die Probleme der Erkundung und Bestimmung der Gebirgseigenschaften wurden bereits in einer früheren Vorlesung behandelt und sind nicht Gegenstand dieses Beitrages (s. hierzu L. MÜLLER, 1963 und 1978). Da die Beanspruchung des Tunnelbauwerkes sowie die Standfestigkeit des Gebirges sowohl von der Tiefe als auch von den Gebirgseigenschaften abhängen, lassen sich folgende Grenztiefen als grobe Anhaltswerte festlegen (vgl. Bild 2).

Die Gebirgseigenschaften sind jedoch keine konstanten Größen, sie hängen vom Spannungs-Verformungszustand des Gebirges ab. Sie werden daher von dem Bewegungszustand des Gebirges während der Tunnelherstellung beeinflusst. Deshalb besteht zwischen Herstellungsweise des Tunnels und dem Verhalten des Gebirges eine direkte Wechselbeziehung.

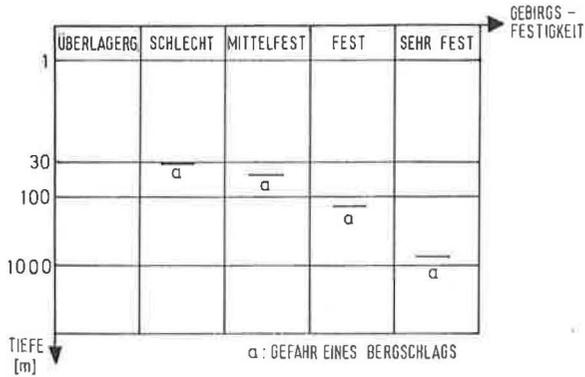
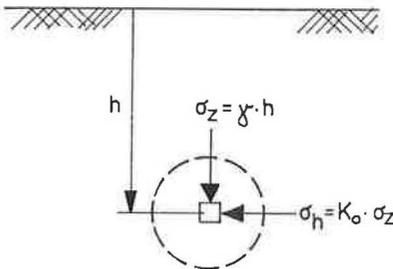


Bild 2: Grenztiefe zwischen stabilem und drückendem Gebirge

Im folgenden wird stark schematisiert die Beschreibung des Gebirgsverhaltens um den Hohlraum durch Gebirgskennlinien und die Wechselbeziehung zum Ausbau und dem daraus resultierenden Ausbawiderstand erläutert (PACHER, 1964, EGGER, 1973).

Vor Erstellung eines Hohlraumes findet sich das Gebirge im Gleichgewicht des Primärspannungszustandes.



Für erstkonsolidierte Böden

$$K_0 = 1 - \frac{\mu}{\mu}$$

$$0 < \mu < 0,5 \text{ Querdehnzahl}$$

Für überkonsolidierte Böden

$$K_0 > 1$$

Bild 3: Primärspannungszustand

Durch Öffnen des Hohlraums wird sich das Gebirge je nach Stützung in den Hohlraum verformen.

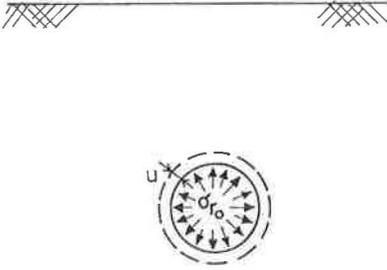


Bild 4: Sekundärspannungszustand

Unter der Annahme, daß sich das Gebirge voll elastisch verhält, ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Verschiebung u und dem nötigen Stützdruck σ_{r0} (Kurve 1 in Bild 5).

Bei Verminderung der Stützung σ_{r0} bauen sich die Radialspannungen ab und die Tangentialspannungen wachsen, bis das Gebirge bei Erreichen des kritischen Hauptspannungsverhältnisses plastifiziert. Dadurch ändert sich die Beziehung zwischen der Verschiebung u und dem erforderlichen Ausbauwiderstand σ_{r0} entsprechend Kurve 2 in Bild 5 unter Zugrundelegung eines ideal-elastisch-plastischen Materialverhaltens des Gebirges.

Durch die Verformungen im Gebirge tritt z. B. durch das Öffnen der Klüfte eine Entfestigung des Gebirges auf. Dies kann allmählich geschehen, vgl. Kurve 3b in Bild 5. Jedoch kann z. B. durch Verlust der Verkittung in den Klüften durch Verschiebungen auch eine plötzliche Entfestigung auftreten (Kurve 3a). Der Verlauf der entsprechenden Gebirgskennlinien um den Hohlraum ist ebenfalls in Bild 5 eingezeichnet.

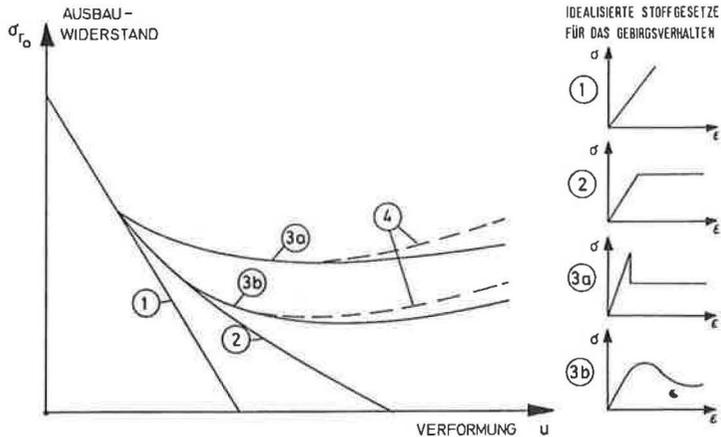


Bild 5: Idealisierte Gebirgskennlinien um den Hohlraum

Durch den weiteren Anstieg der Verformungen treten im Gebirge Auflockerungen auf und das Gewicht dieser Auflockerungszonen belastet den Ausbau. Dies bewirkt einen Anstieg des nötigen Ausbauwiderstandes (vgl. Kurve 4 in Bild 5).

Die quantitative Beschreibung der Gebirgskennlinien kann zum einen durch Messungen im Versuchsstollen (PACHER, 1964) oder durch theoretische Herleitung und Bestimmung von Gebirgskennwerten wie E-Modul, Querdehnzahl, Bruchspannungen (vgl. EGGER, 1973) erfolgen.

Nach Öffnen des Hohlraums wird dieser z. B. bei der NÖT durch das Stellen von Tunnelbögen und Aufbringen des Spritzbetons ausgebaut. Bis der Spritzbeton erhärtet ist, hat sich das Gebirge bereits um den Betrag u_0 verformt. Durch weitere Verformungen ändert sich der Gebirgsdruck, bis er mit der aus den erzwungenen Verformungen resultierenden Traglast des Ausbaus im Gleichgewicht steht (vgl. Bild 6).

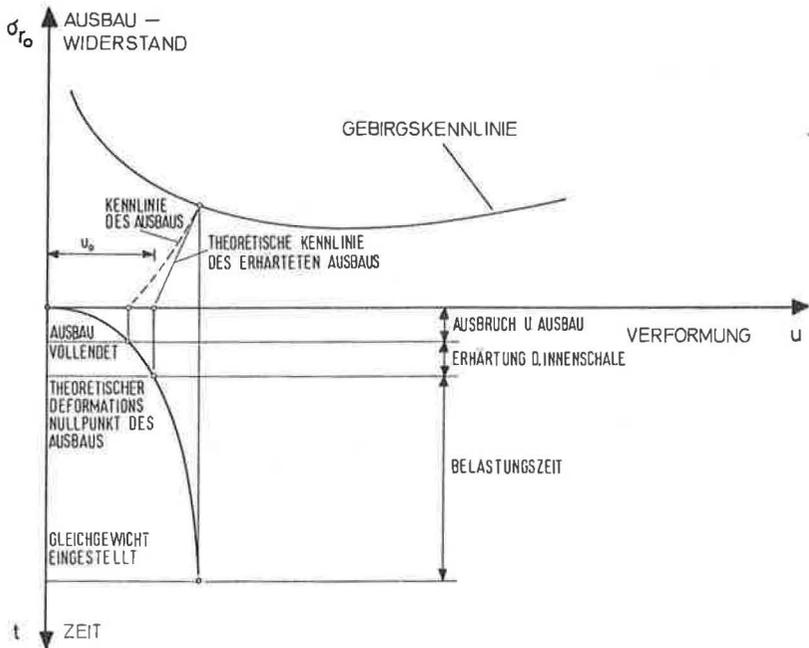


Bild 6: Zusammenspiel von Gebirgsdruck und Ausbauwiderstand nach PACHER (1964)

Bei tieferliegenden Tunneln wird man versuchen, die Steifigkeit des Ausbaus und die zeitliche Abfolge des Ausbruchs und Ausbaus so abzustimmen, daß sich das Gebirge bereits entspannt, aber noch nicht aufgelockert hat, um so die Belastung des Ausbaus zu minimieren (vgl. Bild 7, Kurve 1) und das Gebirge zum Mittragen zu aktivieren.

Ein sehr später Ausbau, bei dem sich das Gebirge durch große Verformungen bereits auflockerte (vgl. Kurve 2 in Bild 7), ist - soweit möglich - zu vermeiden, weil der tragende Gebirgsring um den Ausbau zu weit in das Gebirge wandert und im schlimmsten Fall zu Oberflächensetzungen oder gar zu "Tagbrüchen" führt.

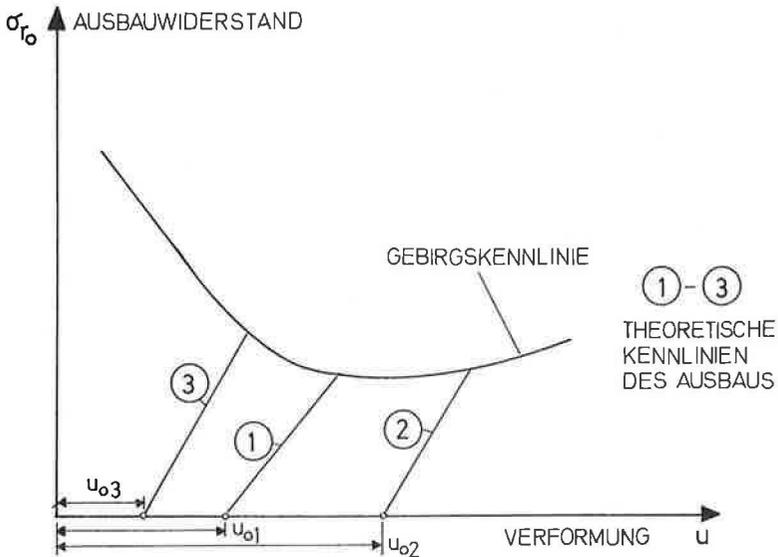


Bild 7: Wechselwirkung zwischen Gebirge und Tunnelsicherung

Bei oberflächennahen Tunneln, wie z. B. beim U-Bahn-Bau in den Städten, muß man jedoch versuchen, die Verformungen an der Oberfläche so gering wie möglich zu halten. Man wird deshalb bemüht sein, den Ausbau so schnell wie möglich einzubringen und dadurch die Verformungen gering zu halten. Dies hat jedoch eine stärkere Beanspruchung des Ausbaus zur Folge, da sich das Gebirge wenig entspannen konnte (vgl. Kurve 3 in Bild 7).

Das Zusammenspiel Gebirge und Ausbau kann durch Anker wesentlich beeinflusst werden. Zum einen läßt sich durch Anker die Gebirgskennlinie um den Hohlraum verändern. Durch Anhängen bereits aufgelockerter Bereiche an stabile Zonen wird der Anstieg der Gebirgskennlinie (vgl. Kurve 4 in Bild 5) verhindert. Desweiteren wirken die Felsanker wie eine Bewehrung, die durch Anheben der technischen Kohäsion die Rest-

festigkeit des Gebirges verbessern und somit den nötigen Ausbauwiderstand der Kurve 3a bzw. 3b in Bild 5 vermindern.

Eine Vorspannung der Verankerung bewirkt eine Vergrößerung des radialen Innendruckes σ_{r0} und stellt somit eine Verstärkung des Ausbauwiderstandes dar.

Durch den Beitrag wurde versucht, sehr vereinfachend das Zusammenspiel Gebirge und Ausbau qualitativ zu beschreiben. Weitergehende Betrachtungen und entsprechende Berechnungsansätze findet man in der angegebenen Literatur. Finite Element-Berechnungen stellen ein nützliches Hilfsmittel zur Vorbemessung und für begleitende Kontrollrechnungen dar. Eine exakte Wiedergabe der natürlichen Verhältnisse ist jedoch auch damit nicht möglich.

Es wird stets auch die Erfahrung des Ingenieurs und Geologen vonnöten sein, die Gebirgskennlinie durch Beobachten des Gebirges vor Ort qualitativ zu erfassen und darauf zu reagieren.

Literatur:

- EGGER, P. (1973): Einfluß des Post-Failure-Verhaltens von Fels auf den Tunnelausbau. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 57
- MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau, Bd. 1. F. Enke Verlag, Stuttgart
- MÜLLER, L. (1978): Der Felsbau, Bd. 3. F. Enke Verlag, Stuttgart
- PACHER, F. (1964): Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues. Felsmechanik und Ingenieur-Geologie, Suppl. I, Springer Verlag, Wien, S. 149-161
- PACHER, F. (1975): Anwendung der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise in nicht standfestem Gebirge. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, SIA, Dokumentation 11, S. 45-54

DIE LAGEKUGEL

- ein Hilfsmittel zur Lösung von Aufgaben in der Felsmechanik -

(Thema im Rahmen der Vorlesung "Felsmechanik"
von Professor Pacher)

W.Reitmeier

Während die Bruch- bzw. Plastizitätszonen bei homogenen Bodenverhältnissen im Lockergestein vorwiegend von der Geometrie und Art der Beanspruchung abhängig sind, steht der Einfluß des Gefüges bei geklüftetem Fels in Bezug auf Bewegungsmöglichkeiten und Grenzgleichgewicht im Vordergrund.

Für die Beurteilung des Tragvermögens müssen daher sowohl der Zustand, als auch die räumliche Verteilung von Klüften und anderen geologischen Trennflächen bekannt sein.

Eine anschauliche räumliche Darstellung geologischer Schwachstellen, und auch die Beurteilung ihrer Wechselwirkung auf geotechnische Fragestellungen ist mit Hilfe der Lagekugel möglich.

In Anlehnung an die Vorlesung "Felsmechanik" befaßt sich dieser Beitrag ausschließlich mit diesem graphischen Hilfsmittel zur Darstellung von beliebigen Flächen und Richtungen und deren Wechselwirkung zueinander bei einfachen felsmechanischen Fragestellungen.

Beschreibung einer beliebigen Ebene oder Richtung im Raum

Für die Darstellung denke man sich eine nach oben offene Halbkugel. Jede beliebige Fläche A im Raum läßt sich durch einen auf ihr senkrecht stehenden Vektor (Normale) eindeutig beschreiben.

Ausgehend vom Kugelmittelpunkt (siehe Bild 1) durchstößt dieser Vektor die Kugeloberfläche im Punkt N_a .

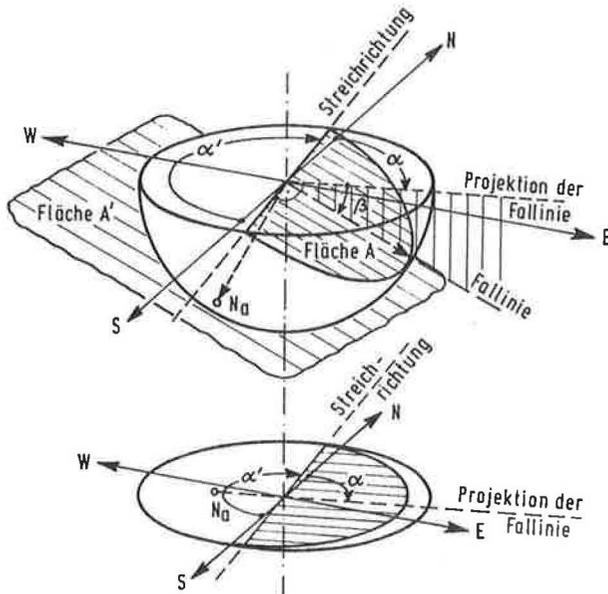


Bild 1 Dreidimensionale Darstellung einer beliebigen Fläche in der Lagekugel

Geometrisch kann man sich diesen Durchstoßpunkt auch als Berührungspunkt einer zur Fläche A parallel verschobenen Ebene (A') mit der Halbkugel vorstellen.

Jede Raumlage einer Fläche oder Richtung kann also in dieser Halbkugel durch Einzeichnen eines einzigen Punktes, des Lotfußpunktes, festgehalten werden.

Projizieren wir die Kugeloberfläche flächentreu auf die Zeichenebene, läßt sich die Darstellung räumlicher Flächen bzw. Richtungen mit Hilfe der jeweiligen Lotfußpunkte auf zwei Dimensionen reduzieren.

Im Hinblick auf die zu erwartenden Streuungen in der Natur ist eine flächentreue Projektion insbesondere auch für statistische Auswertungen zweckmäßig.

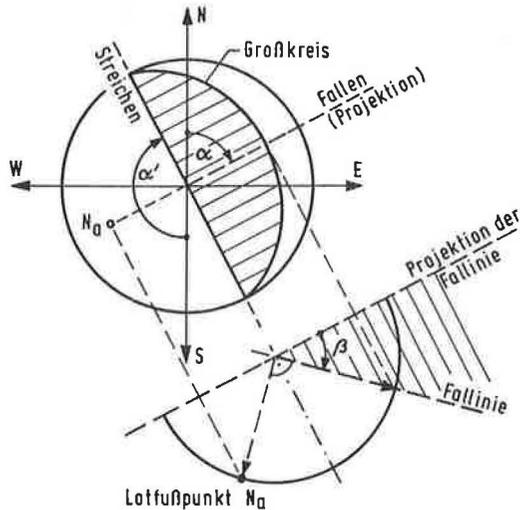


Bild 2 Projektion der in Bild 1 dargestellten Raumfläche auf die Zeichenebene

Jeder horizontalen Achse, der in Bild 1 bzw. Bild 2 dargestellten Halbkugel, ordnen wir eine Himmelsrichtung zu. Damit lassen sich mit einem geologischen Kompaß auch im Gelände alle Richtungen eindeutig zuordnen.

Die Richtung einer Horizontallinie, also der Verbindungsgeraden höhen-gleicher Punkte auf einer geneigten Fläche, wird als Streichrichtung α' bezeichnet und als Abweichung von der Nord-Süd-Richtung im Uhrzeigersinn gemessen (Bild 2). Der Einfallswinkel β bezeichnet die Neigung der Falllinie gegenüber der Horizontalen.

Mit **Streichen** und **Fallen** ist die Lage einer Fläche nur dann eindeutig definiert, wenn zusätzlich die Himmelsrichtung des Einfallens angegeben ist. Im Beispiel von Bild 2 "153°/42° NE".

Einfacher ist es jedoch in der Praxis, die Richtung der Falllinie α (als Abweichung von der Nordrichtung im Uhrzeigersinn) und den Einfallswinkel β anzugeben. Die Stellung der Fläche in Bild 2 wäre dann durch die Angabe "63°/42°" festgelegt.

Für die numerische Erfassung genügt es also, zwei Winkel anzugeben.

Konstruktionshilfen zum Arbeiten mit der Lagekugel

Bei geotechnischen Anwendungen werden in der Praxis häufig zwei Hilfsnetze verwendet, die im einzelnen hier kurz beschrieben werden sollen.

Für die Mehrzahl der Fragestellungen hat es sich wegen der einfachen Darstellungsmöglichkeit von Flächen und Richtungen als zweckmäßig erwiesen, alle Eintragungen auf dem sogenannten **Normalnetz** vorzunehmen. Dieses 'Gradnetz' entsteht durch eine flächentreue Projektion der Schnittkreise von horizontalen Ebenen mit der Lagekugel auf die Zeichenebene.

Zur übersichtlichen Handhabung sind diejenigen Schnittebenen ausgewählt, deren Schnittkreise die Lagekugel für eine vorgegebene Grad-einteilung schneiden. Dies ergibt, wie in Bild 3 dargestellt, neun verschiedene Schnitte bzw. konzentrische Kreise für eine schrittweise Abstufung um jeweils zehn Grad.

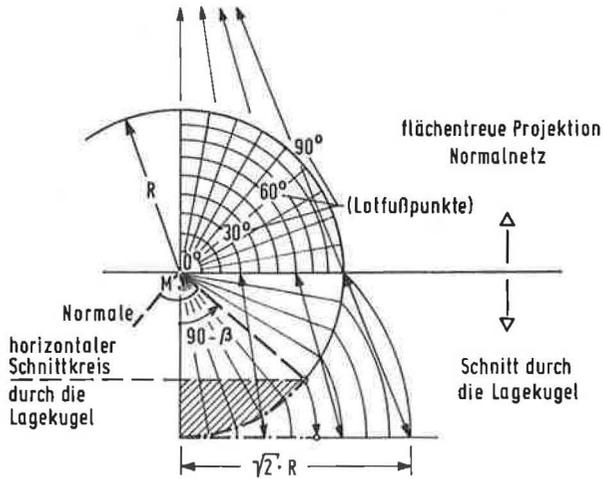


Bild 3 Konstruktionsprinzip des Normalnetzes

In der Projektion auf die Zeichenebene können beliebig einfallende Flächen auch durch den jeweiligen Großkreis, d. h. die Verschneidung der Kugeloberfläche mit der Fläche, dargestellt werden. Hierfür und zum einfachen Konstruieren von räumlichen Verschneidungen in der Lagekugel verwendet man das **Schmidtsche Netz**.

Analog dem Normalnetz entsteht dieses Hilfsnetz durch eine flächentreue Projektion der Großkreise auf die Zeichenebene.

Zur einfachen Handhabung werden die Projektionen wiederum für stufenweise um eine Achse drehende Ebenen aufgezeichnet.

In Bild 4 sind die Verschneidungen von horizontalen- und geneigten Flächen mit der Lagekugel räumlich dargestellt.

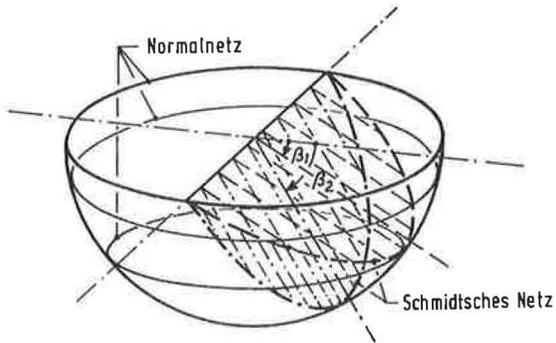


Bild 4 dreidimensionale Darstellung der Verschneidungen
(Normal- bzw. Schmidtsches Netz)

Bild 5 zeigt die daraus konstruierten Hilfsnetze für die praktische Anwendung.

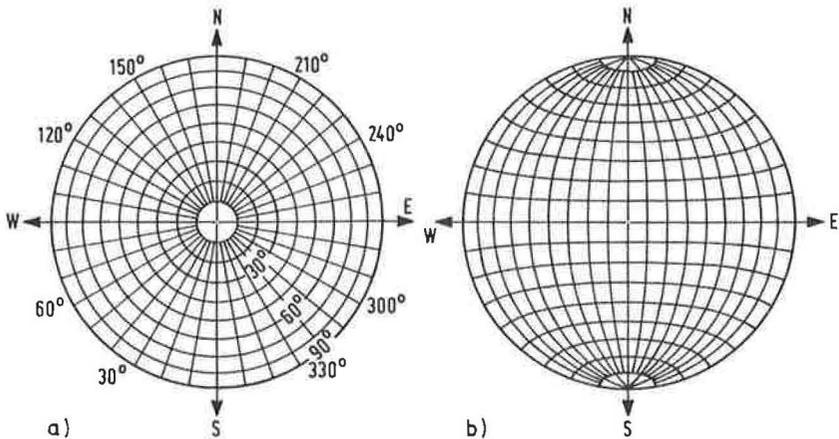


Bild 5 Normalnetz (a) und Schmidtsches Netz (b)

Gefügeaufnahme von beliebigen Raumflächen oder Richtungen

Mit Hilfe eines geologischen Kompasses werden im Gelände bei jeder Fläche die Richtung der Fallinie α und des Einfallwinkels β eingemessen und die Lotfußpunkte in das Normalnetz eingetragen.

Die Skalierung ist so gewählt, daß der Lotfußpunkt der Flächennormalen ohne Umrechnung der gemessenen Winkel direkt im Normalnetz eingetragen werden kann. Der Einfallwinkel β wird immer vom Kreismittelpunkt aus abgetragen.

Eine horizontale Ebene wird also im Normalnetz durch einen Lotfußpunkt im Kreismittelpunkt mit $\beta = 0$ abgebildet.

Die zugehörigen Großkreise der Raumflächen können mit Hilfe des Schmidtschen Netzes bequem eingetragen werden.

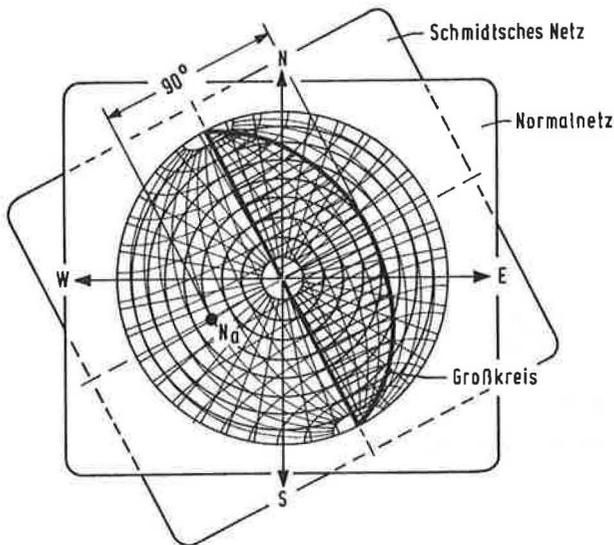


Bild 6 Normalnetz mit darunterliegendem Schmidtschen Netz zur Eintragung einer Fläche als Großkreis

Hierzu legt man das auf Transparentpapier gezeichnete Normalnetz über das Schmidtsche Hilfsnetz und dreht es in die in Bild 6 dargestellte Position.

Da der Winkel zwischen der Ebene und ihrer Flächennormalen immer 90° beträgt, muß der Abstand des Großkreises vom Lotfußpunkt N_a exakt 90° sein.

Bewegungsmöglichkeiten eines Gebirgskörpers werden vorwiegend von den vorhandenen Trennflächen bestimmt. Für eine Felsböschung ist dann mit Bewegung bzw. Abgleiten auf einer Bruchfläche zu rechnen, wenn die geologischen Trennflächen flacher geneigt sind als die Böschung.

Wir bezeichnen diese in Bild 7 dargestellte geometrische Randbedingung als **Unterscheiden** einer Böschung.

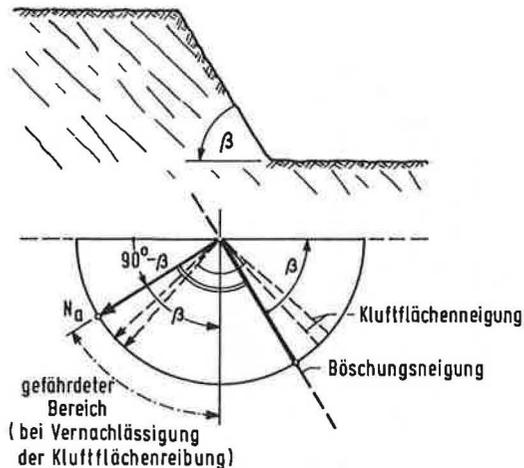


Bild 7 Unterschnittene Böschung mit Lagekugelskizze

Standsicherheitsuntersuchung einer unterschrittenen Böschung mit Hilfe der Lagekugel

Zur Beurteilung der Standsicherheit einer Böschung in geklüftetem Fels ist es erforderlich, alle möglichen Gleitrichtungen und deren Wechselwirkung auf die Böschungsneigung zu erfassen. Für den Sonderfall, daß die Streichrichtung der Klüfte gleich der Streichrichtung der Böschung angenommen werden kann, liegt der gefährdete Bereich nur entlang der in Bild 7 strichpunktiziert eingetragenen Bogenlänge. Dabei wird angenommen, daß die Felsböschung nur durch ihr Eigengewicht belastet wird und die Klufflächenreibung auf der "sicheren Seite" liegend nicht in Rechnung gestellt werden kann.

Der geometrische Ort aller Lutfußpunkte von Trennflächen, die von der jeweiligen Böschungsfläche unterschritten werden, also flacher als die Böschung sind, kann mit Hilfe der in Bild 8 aufgezeigten Konstruktion bestimmt werden.

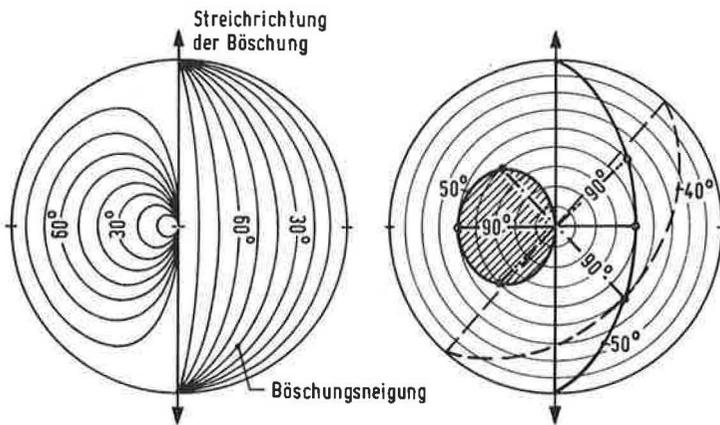


Bild 8 Hilfsnetz zur Feststellung der Unterschneidung von geologischen Trennflächen durch eine Böschungsfläche

Für die praktische Anwendung legt man wieder das auf Transparentpapier gezeichnete Normalnetz über das Hilfsnetz und dreht das Transparent in diejenige Lage, daß die zugehörigen Böschungsgroßkreise beider Netze übereinander zu liegen kommen. In einem ersten Schritt kann man nun ohne Berücksichtigung der Kluftflächenreibung auf der gegenüberliegenden Seite die geometrischen Orte aller gefährdeten Lotfußpunkte von Trennflächen einzeichnen.

Der in Bild 8 konstruierte Bereich gefährdeter Kluftflächen entsteht aus der Überlegung, daß entlang einer Kluftebene nur Bewegungen möglich sind, wenn die jeweilige Falllinie der Kluftfläche aus der Böschungsebene austritt. Die eingetragene Begrenzungslinie markiert alle Verschneidungen von Kluftebenen mit der vorgesehenen Böschungsebene β für den Sonderfall, daß die Verschneidungsrichtung gerade in der Böschungsebene zu liegen kommt. Für diesen Grenzfall fällt also die Falllinie der Kluftfläche und die Verschneidungsrichtung Kluftfläche/Böschungsebene zusammen. Das gleiche Konstruktionsprinzip gilt auch bei beliebigen Einfallswinkeln.

Gehen wir beispielsweise von zwei dominierenden Klufttrichtungen aus, so kann die Verschneidungsrichtung, auf der der entstandene Kluftkörper zusätzlich gleiten könnte, analog, wie in Bild 8 aufgezeigt, konstruiert werden.

Hierzu werden die Großkreise der beiden Klufttrichtungen in ein Normalnetz eingetragen. Die Verbindung des Mittelpunkts mit dem Schnittpunkt der beiden Großkreise ist dann die Verschneidungsrichtung der beiden Kluftflächen.

Der zugehörige Lotfußpunkt kann im Abstand von 90° auf der gegenüberliegenden Seite (siehe Bild 9) eingetragen werden.

Alle bisherigen Überlegungen berücksichtigen nicht die für praktische Standsicherheitsuntersuchungen im allgemeinen nicht zu vernachlässigende Reibung entlang der Trennflächen.

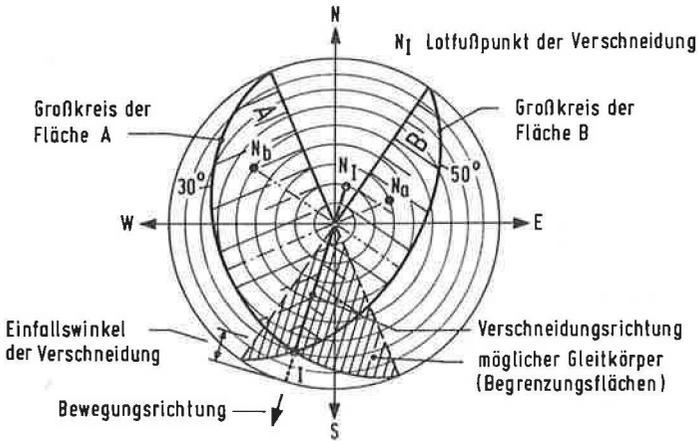


Bild 9 Verschneidung von zwei beliebigen Ebenen im Raum

Die Einbeziehung dieser wichtigen Randbedingung hat Talobre mit Hilfe der nachfolgenden Konstruktion aufgezeigt.

Reibungskegel nach Talobre

Der von Talobre schon 1956 vorgestellte Reibungskegel hat den Anwendungsbereich der Lagekugelkonzeption besonders für geotechnische Problemstellungen wesentlich erweitert.

Wir denken uns eine beliebige Richtung im Raum mit der auf ihr senkrecht stehenden Ebene.

Zeichnen wir um diese Richtung einen Kegel, so bedeutet die Mantelfläche dieses Rotationskörpers den geometrischen Ort aller Richtungen, die von der Symmetrieachse um den halben Öffnungswinkel abweichen.

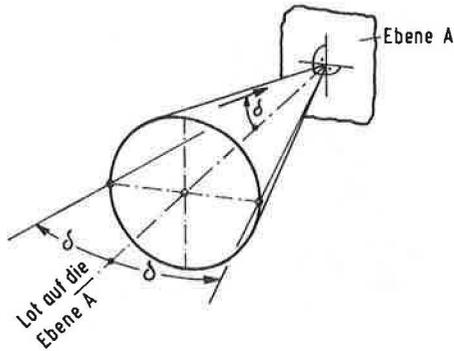


Bild 10 Reibungskegel nach Talobre

Unsere Aufgabe besteht also zunächst darin, die Verschneidung der Mantelfläche mit der Kugeloberfläche auf der Zeichenebene zu konstruieren. Dazu legt man wieder das auf Transparentpapier gezeichnete Normalnetz über das Schmidtsche Netz und dreht die beiden Netze so, daß die vorgegebene Richtung (Symmetrieachse des Reibkegels) auf verschiedenen Großkreisen zu liegen kommt.

In Bild 11 ist dargestellt wie auf diesen Großkreisen durch Eintragen des Öffnungswinkels δ der auf die Zeichenebene projizierte Reibungskegel konstruiert werden kann.

Interpretiert man den halben Öffnungswinkel als Reibungswinkel einer Kluffläche, läßt sich auch die Materialbeschaffenheit in die Stand sicherheitsuntersuchungen mit einbeziehen.

Dies bedeutet konkret, daß für die in Bild 7 dargestellte unterschrittene Böschung Klufflächenrichtungen, deren Einfallwinkel nicht größer sind als der Winkel der Reibung, ungefährlich sind.

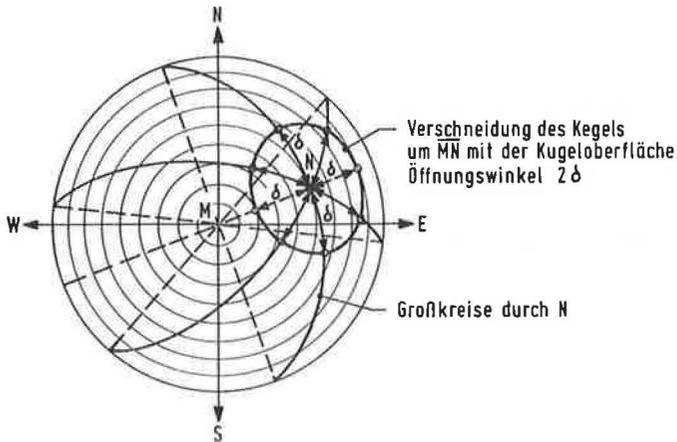


Bild 11 Konstruktion des Reibungskreises nach Talobre in der Lagekugel

Mit Hilfe der in Bild 11 aufgezeigten Konstruktion können beliebige Raumlagen von Reibkegeln in der Lagekugelprojektion eingetragen werden.

Die Konzeption des Talobre-Kreises ist auch ein einfaches Hilfsmittel zur Bestimmung von optimalen Arbeitsrichtungen in bezug auf ein vorgegebenes Flächengefüge.

Besteht zum Beispiel die Forderung Klufflächen für Bohrungen oder Anker möglichst senkrecht anzubohren, so läßt sich mit Hilfe der **Talobre-Kreise** diejenige Richtung grafisch bestimmen, bei der die Bohrung unter Berücksichtigung mehrerer Kluftrichtungen von der Normalen am wenigsten abweicht.

In der Natur werden sich Trennflächen bzw. Trennflächensysteme nur in Ausnahmefällen durch scharf begrenzte, geometrische Körper ausreichend genau beschreiben lassen. Die Vielzahl von Einflüssen bei der Entstehung von Klüften und Bruchzonen läßt auch erwarten, daß in der Praxis mit mehr oder weniger ausgeprägten Streuungen zu rechnen ist.

Trotzdem bleibt die Anschaulichkeit des Lagekugelkonzepts erhalten, da sich jede einzelne Ebene mit nur einem einzigen Punkt dem Lotfußpunkt in der Zeichenebene darstellen läßt.

Trennflächensysteme können somit durch ihre Darstellung als 'Punktehaufen' auch nach statistischen Gesichtspunkten bequem ausgewertet bzw. berücksichtigt werden.

Literatur

- JOHN, K. W.; DEUTSCH, R. (1974): Die Anwendung der Lagekugel in der Geotechnik - Festschrift Leopold Müller-Salzburg
- PACHER, F. (1959): Kennziffern des Flächengefüges. Geol. und Bauw. 24, Nr. 3/4, S. 223-227.
- SANDER, B. (1948): Einführung in die Gefügekunde der geologischen Körper. 1. Teil, Springer, S. 125-146.
- TALOBRE, J. (1957): La Méchanique des Roches. Dunod, Paris

PROBLEME DER KLUFTGEFÜGEAUFNAHME UND DER HOMOGENBEREICHE IM FELS

H.O. Hellner

Übersicht

Der Kluftkompaß für die Messung von Gefügedaten im Fels und die polarographische Darstellung von Klufflächen zählen zum Handwerkszeug des Felsmechanikers. Es werden die Schwierigkeiten beim Messen von Felsspalten und die Grenzen und Probleme dieses Verfahrens für eine Bestimmung des Gebirgsgefüges an Beispielen aufgezeigt.

1. Einleitung

Der Felsbau beschäftigt sich mit den festen Gesteinen der Erde, die nach L. MÜLLER einem "Vielkörper-System" oder nach J. STINI "einem wohlgefügteten Trockenmauerwerk nicht unähnlich" sind. Fels ist ein Baustoff, der im Gegensatz zu Bodenarten oder Feststoffen wie Beton einen besonders geregelten Aufbau aus einzelnen Kluffkörpern aufweist, die durch mehr oder weniger ausgeprägte Flächen, die Klüfte, begrenzt sind. Die Klüftung bestimmt wesentlich die mechanischen Eigenschaften der einzelnen kleinen oder großen Kluffkörper, einer Felswand oder eines Gebirgsstockes.

Die Tektonik untersucht das Gefüge von geregelten geologischen Körpern, um deren Aufbau, Spannungszustand und Bewegungsgeschichte zu erfahren, die sich aus den Materialunterschieden (Schichtung), den plastischen (Falten) oder Bruchverformungen (Klüfte und Störungen)

ablesen lassen. Die Felsmechanik untersucht das Flächengefüge im Fels auf seine Eigenschaften gegenüber Bauwerken oder unterirdischen Hohlräumen. Hierfür können tektonische Angaben, wie z.B. die Untersuchung von jüngeren und älteren Kluftsystemen, von Nutzen sein.

Eine wichtige Untersuchung hierzu ist die genaue Vermessung der räumlichen Lage von Kluft- und Störungsflächen im Fels. Diese Kluftmessungen werden wegen der einfachen Handhabung mit dem Geologenkompaß oder dem Kompaß nach CLAR (1954) (mit "Nord-voraus"-Messung) durchgeführt. Die gemessenen Streich- und Fallrichtungen der Flächen werden nach B. SANDER (1930 + 1948) in ein flächentreues Gradnetz als Flächendiagramm nach W.SCHMIDT (1925) mit ihren Polen eingetragen. Es werden auch andere Flächendarstellungen als Kluftrosen, Großkreisflächen, Einheitsquadrate oder Strichsignaturen angewendet. Die Meßergebnisse werden durch statistische Methoden auf drei oder mehrere typische Kluftflächen, die stellvertretend für die Kluftsysteme stehen, reduziert.

Diese vereinfachten Darstellungen werden den Überlegungen und Berechnungen der Gebirgseigenschaften zugrundegelegt. Daher müssen diese Grundlagen sehr sorgfältig und sachkundig erbracht werden. Hier werden Fehler bei der Felsaufnahme im Felde und das Problem der Homogenbereiche an einigen Beispielen aufgezeigt.

2. Probleme bei der Kluftmessung und der Auswertung

2.1 Der "anstehende Fels" und die "Kluft"

Vom äußeren eines Felsaufschlusses muß meist auf das Innere eines Gebirgsstockes geschlossen werden. Freie Felsflächen oder Fels unter Verwitterungsschichten sind häufig durch Erosion und Verwitterung abgerundet oder aufgeraut, so daß hier möglichst nie Untersuchungen vorgenommen werden sollten. Erst nach dem Abräumen der obersten Felsstücke oder Platten und nach dem Anschlagen zeigt das Gebirge die wahre Gesteinsart, Farbe und Beschaffenheit.

Massiger, rissefreier Fels ist sehr selten, meist sind feine Risse und klaffende Spalten, die Klüfte, zu erkennen, die sich durch das Material ziehen, die gerade, gewellt oder getreppt erscheinen. Die Klüfte können geschlossen, offen, mit Kristallen verheilt oder mit Lehm und Schutt gefüllt auftreten. Große Störungszonen mit Zentimeter- bis Meter-Breite können das gesamte Gebirge durchziehen; sie sind mit Mylonit - dem zermahlenden Gestein - gefüllt.

Diese Klufteigenschaften müssen besonders exakt beschrieben und aufgezeichnet werden, weil sie wesentliches über die Festigkeitseigenschaften aussagen.

2.2 Klufmessungen

Neben den obigen Klufteigenarten wird die räumliche Lage der Klufflächen bestimmt. Die Meßmethode muß der Größe des Aufschlusses angemessen sein. Große Störungszonen werden mit optischen Methoden und Bandmaß vermessen. Großklüfte können gut mit dem Bergmanns- oder Geologenkompaß aufgenommen werden. Kleinere und sehr glatte Klüfte lassen sich mit dem Klufftkompaß einmessen. Wellige Klüfte können mit einer Platte und aufgelegtem Kompaß bestimmt werden. Allgemein kann die Genauigkeit der Messung mit dem Klufftkompaß wegen der kleinen Meßbasis nur mit $\pm 5^\circ$ angenommen werden (L. MÜLLER, 1933), wenn auch die Messung mit $\pm 0,5^\circ$ Genauigkeit ablesbar ist.

Die Kompaßmessung mit dem Klufftkompaß (nach CLAR) ist aber einfach, schnell und mit einer Hand ohne Helfer möglich und daher in der Felsmechanik allgemein üblich.

2.3 Meßfehler

Die Kluffmessung muß einwandfrei sein, weil sie für das Bauvorhaben entscheidend sein kann. Die Meßplatte am Kompaß muß auf einer sauberen Klufffläche satt aufliegen und der Bussolenteil am Kompaß nach der Libelle ausgerichtet sein. Dies ist bei kleinstückigem Fels und bei Mes-

sungen im Hangenden nicht einfach. Wenn zum Ausgleichen von Rippelmarken auf Schichtflächen eine Platte unter den Kompaß gelegt wird, muß gewährleistet sein, daß hierbei keine Kluftrittrennen, d.h. Diagonalen über 2 Klufsysteme übermessen werden.

Kompaßabweichungen von magnetisch Nord auf das Gitternord von wenigen Grad können der topographischen Karte entnommen und am Bussolenring eingestellt werden. Wesentlich wichtiger sind magnetische Feldabweichungen durch magnetische Minerale, basische Eruptivgesteine, Eisenteile (Geologenhammer), Masten, Grubenlampen, Leitungen, Fahrzeuge etc. (z.B. kann ein Auto in 10 m Abstand eine Kompaßabweichung von 10° bis 20° bewirken, dies ist bei Straßeneinschnitten oder Baustellen zu beachten). Abhilfe ist hier nur durch optische Messungen oder Winkelmessungen von Schnurgerüsten aus möglich.

Die Genauigkeit, mit der das Klufstreichchen mit Hilfe des Kluftkompas ses gemessen werden kann, nimmt mit kleinen Fallwinkeln stark ab, z.B. läßt sich bei 20° Fallen das Streichen noch mit $\pm 5^\circ$ messen, bei 10° mit $\pm 12^\circ$, bei 5° mit $\pm 20^\circ$ bis 30° .

Nicht beachtete geringe Abweichungen allgemein parallel verlaufender Klufflächen können im Einzelfall zu Schäden führen. In einer Baugrube nahe der Donau wurden im Cordieritgneis senkrecht einfallende, quer zur Baugrubenwand streichende Klufflächen angetroffen, die die Stabilität der Wand nicht beeinträchtigten. Das Streichen der Flächen variierte nur um 10° . Dies reichte aus, um bei dem von der Donau zur Baugrube herrschenden Wasserüberdruck von 1 bar einzelne größere Felsquad er keilförmig aus der Wand zu drücken. Dies zeigt, es sind möglichst genaue Messungen nötig, und in der felsmechanischen Untersuchung sind in jedem Fall auch allgemeine statische Berechnungen - wie hier auf Klufwasserdruck bei Hochwasser - unerläßlich.

2.4 Auswahl der Meßpunkte

Bei der praktischen Aufnahme im Gelände und unter Tage steht man häufig vor der Frage, wieviele Meßwerte notwendig sind und wie sie zu verteilen sind, um alle wesentlichen Klufdaten zu erfassen, dies vor allem unter der physischen Belastung durch große Hitze in einer Baugrube oder schneidender Kälte in einer Felswand.

Oft ist nicht von vornherein zu erkennen, ob die Kluftrichtungen eines Untersuchungsgebietes homogen verteilt sind, d.h. ob alle einzelnen Meßbereiche gleiche Ergebnisse zeigen und untereinander austauschbar sind (SANDER, 1948). Bei inhomogenen Verhältnissen liegen im Untersuchungsgebiet Bereiche mit verschiedenem Flächengefüge vor, wie dies unter 3.2 und 3.4 erläutert wird.

Hier hilft z.B. ein gleichmäßiges Raster von Meßpunkten im Abstand von 5 oder 50 m (je nach Umfang) weiter, wobei in jedem Meßpunkt alle Klufflächen gemessen werden. Die Gefügedaten der einzelnen Punkte werden in eigene Poldiagramme eingetragen und miteinander verglichen, um somit Homogenbereiche zu erkennen.

Bestimmte Kluftrichtungen sind bei der Aufnahme in ihrer Häufigkeit und Varianz für eine statistische Auswertung unterrepräsentiert, weil sie geometrisch ungünstig einfallen. Z.B. werden die Flächen, die zur Ansichtseite einer Felswand parallel verlaufen, weniger häufig eingemessen als senkrecht oder diagonal dazu verlaufende. Die wandparallelen Klufflächen müssen bei der Auswertung gewichtiger bewertet werden (ADLER et al. 1962, S. 7 ff.), falls sich nicht durch Einschnitte in die Felswand oder durch orientierte Kernbohrungen genauere Einblicke gewinnen lassen.

Eine gute Kontrolle über die Messungen und deren Aussagekraft ist nach einer sofortigen statistischen Auswertung ein zweiter Besuch der Felsbaustelle. Beim Baufortschritt einer Felsbaustelle oder eines Tunnels müssen möglichst viele weitere Messungen zur Kontrolle vorgenommen

werden. Eine weitere Kontrolle der statistischen Auswertung ist möglich, wenn nach dem Poldiagramm ein oder mehrere Klufkörper gezeichnet werden und diese mit den Felsaufschlüssen verglichen werden (manchmal liegen passende Klufkörper im Hangschutt).

Die Anzahl der Meßwerte muß der Inhomogenität des Flächengefüges und der Größe des Bauwerkes angemessen sein. Die Klufmessungen im Felde sind immer subjektiv, da sie von der Wahl der Meßpunkte und der Auffälligkeit der Klüfte abhängt. Bei der statistischen Auswertung von 500 Flächenmessungen können zwei oder drei entscheidende Kluftrichtungen als Fehlmessungen gedeutet werden. Meist wird versucht, für Felsbauwerke bei annähernd homogenen Verhältnissen 50 bis 200 Meßwerte für Voruntersuchungen aus Anschnitten und Bohrungen zu messen. Aus örtlichen Gründen sind dies oft unter 50 Werte, deshalb muß dann besonders auf das Erfassen aller kennzeichnenden Klufwerte geachtet werden.

Zur statistischen Auswertung kann in diesem Rahmen nicht Stellung genommen werden. Hier wird auf die Fachliteratur verwiesen (ADLER, et al., 1959, 1961, 1962, 1982; B. SANDER, 1948; L. MÜLLER, 1963; JOHN u. DEUTSCH, 1974).

3. Tektonische Grenzen von Homogenbereichen (Räumliche Gültigkeit von Klufsystemen)

3.1 Gleichmäßige Klufsysteme

Unter günstigen Verhältnissen ist im Arbeitsbereich und seiner näheren Umgebung nur eine begrenzte Anzahl von Klufsystemen aufzufinden, und diese Systeme sind im wesentlichen gleichgerichtet.

Diese Verhältnisse sind häufig in festen kristallinen Massengesteinen, in mächtigen gebankten Karbonatgesteinen und Sandsteinen anzutreffen, d.h. meist bei Gesteinen, die auf großtektonisch gesehen großen starren sog. "Platten" oder in "Großsynklinen" entstanden sind. Eine Ban-

kung im Zehnmeterbereich und größer läßt meist auch für Kleinbereiche eines Bauwerkes gleichartige Klüftung erwarten. In dem in Abb. 1 dargestellten Beispiel war die Standfestigkeit der Aussichtsplattform auf einer 8,5 m frei überhängenden Sandsteinbank oberhalb des Portals des Autobahntunnels auf dem Gebhardtsberg bei Bregenz zu untersuchen. Das Gebirgsgefüge besteht aus drei Kluftrichtungen, die auch im Tunnel ca. 155 bis 180 m tiefer im wesentlichen wieder auftauchen. Die Gesteine des Tertiärs wechseln am Pfänder zwischen Sandstein, Tonmergel, Schluffstein und Konglomeraten (Nagelfluh).



Abb. 1:
Felsüberhang am
Gebhardtsberg bei
Bregenz (Vorarlberg)

Ähnlich sind die Klüfte im Amphibolit des Hohen Bogen im Bayr. Wald sehr gleichmäßig. Hier wurde eine Sendeantenne gegründet. Obwohl diese ältesten bayrischen Gesteine in der Erdgeschichte vielfältig bewegt und zerbrochen wurden, sind sie über den Baubereich gleichmäßig angetroffen worden (Abb. 2).

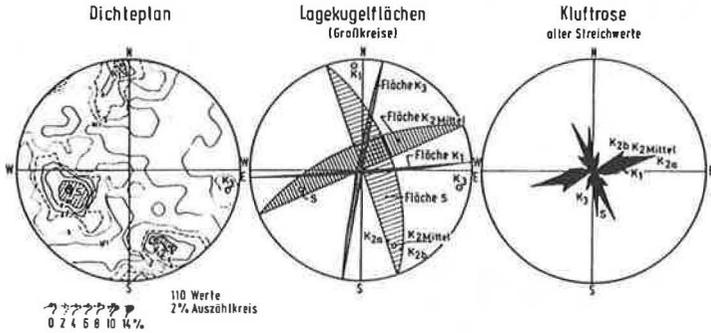


Abb. 2: Kluftflächengefüge am Hohen Bogen (Bayr. Wald)

3.2 Trennende Großstörungen

Massige Karbonatgesteine haben wie auf der Zugspitze meist über größere Entfernungen gleiche Kluftsysteme. Große Störungen können aber nicht nur mehrere 100 m mächtige Gesteinspakete trennen, häufig sind auch auf beiden Seiten der Störung unterschiedliche Klufttrichtungen ausgebildet, die für die Bauwerke berücksichtigt werden müssen. Auf der Abb. 3 ist erkennbar, daß zu beiden Seiten der 0,8 bis 1,3 m mächtigen Großstörung das Kluftsystem K_2 gleich ist, aber S und K_1 differieren. Nur auf der Nordseite ist ein System K_3 - vermutlich Entspannungsklüfte, siehe 4.3 - zusätzlich einzumessen. Dies zeigt, daß dann eine Trenn- oder Scherfläche erhebliche Bedeutung hat - möglicherweise sogar heute noch Bewegungen zeigt -, wie dies auch bei einer Störung bei Stütze IV der Hochfellnbahn zum Glück frühzeitig erkannt wurde (siehe auch WERNER, 1976).

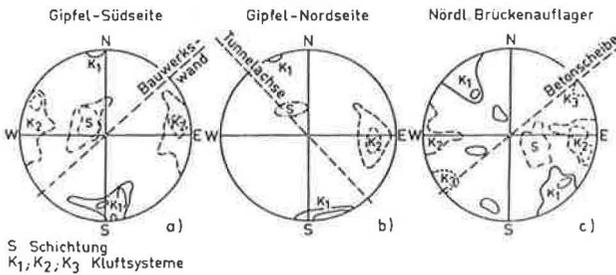
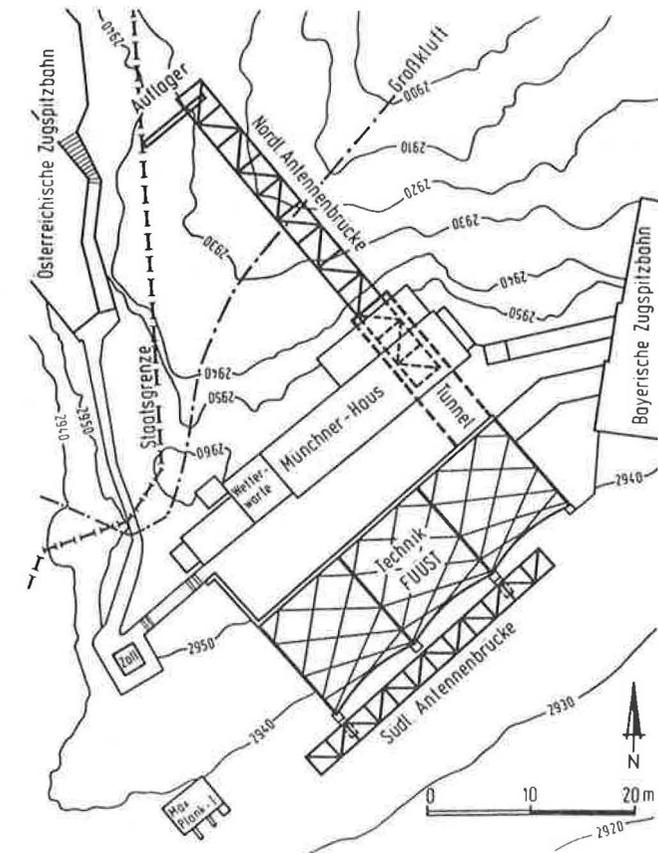


Abb. 3: Eine Großkluft trennt das Flächengefüge a) und b) von c)
Zugspitzgipfel (Wettersteingebirge)

Bei einer Kartierung des Gebirgsstockes wurden hier im Bereich der Stützenfüße Hornsteinkalk (Lias-Dogger) und 10 bis 15 m nördlich Oberrätkalk angetroffen, deren Grenzlinie eine etwa 1 m breite mylonitgefüllte Störung bildet. Zur Sicherung der vier Stützenfüße in der 45 bis 50° steilen Felswand wurden je drei 16 m lange Felsanker gesetzt. Um die Störungszone, die möglicherweise heute noch in Bewegung ist, zu erkennen, wurden einige Ankerbohrungen als Kernbohrungen ausgeführt und mit einer Fernsehkamera befahren. In einer Bohrung wurde in etwa 12 m Tiefe die 0,6 m breite weitgehend kalzitverheilte, sonst offene Kluft getroffen. Beide Seiten der Kluft besaßen verschiedene Kluftsysteme. Spätere Messungen am Anker lassen vermuten, daß in der Störung heute keine Verschiebungen mehr auftreten.

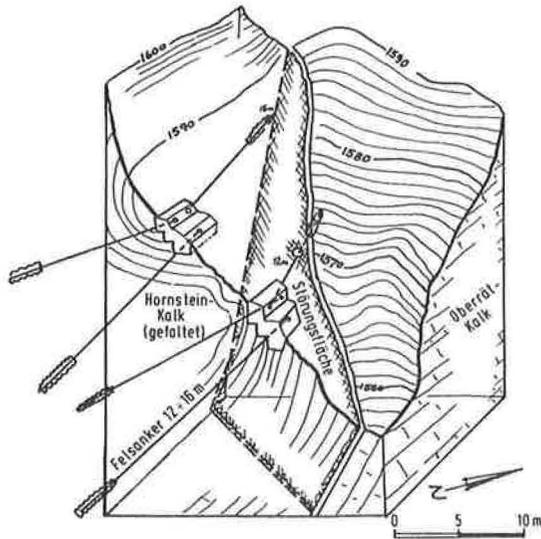


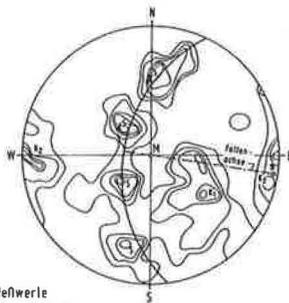
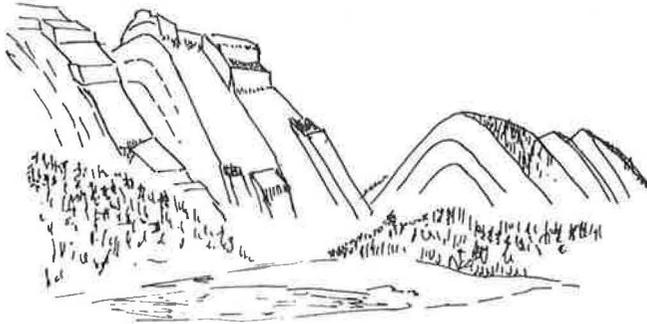
Abb. 4: Stark vereinfachtes Blockbild Hochfelnseilbahn Stütze IV, 2 westliche Fundamente, 2 Anker durchbohren eine Störungsfläche

3.3 Faltung

Bei einer Faltung ändern sich die Kluftsysteme innerhalb sehr enger Bereiche. Häufig ist hier nur ein jüngstes Scherkluftsystem über größere Strecken gleichmäßig anzutreffen. Die Tektonik untersucht hier vorwiegend die Schichtung und die Schieferung, die nach festen Gesetzmäßigkeiten von Meter zu Meter geometrisch vorgegebene Stellungen annehmen. Aus dem Poldiagramm läßt sich die Richtung der Achse einer Falte oder Mulde konstruieren. Diese Verfahren werden in der tektonischen Literatur (B. SANDER, 1948; ADLER et al., 1962) eingehend behandelt. Für Bauuntersuchungen folgt daraus, daß bei Falten- und Muldenstrukturen jeder einzelne Standort von Bauteilen und Ankern eigens untersucht werden muß. Als Beispiel ist im Poldiagramm auf Abb. 5 eine Falte am Seehauser Kienberg bei Ruhpolding in den Chiemgauer Alpen angegeben. Es ist eine abtauchende Großfalte mit km- Länge. Im Poldiagramm, das entlang der Seetraun aufgenommen wurde, ist erkennbar, daß die Schichtflächen eine Kurve darstellen. Jeder einzelne Aufnahmepunkt hat jeweils drei Kluftsysteme, alle zusammen bilden das abgebildete Poldiagramm.

Bei Kleinfalten, Zickzackfalten und Spezialfältelung von weicheren Schichten zwischen kompakten harten Bänken sind oft die Faltenachsen die entscheidenden Gefügemerkmale, die eigens geometrisch analysiert werden müssen. Schwierige Verhältnisse können auch bei Schieferungen auftreten.

Schieferungsflächen sind oft engständig; sie streichen etwa parallel zu einer Faltenachse und fallen schräg oder senkrecht zu den Schichtflächen ein (Abb. 5). Auf dem Foto der Abb. 6 ist eine gewellte Schieferung erkennbar.



91 Meßwerte
 1% Auszählkreis
 S Schichtflächen
 K₁, K₂ Klüfflflächen

Abb. 5: Vereinfachte Faltenstruktur am Hochkienberg bei Ruhpolding (Chiemgauer Alpen) und Poldiagramm am Hochkienberg

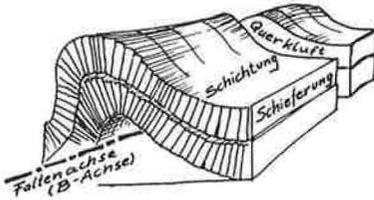


Abb. 6: Schichtung, Faltung,
Schieferung
(Schemazeichnung)



Abb. 7: Frontseite gewellte
Schieferung, Kompaß
steht auf Schichtung
und lehnt an Querklüft.
Staufstufe Serrig (Saar)

3.4 Fluidalstrukturen

In metamorphen, vulkanischen und kristallinen Gesteinen können Fluidalgefüge auftreten; diese sind ähnlich einer Faltung. Hierbei ändert sich die Klüftung oft auf sehr engem Raum, und es sind häufig im Gegensatz zu Faltenstrukturen keinerlei bevorzugte Faltungsrichtungen anzugeben. Auf der Abb. 8 sind die Klüftsysteme entlang von zwei Abbauwänden in einer Baugrube in Passau dargestellt. Die Felsplatten lösen sich in runden Flächen, die an Zwiebelschalen mit einigen Metern Kurvenradius erinnern.

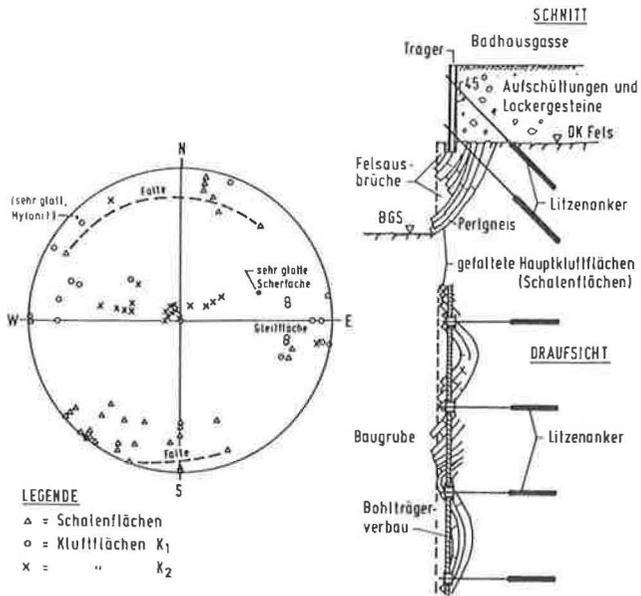
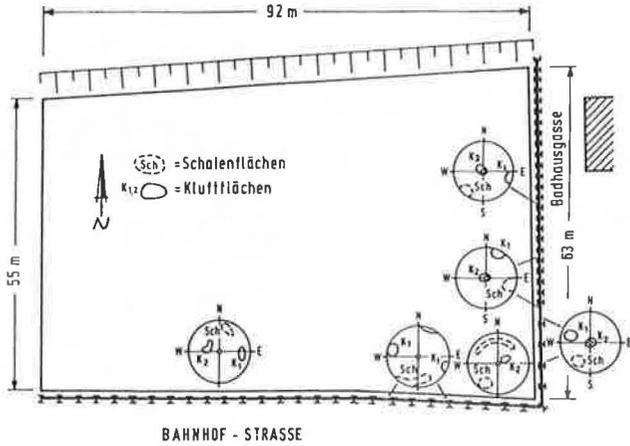


Abb. 8: Fluidalstrukturen als zwiebelschalige Abplattungen im Cordierit-Gneis, Passau (am Bayr. Wald)

In diesem Fall lassen sich keine allgemein gültigen bevorzugten Kluft-richtungen für felsmechanische Untersuchungen festlegen. Die Standsicherheit der Wand oder günstige Ankerrichtungen müssen für jedes Bauteil in der Baugrube einzeln bestimmt werden.

Es können auch säulenartige Ablösungsflächen in vulkanischen Laven und Schloten entstehen, wie sie auf den Abb. 9 und 10 aus Island und Abb. 11 und 12 aus Irland fotografiert sind.

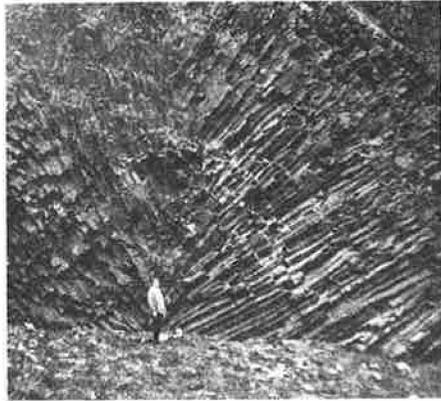


Abb. 9: Basaltschlot Hlodarklettur
(Island)

Abb. 10: Säulenlava Svartifoss
bei Shaftafjell (Island)

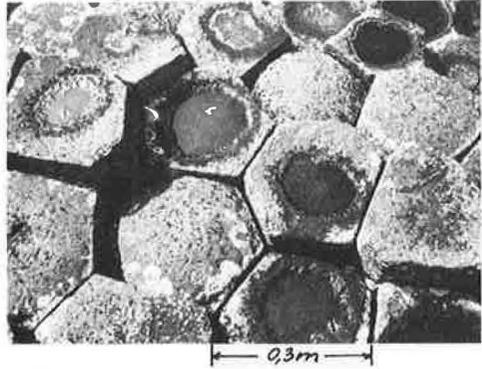


Abb. 11: Basalt von oben
Giants Causeway (Irland)

Abb. 12: Basaltsäulen von unten
gesehen, Giants Causeway

4. Nichttektonische Kluftsysteme

4.1 Hängende Blöcke

In stark verwitterten oder zersetzten Gesteinen werden im obertägigen Felsbau häufig durch den Abbau in einiger Tiefe größere Felspartien angetroffen, bei denen nicht klar ist, ob hier der anstehende Fels oder nur im Schutt schwimmende größere Blöcke vorliegen. Ein ähnliches Problem bilden große Felsklippen auf einem festen Felsmassiv, die möglicherweise lose sind oder nach einer Drehbewegung nur scheinbar fest liegen.

Hier kann als erste Untersuchung eine Analyse des Flächengefüges im Block oder der Klippe und im ungestörten Fels Aufschluß über die Verhältnisse geben. Evtl. müssen hierzu Bohrungen mit Entnahme orientierter Kerne niedergebracht werden. Natürlich können gleiche Kluftrichtungen im Block und im unterhalb liegenden Fels auch zufällig auftreten, oder der Block ist gleichmäßig auf Kluftflächen talwärts gerutscht.

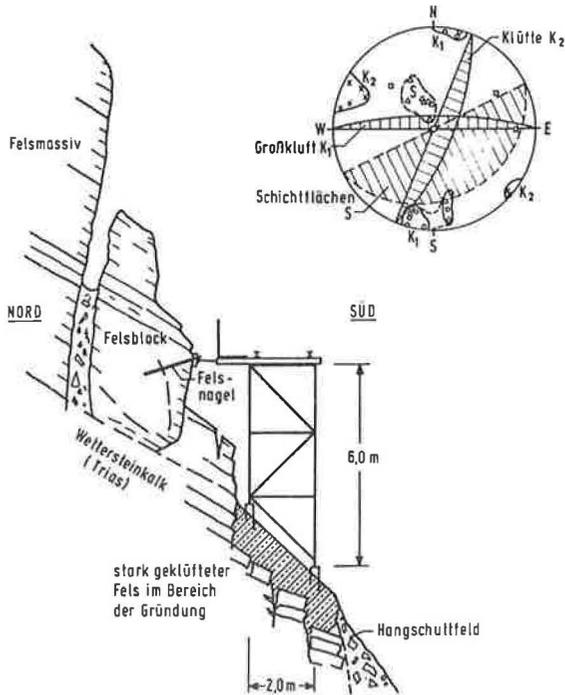


Abb.13: Befestigung des provisorischen Antennenträgers an einem Felsblock, Zugspitze (Wettersteingebirge)

Beim Beispiel der Abb.13 sollte untersucht werden, ob der freistehende Felsblock südöstlich des Zugspitzgipfels geeignet ist, horizontale Zugkräfte eines unterhalb errichteten provisorischen Antennenträgers aufzunehmen. Die Kluftaufnahmen zeigten im Felsmassiv und im Block gleiche Klufttrichtungen. Nähere Untersuchungen zeigten dann, daß der Block vor langer Zeit - vermutlich durch Eisschub im Schutt der trennenden Großklüft - auf Schichtflächen 20 bis 30 cm talwärts gewandert war. Da der Block sonst im Gleichgewicht ist, konnte er die Zugkräfte des Ankers aufnehmen, nachdem die klaffende Großklüft zum anstehenden Felsmassiv vor dem weiteren Eindringen von Wasser geschützt war.

4.2 Hakenschlagen und schwimmende Blöcke

Oberflächennahe Massenverlagerungen an Hängen aus Schichtgesteinen können durch Verwitterung wasserempfindlicher Zwischenschichten in sonst festen Gesteinen auftreten. Dies führt zu Bergzerreibungen, Bodenfließen (Solifluktion), Böschungsrutschungen (Abb. 14) und bei steiler Schichtung zu Hakenschlagen (Abb. 15). An derartigen Hängen ist es nach dem Freilegen der Felsoberfläche oft schwer, den ungestörten Fels von rotierten Felsmassen zu unterscheiden. Deshalb muß bei Kluftmessungen an lange Zeit freiliegenden Felsflächen oder Fels, der nur in flachen Schürfen freigelegt wurde, immer mit derartigen ehemaligen Rutschungen gerechnet werden, so daß hier keine Aussage über Kluftsysteme in tieferen Felsbereichen möglich ist.

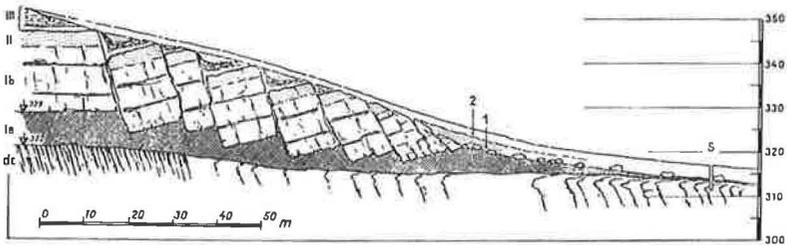


Abb. 14: Schollenartige Rutschung der Kreideschichten am Talhang von Motel bei Prag. Ia - Kreideton. Ib - Kreidesandstein. II - Glaukonitsandstein. III - Tonmergel (Unterton). Der Hang ist von Lößlehm (1, 2) überdeckt. (Aus ZARUBA-MENCL).

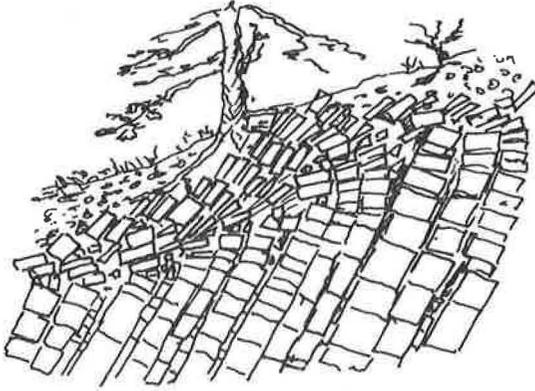


Abb. 15: Hakenschlagen im Wettersteinkalk
Straßenanschnitt bei Ruhpolding (Chiemgauer Alpen)

4.3 Entspannungsklüfte

An steilen hohen Felswänden sind häufig Felsabplattungen oder keilförmige Ausbrüche, die einem auf der Spitze stehenden Dreieck gleichen, zu beobachten. Häufig sind die Kluftsysteme, nach denen diese Abbrüche erfolgten, nicht im tieferen Fels einzumessen. Diese Klüfte treten auch mit und ohne sichtbare Sonnen- und Temperatureinwirkung z.B. an Nordseiten auf. Hier kann es sich um Entspannungsklüfte handeln, die durch den Gebirgsdruck in steilen Wänden bedingt sind. Ähnliche Abplattungen sind auch in Stollen oder Schächten zu beobachten, sie haben dann manchmal im weichen Fels eine plattige, leicht schalige Form.

Diese Klüfte treten in einer Wand aus massivem, weitgeklüfteten Fels, z.B. Sandstein, in großer Zahl auf und sind leicht einzumessen. Die tatsächlich im tieferen Fels anstehenden Kluftsysteme werden bei der Felsaufnahme nur vereinzelt oder zufällig mitgemessen. Bei der späte-

ren statistischen Auswertung im Kluftdiagramm fallen die wenigen echten Kluftflächenpole unter der großen Zahl scheinbarer Kluftpole nicht mehr auf und bleiben evtl. unberücksichtigt. Somit kann die gesamte Feldaufnahme wertlos sein oder sogar in ihren späteren Überlegungen zur Standfestigkeit zu Fehldeutungen führen. Im Foto auf Abb. 16 sind derartige schalige Ausbrüche in der Felswand des Gebhardtsberges zu erkennen.

Risse nach dem Sprengen, vor allem beim Profilsprengen, können auch als Spannungsindikatoren dienen, wie bei FECKER und REIK (1987, S.118/122) beschrieben wird.



Abb. 15:
Entspannungsklüfte
von unten gesehen
Gebhardtsberg
(Vorarlberg)

5. Folgerungen

Welche Aussagekraft hat die Gefügeaufnahme?

Die Kluftrichtungen und die Auswertung der aus ihnen angefertigten Kluftdiagramme in Richtung auf die Fragen der Statik, der Standfestigkeit oder der Ankerrichtungen werden häufig in ihrem Wert falsch eingeschätzt. Die aus den Kluftdiagrammen erhaltenen Kluftsysteme stellen lediglich eine statistische Häufigkeit von gerichteten Trennflächen dar, und es sind viele Möglichkeiten denkbar, warum auf der Gesteinsoberfläche gemessene Kluftrichtungssysteme im unverritzten Gebirge verändert auftreten können, z.B. durch Verwitterung, Hakenschlagen, Spannungsbrüche und oberflächennahes Verkitten. Es ist keinesfalls möglich, anhand eines bei Voruntersuchungen angefertigten Kluftdiagramms alle bei einem Abschlag auftretenden Klufflächen vorherzusagen, es besteht nur eine statistisch hohe Wahrscheinlichkeit, daß z.B. eine nach dem Verfahren von TALOBRE ermittelte Ankerrichtung in den unbekanntem Felsverband hinein günstiger ist als eine beliebige andere. Deshalb muß mit dem Gebirgsausbruch ständig die Felsaufnahme weitergeführt werden, um Änderungen der homogenen Bereiche zu erfassen.

Richtig angewendet, sind die Kluftrichtungen und ihre statistischen Auswertungen ein sehr wertvolles Hilfsmittel, um Homogenbereiche im Fels darzustellen. Bei der Wahl eines günstigen Meßraumes mit vielen Kluftrichtungen können auch größere Strukturen oder Inhomogenitäten im Gebirge erkannt und abgegrenzt werden.

6. Literatur

- ADLER, R.; FENCHEL, W.; HANNAK, W.; PILGER, A.; HOYER, K.P. (1959):
Einige Grundlagen der Tektonik I.
Clausthaler Tektonische Hefte, Heft Nr. 1, 4. Auflage 1965
- ADLER, R.; FENCHEL, W.; PILGER, A. (1962): Statistische Methoden in der
Tektonik I. Die gebräuchlichsten Darstellungsarten ohne Verwen-
dung der Lagenkugelprojektion.
Clausthaler Tektonische Hefte, Heft Nr. 2, 3. Auflage 1965
- ADLER, R.; FENCHEL, W.; MARTINI H.J.; PILGER, A. (1967): Einige Grund-
lagen der Tektonik II. Die tektonischen Trennflächen.
Clausthaler Tektonische Hefte, Heft Nr. 3, 3. Auflage 1967
- ADLER, R.; FENCHEL, W.; PILGER, A. (1969): Statistische Methoden in
der Tektonik II. Das Schmidtsche Netz und seine Anwendung im
Bereich des makroskopischen Gefüges.
Clausthaler Tektonische Hefte, Heft Nr. 4., 3. Auflage 1969
- CLAR, E. (1954): Ein zweikreisiger Geologen- und Bergmannskompaß zur
Messung von Flächen und Linearen.
Verh. Geol. Bundesanst. Wien, H.4, S.201 ff.
- FECKER, E.; REIK, G. (1987): Baugeologie.
Enke, Stuttgart
- FLICK, H.; QUADE, H.; STACHE, G.-A.; WELLMER, F.W. (1972): Einführung
in die tektonischen Arbeitsmethoden. Schichtenlagerung und
bruchlose Verformung.
Clausthaler Tektonische Hefte, Heft Nr. 12
- FLOSS, R. (1984): Staustufe Serrig (Saar).
Unveröff. Gutachten Nr. 9146, München
- HELLERER, H.O. (1964): Geologie des Hochkienberges und seiner Umgebung
in den Chiemgauer Alpen.
Unveröffentl. Diplomarbeit TU München
- HELLERER, H.O. (1979): Felsmechanische und geologische Untersuchungen
für eine Funkübertragungsstelle auf der Zugspitze.
Festschrift Richard Jelinek, München.
- JELINEK, R. (1964): Antennenturm Hoher Bogen, Bayr. Wald.
Unveröffentl. Gutachten Nr. 3486, München
- JELINEK, R. (1970): Stütze IV der Hochfeln-Seilbahn bei Bergen.
Unveröffentl. Gutachten Nr. 5253d
- JELINEK, R. (1976): FÜSt Zugspitze, provisorischer Antennenträger.
Unveröffentl. Gutachten Nr. 7787/7, München

- JELINEK, R. (1977): Rheintalautobahn, Stabilität der Aussichtskanzel am Gebhardsberg, Bregenz.
Unveröffentl. Gutachten Nr. 6500A, München
- JELINEK, R. (1977): Neubau der Funkübertragungsstelle Garmisch 2 auf der Zugspitze.
Unveröffentl. Gutachten Nr. 7748/28, München
- JELINEK, R. (1986): Donaupassage Passau.
Unveröffentl. Gutachten Nr. 9111, München
- JELINEK, R. (1986): Parkhaus Schanzl Passau
Unveröffentl. Gutachten Nr. 9308, München
- JOHN, K.W.; DEUTSCH, R. (1974): Anwendung der Lagekugel in der Geotechnik.
Festschrift Leopold Müller, Karlsruhe
- MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau, 1. Bd.
Enke, Stuttgart
- SANDER, B. (1948): Einführung in die Gefügekunde der geologischen Körper, 1. Teil.
Springer, Wien-Innsbruck
- SCHMIDT-THOME, P. (1972): Tektonik.
Lehrbuch der Allgemeinen Geologie, Bd. 3,
Enke Stuttgart
- TALOBRE, J. (1957): La Mécanique des Roches
Dunop, Paris
- WERNER, H.U. (1967): Gründungsprobleme beim bau von Seilschwebbahnen.
Rock Mechanics, Suppl. 5, S.81-100, Springer
- ZARUBA, Q.; MENCL, V. (1961): Ingenieurgeologie.
Akademie Verl. Berlin

FELSANKER BEI NEUEN BRÜCKENBAUVERFAHREN

H. Ostermayer

1. Einleitung

In den letzten Jahren wurden bei mehreren Brücken neue Bauverfahren oder Baukonstruktionen angewendet, bei denen große Zuglasten bis zu 26 MN konzentriert in den Fels eingeleitet werden mußten. Bei den in diesem Beitrag ausgewählten drei Ausführungsbeispielen wurde der freigespannte Teil der Brücken während der Bauzeit oder auf Dauer durch verankerte Abspannseile gesichert, so daß ein Versagen der Verankerung den Einsturz der Brücken zur Folge hätte. Es soll hier gezeigt werden, wie beim Entwurf dieser Konstruktionen die Felsanker angeordnet und bemessen wurden und wie auf der Baustelle das Tragverhalten der einzelnen Anker und der Ankergruppen geprüft werden kann. Einige bei den Ausführungsbeispielen und ähnlichen Anwendungen von Felsankern gesammelte Erfahrungen werden im zweiten Teil des Beitrags im Hinblick auf den Entwurf, die Bemessung, die Herstellung und die Prüfung der Anker in der Form von Empfehlungen zusammengefaßt.

Bei den hier aufgeführten drei Brückenkonstruktionen war Prof. Floss als Gutachter zur Frage der Ausführung und Prüfung der Felsanker zugezogen, die Kontrollen auf der Baustelle wurden durch das Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München durchgeführt.

2. Felsankersysteme

In der Funktion und Konstruktion unterscheiden sich Felsanker, d. h. Verpreßanker, deren Krafteintragungsstrecken im Fels liegen, nicht von Ankern im Boden. Aus diesem Grund wurden auch bei der Neufassung der DIN 4125 (Verpreßanker. Bemessung, Ausführung und Prüfung) die Anker im Boden und Fels zusammengefaßt: Für Kurzzeitanker wird demnächst Teil 1 veröffentlicht und für Daueranker eine Neufassung beraten.

Als Zugglieder werden die üblichen Einstabspannglieder (max. \varnothing 36 mm) und Bündelspannglieder aus Stäben (max. \varnothing 16 mm) und bei größeren Kräften und größeren Ankerlängen vor allem Litzen \varnothing 0,5" und 0,6" verwendet. Da die Verpreßkörper in der Regel im Fels besser eingespannt sind als im Boden, können auch höhere Ankerkräfte eingeleitet und dementsprechend Zugglieder höherer Tragkraft eingesetzt werden. Bauaufsichtlich zugelassen sind derzeit Anker mit maximal 31 Litzen \varnothing 0,5" (100 mm^2) mit einer zulässigen Belastung von 2781 kN für den Regelfall der Bemessung (Sicherheitsbeiwert 1,75 gegen Erreichen der Streckgrenze). Im Vergleich hierzu sind bei Ankern im Boden Stahlzugglieder bis etwa 1300 kN zugelassen.

Nach der Art der Kraftübertragung vom Zugglied in den Verpreßkörper werden wie im Boden die Ankertypen A und B unterschieden (Bild 1): Beim Verbundanker (Typ A = Mono-Anker) erfolgt die Kraftübertragung vom luftseitigen Ende der Verankerungslänge aus nach hinten fortschreitend durch Verbund zwischen Zugglied und Verpreßkörper (Verpreßkörper wird gedehnt), beim Druckrohranker (Typ B = Duplex-Anker) werden die Kräfte vom bergseitigen Ende aus in das Druckrohr und von dort in den Verpreßkörper übertragen (Verpreßkörper wird gedrückt). Wie

später gezeigt wird, ist die unterschiedliche Krafteinleitung in den Verpreßkörper und damit auch in den Fels besonders bei solchen Anker von Bedeutung, deren Verpreßkörper nur wenig unter der Felsoberkante liegt.

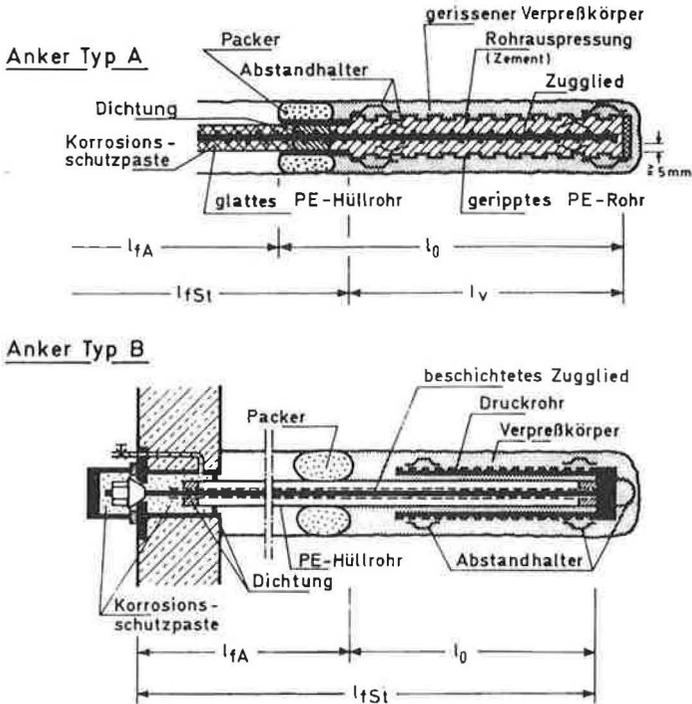


Bild 1 Dauerankersysteme im Fels (schematisch):
 Typ A = Verbundanker ("Mono-Anker")
 Typ B = Druckrohranker ("Duplex-Anker")

Der Korrosionsschutz muß bei Felsankern dieselben Anforderungen erfüllen, wie bei Ankern im Boden. Dies bedeutet bei Dauerankern z. B., daß eine bauaufsichtliche Zulassung in der Regel nur dann erteilt wird, wenn der Korrosionsschutz vor dem Einbau unter werkmäßigen Bedingungen aufgebracht und durch Eigen- und Fremdüberwachung kontrolliert wird. Bei Ankern des Typs A (Bild 1) wird im Bereich der Verankerungslänge (l_v) das Kunststoff-Wellrohr (PE- oder PVC-Rohr) mit Zementmörtel ausgepreßt und im Bereich der freien Stahllänge (l_{fSt}) das glatte Kunststoff-Hüllrohr mit Korrosionsschutzpaste verfüllt. Bei Ankern des Typs B kann das Zugglied auf ganzer Länge beschichtet und durch das Hüllrohr mechanisch geschützt werden, im allgemeinen wird jedoch zwischen Zugglied und Hüllrohr eine Korrosionsschutzpaste eingepreßt.

Da Verbundanker (Typ A) mit höherer Tragkraft bei werkmäßiger Verfüllung der Wellrohre und Hüllrohre sehr schwer sind und im Bereich der Verankerungslänge wegen des erstarrten Zementmörtels nicht mehr gebogen werden dürfen, gibt es beim Transport und beim Einbau häufig große Probleme, so daß auch die Gefahr der Verletzung des Korrosionsschutzes besteht. Aus diesem Grund wird bei solchen Felsankern die innere Verpressung des Wellrohres häufig erst im Bohrloch durch Be- und Entlüftungsleitungen vorgenommen. Entsprechende Felsanker wurden auch bauaufsichtlich zugelassen, sie sind jedoch im Gegensatz zu den werkmäßig korrosionsgeschützten Ankern bislang nicht von der generellen Nachprüfpflicht befreit.

3.. Anwendungsbeispiele

3.1 Argentobelbrücke

Bei der von der Bayerischen Straßenbauverwaltung ausgeschriebenen Bogenbrücke durfte das Naturschutzgebiet des Argentobels zwischen den Bogenkämpfern auch während der Bauzeit nicht berührt werden. Die Mehrzahl der anbietenden Firmen sah deshalb den Bau des Bogens mit freitragendem Cruciani-Lehrgerüst oder einen Freivorbau mit Seilabspannung

gen vor (WOLF/MÜHLBAUER, 1984). An den ersten drei Plätzen lagen jedoch Firmen mit dem Angebot des neuen Bogenklappverfahrens des Ingenieurbüros Bung (HÜNLEIN/RUSE, 1985).

Nach eingehender Prüfung der Durchführbarkeit des Verfahrens wurde der Auftrag an die Arge Illbau (Spittal) - Pfeiffer (Rosenheim) vergeben. Bei dem hier erstmals ausgeführten Verfahren (Einzelheiten s. PUCHER, 1985 und die oben zitierten Veröffentlichungen) wurden die beiden Bogenhälften aufrecht stehend mittels Kletterschalung hergestellt und anschließend in ihre endgültige Lage abgeklappt (Bild 2). Nach Einbau der Gelenklager wurden die Bogenhälften zunächst bei einer provisorischen Einspannung im Kämpfer bis auf Höhe des Überbaus betoniert, dann durch Stempel vom Überbau aus gehalten und nach Lösen der Einspannung auf die Lager abgesetzt und schließlich beim Erreichen der Bogenscheitel durch Abspannseile gesichert. Durch die Kräfteinleitung am Scheitel wurde erreicht, daß der Bogen beim Abklappen nur geringe Biegemomente erhielt.

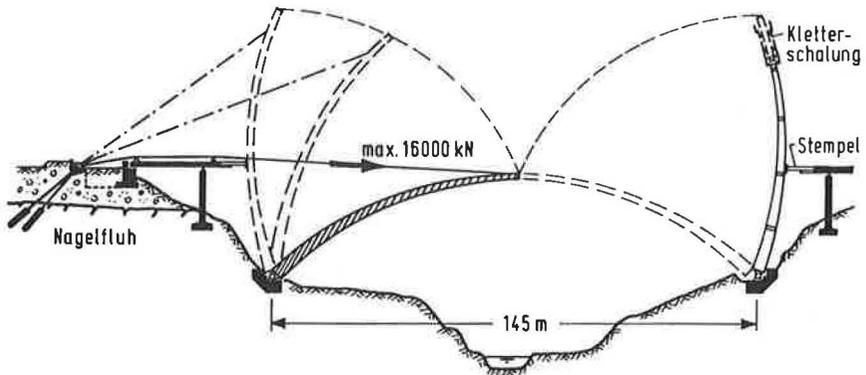


Bild 2 Bau der Argentobelbrücke nach dem Bogen-Klappverfahren Bung

Die beim Abklappen auftretenden Seilzugkräfte von maximal 16 MN wurden über einen Verankerungsblock und Verpreßanker in den Fels eingeleitet (Bild 3). Um genauere Angaben über die erforderliche Länge und Anord-

nung der Anker machen zu können, wurden die Oberkante und Beschaffenheit des Fels durch je drei Zusatzbohrungen erkundet. Unter weichen bis steifen quartären Schluff-Kies-Gemischen (Moräne) wurde bis in große Tiefe tertiärer Nagelfluh mit einzelnen dünnen Sandstein- und Tonsteinzwischenschichten angetroffen. Im allgemeinen waren die Kernproben aus dem Nagelfluh fest und kompakt (Kernlänge 10 bis 20 cm), teilweise wurden auch schwach gebundene und grobe Kiese (Kernlänge 3 bis 10 cm) angetroffen.

Vorgesehen waren 12 Anker VT 16-100 (16 Litzen \emptyset 0,5", St. 1570/1770) mit einer zulässigen Belastung des Stahlzugglieds von 1435 kN. Um diese Kraft der Einzelanker in den Fels einzuleiten, wurde mit dem Erfahrungswert der Mantelreibung von $\text{cal } \tau_M = 0,7 \text{ MN/m}^2$ (Tabelle 3 in OSTERMAYER, 1982) eine erforderliche Verpreßkörperlänge von $l_0 = 8 \text{ m}$ bei einem Mindestbohrdurchmesser von $d_0 = 11,5 \text{ cm}$ gewählt.

Die für die Einleitung der Gesamtkraft von 16 MN erforderlichen 12 Anker mußten so angeordnet werden, daß der von den Ankern erfaßte Felskörper nicht nach oben aufbricht (Standssicherheit des Gesamtsystems). Da bei dem verwendeten Ankertyp A (Verbundanker nach Bild 1) die Kräfteinleitung in den Fels an der Luftseite des Verpreßkörpers beginnt, mußte davon ausgegangen werden, daß die bergseitige Hälfte des Verpreßkörpers zunächst an der Kraftübertragung nicht beteiligt ist, so daß nur der im Bild 3 angedeutete Felskörper oberhalb der Verpreßkörpermitte mobilisiert wird. Der Bruch tritt in diesem Fall schon bei einem geringen Anheben der oberen Felsschichten ein. Aus diesem Grund darf bei der Standssicherheitsuntersuchung außer dem Gewicht des Felskörpers (G) nur die unmittelbare Bodenauflast (V) berücksichtigt werden. Bei größeren Verschiebungen könnte zwar theoretisch ein größerer Felskörper und ein größeres Bodenvolumen mobilisiert werden, die erforderlichen Verschiebungen wären jedoch so groß, daß zuvor das Gefüge des Felskörpers und damit auch der Verbund zwischen Einzelanker und Fels zerstört werden könnte.

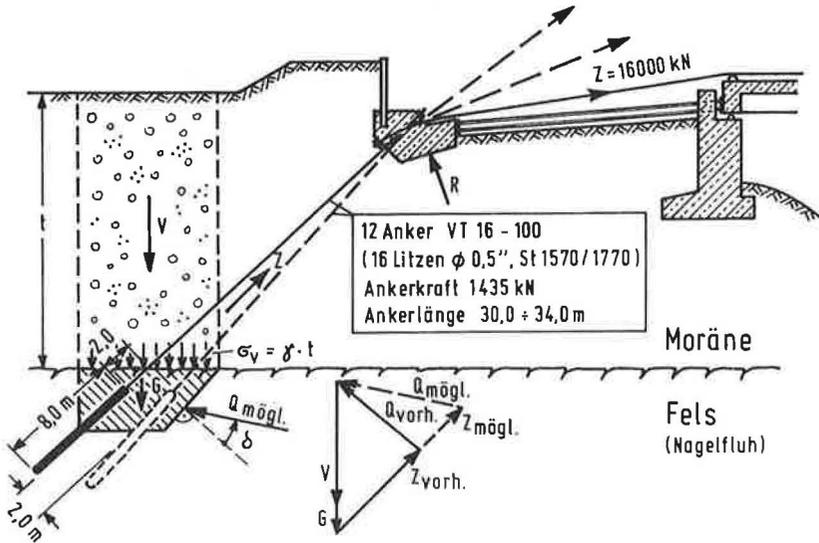


Bild 3 Verankerung der Zugseile bei der Argentobelbrücke

Die Anker wurden nach Bild 3 gespreizt angeordnet, so daß die Verpreßkörper mindestens 1,5 m unter der Felsoberkante zu liegen kamen und zwischen den Verpreßkörpern ein räumlicher Mindestabstand von planmäßig 2,2 m bzw. bei Berücksichtigung einer möglichen Bohrlochabweichung von 2 % im ungünstigsten Fall ein Abstand von 1,0 m verblieb. Mit dieser Anordnung wurde erreicht, daß der Sicherheitsbeiwert gegen das oben beschriebene Aufbrechen des ganzen Felskörpers $n = \text{mögl } Z / \text{vorh } Z > 1,5$ war und daß auch unter der ungünstigsten Annahme einer mit Ton gefüllten Kluft als Gleitfläche ($\delta \approx 0$) die Restsicherheit $n > 1,0$ eingehalten war. Für evtl. erforderliche Zusatzanker waren im Verankerungsblock 3 Leerrohre einbetoniert.

Die Prüfung der Anker auf der Baustelle wurde in Anlehnung an die Norm für Daueranker (DIN 4125 Teil 2) durchgeführt, d. h. bei den Eignungs- und Abnahmeprüfungen wurde die 1,5fache Gebrauchslast aufgebracht.

Bei der dichten Anordnung der Anker nahe der Felsoberkante war es trotz rechnerisch ausreichender Sicherheit gegen Aufbrechen des Felskörpers wichtig, daß alle 12 Anker gleichzeitig auf die 1,1fache Gebrauchslast angespannt wurden (Gruppenprüfung), bevor die maximale äußere Zuglast von 16 MN auftrat. Diese Prüfung konnte allerdings wegen der bei dieser Belastung nicht ausreichenden Grundbruchsicherheit des Verankerungsblocks erst aufgebracht werden, nachdem eine ausreichende Seilzuglast vorhanden war, d. h. nachdem der Bogen fertiggestellt und etwa zur Hälfte ("Parkstellung") abgeklappt war. Bei der Gruppenprüfung und bei allen größeren Laständerungen wurden die Verschiebungen des Verankerungsblocks gemessen. Die größten Verschiebungen betragen 3 mm bergwärts bei dem Anspannen/ aller Anker auf die 1,1fache Last.

Das Ablassen der beiden Bogenhälften erfolgte ohne Schwierigkeiten und mit äußerster Präzision, so daß der Scheitel ohne die vorgesehene Lagekorrektur geschlossen und die Gelenklager an den Kämpfern ausgebaut werden konnten.

3.2 Wertachtalbrücke

Für die Autobahn A 7 Würzburg-Ulm-Füssen wird derzeit bei Nesselwang eine Bogenbrücke über das Wertachtal gebaut. Die von der Autobahndirektion Südbayern - Dienststelle Kempten - ausgeschriebene Brücke mit 156 m Spannweite wird nach einem Sondervorschlag der Firma Max Streicher (Deggen Dorf) im Freivorbau ausgeführt (Bild 4). Anstelle der beim Freivorbau sonst üblichen zahlreichen Seilabspannungen für den Brückenbogen (ggf. mit Hilfspylonen) werden bei dem erstmals in Europa angewandten Bauverfahren gleichzeitig mit dem Bogen der Überbau und die Stützen fertiggestellt und durch provisorische Diagonalabspannungen ein selbsttragendes Fachwerk geschaffen. Wegen der im Obergurt dieses Fachwerks, d. h. im Überbau auftretenden Zugspannungen aus dem Kragmoment wird der Überbau mit beschränkter Vorspannung ausgeführt.

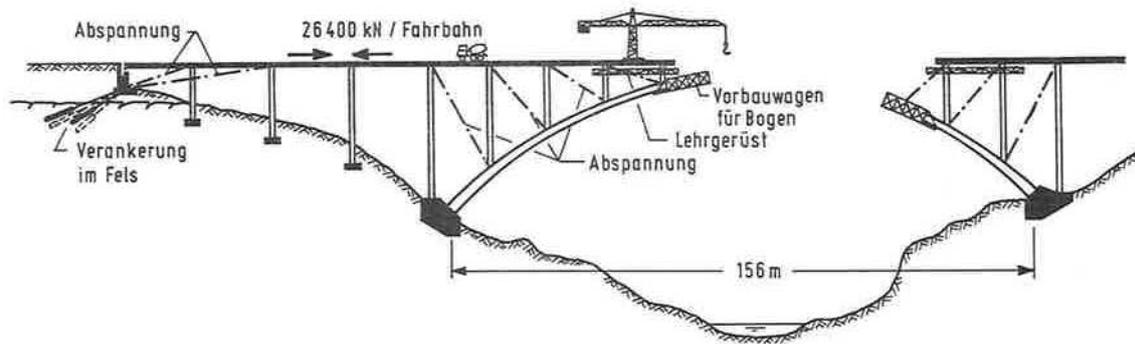
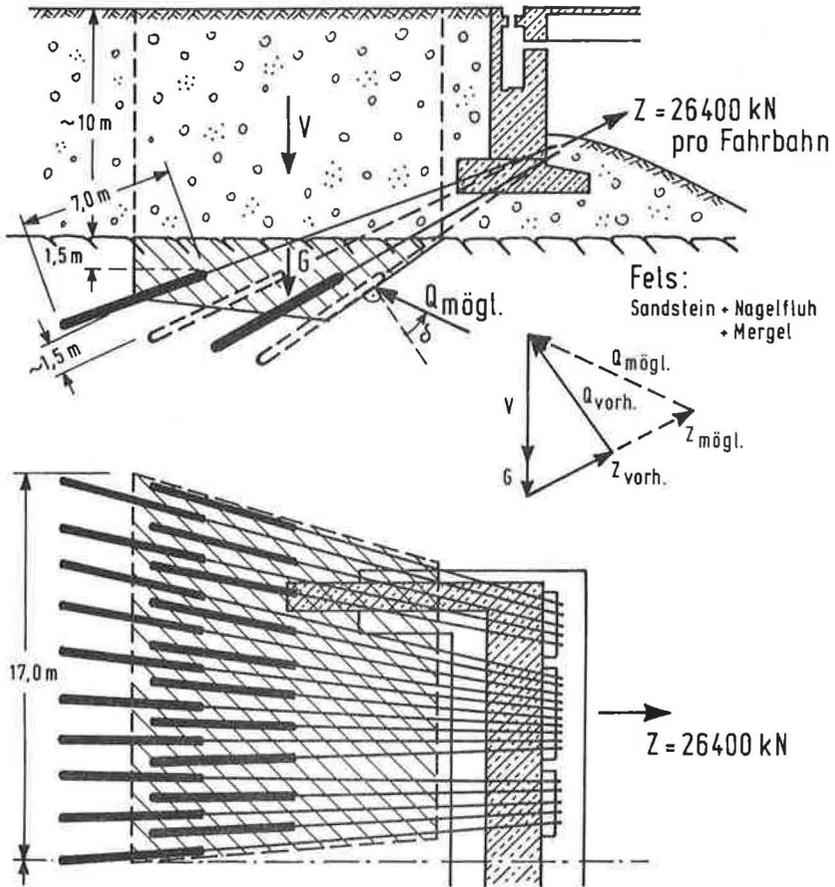


Bild 4 Bau der Wertachtalbrücke für die BAB A 7 bei Nesselwang

Die Zugkräfte im Überbau von maximal 26,4 MN pro Fahrbahn sollen über Seilabspannungen in das Widerlager und von dort durch Verpreßanker in den Fels übertragen werden (Bild 5). Im Vergleich zur Argentobelbrücke müssen noch größere Kräfte konzentriert in den Fels eingeleitet werden. Um die erforderlichen Ankerlängen und -richtungen ermitteln zu können, wurden die Lage und Beschaffenheit der Felsoberfläche durch Schürfgruben überprüft. Wie schon aufgrund von Aufschlußbohrungen zu erwarten war, standen unter den quartären Schluff-Sand-Kies-Gemischen (Moräne) etwa ab 10 m Tiefe tertiäre Nagelfluh- und Sandsteinschichten an. Aufgrund der übrigen Aufschlüsse war bekannt, daß die tertiären Schichten, in denen auch im Wechsel Mergelschichten vorkommen, steil nach Süden einfallen. Die Konglomerate (Nagelfluh) und Sandsteine sind gebankt mit teilweise offenen Klüften, gegenüber den Mergelschichten weisen sie eine wesentlich höhere Festigkeit auf.

Für die Zugkräfte einer Fahrbahn, d.h. pro Widerlagerhälfte, sind 32 Anker System Brückner (mit je 7 Litzen $\varnothing 0,6''$, St. 1570/ 1770) mit einer Gebrauchslast von 860 kN eingebaut (Ankertyp A nach Bild 1). Die für die ungünstigsten Verhältnisse von Verpreßkörpern im Mergel mit einer zulässigen Mantelreibung von $\text{cal } \tau_M = 0,3 \text{ MN/m}^2$ (nach Bild 11 in OSTERMAYER, 1982) errechnete Krafteintragungslänge von 7,0 m wurde einheitlich für alle Anker gewählt, da vorab nicht angegeben werden konnte, welche Verpreßkörper ggf. in Mergelschichten zu liegen kommen. Die Anker wurden wie im vorigen Beispiel so gestaffelt und gespreizt, daß der mobilisierte Felskörper mit der unmittelbaren Bodenaufplast auch ohne Berücksichtigung der Reibung in der Gleitfläche ($\delta = 0$) einen Sicherheitsbeiwert von $\eta > 1,0$ bzw. mit Reibung in der Gleitfläche $\eta > 1,5$ gegen Aufbrechen aufweist. Die Verpreßkörper liegen mindestens 1,5 m unterhalb der Felsoberkante. Der Abstand der Verpreßkörper untereinander beträgt planmäßig mindestens 1,5 m, bei Richtungsabweichungen des Bohrlochs von 2 % verbleibt im ungünstigsten Fall noch ein Abstand von 0,8 m. Aus Sicherheitsgründen sind in jeder Widerlagerhälfte bei 32 Ankern 8 Leerrohre für Ersatz- oder Zusatzanker einbetoniert.

Pro Fahrbahn:

32 Anker System Brückner
 (7 Litzen $\phi 0,6''$, St 1570 / 1770)
 Ankerkraft 860 kN
 Ankerlängen 16,0 \div 23,5 m

Bild 5 Im Fels verankertes Widerlager der Wertachtalbrücke

Alle Anker wurden mit der 1,5fachen Last geprüft (Eignungs- und Abnahmeprüfungen). Die Vorspannung der Anker wird entsprechend der Zunahme der Zuglast aus dem Freivorbau der Brücke in vier Stufen bis zur maximalen Gebrauchslast aufgebracht. Gruppenprüfungen sollen an je 8 Ankern gleichzeitig mit 1,1facher Gebrauchslast durchgeführt werden, sobald alle 32 Anker mit 0,5facher Gebrauchslast vorgespannt sind. Bei dieser Gruppenprüfung soll festgestellt werden, inwieweit bei den zuerst gespannten und mit Kraftmeßdosen bestückten 3 Ankern durch das Spannen der restlichen 5 Anker einer Gruppe ein Kraftabfall auftritt. Die Widerlagerverschiebungen sind dabei zu messen.

Im Zuge des gesamten Freivorbaus, der in etwa zeitgleich von beiden Seiten her erfolgen soll, werden die Widerlagerverschiebungen gemessen und bei 4 von 32 Ankern die Kräfte laufend durch Kraftmeßdosen kontrolliert. Durch diese bis zum Bogenschluß erforderliche Überwachung und die zuvor durchgeführten Prüfungen der Einzelanker und der Ankergruppen ist sichergestellt, daß mögliche Abweichungen von dem angenommenen Tragverhalten der Verankerung rechtzeitig erkannt würden.

3.3 Fußgängerbrücke Kelheim

Die Fußgängerbrücke über den Main-Donau-Kanal in Kelheim wurde im Auftrag der Rhein-Main-Donau AG (vertreten durch das Neubauamt Donauausbau, Regensburg) nach der Konzeption des 1. Preises (ACKERMANN u.a., 1980) als Hängebrücke ausgeführt (Bild 6). Die besonderen Merkmale dieser Brücke sind der im Grundriß korbbogenartig gekrümmte Brückenbalken und dessen einseitige Aufhängung an der Innenseite des Bogens sowie die Verwendung von nur einem Tragseil. Das Tragseil wird durch zwei abgespannte Maste gestützt und umgelenkt und in den Endwiderlagern im Bereich der Brückenrampen verankert.

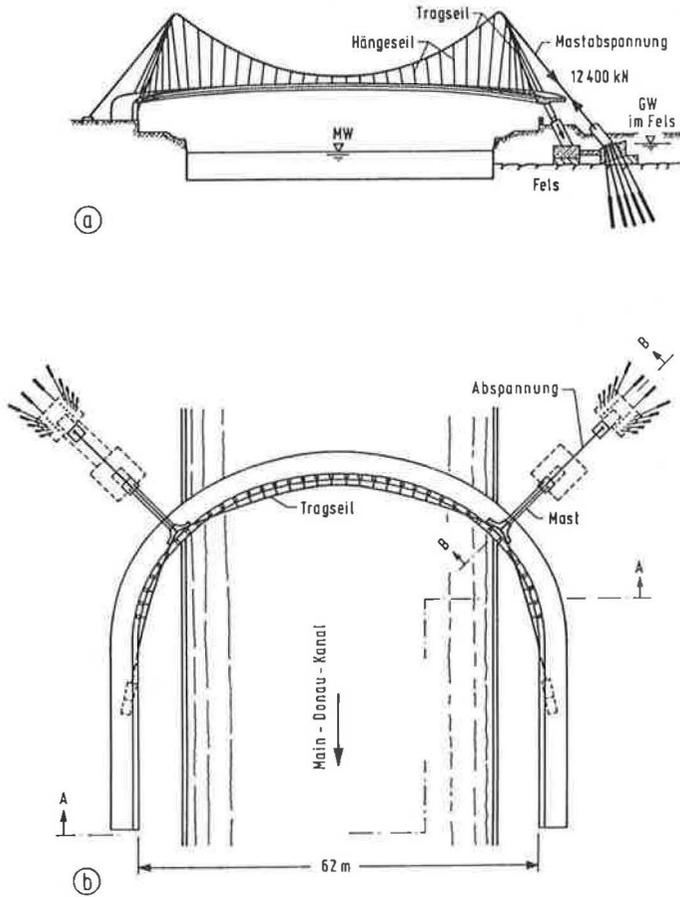


Bild 6 Fußgängerbrücke über den Main-Donau-Kanal in Kelheim
 a) Ansicht und Schnitt A-A
 b) Grundriß

Die Zugkräfte aus der Mastabspannung werden nach Bild 7 durch Daueranker in den Fels eingeleitet, wobei sich die Horizontalkomponente über einen Druckriegel mit der des Mastfundamentes ausgleicht.

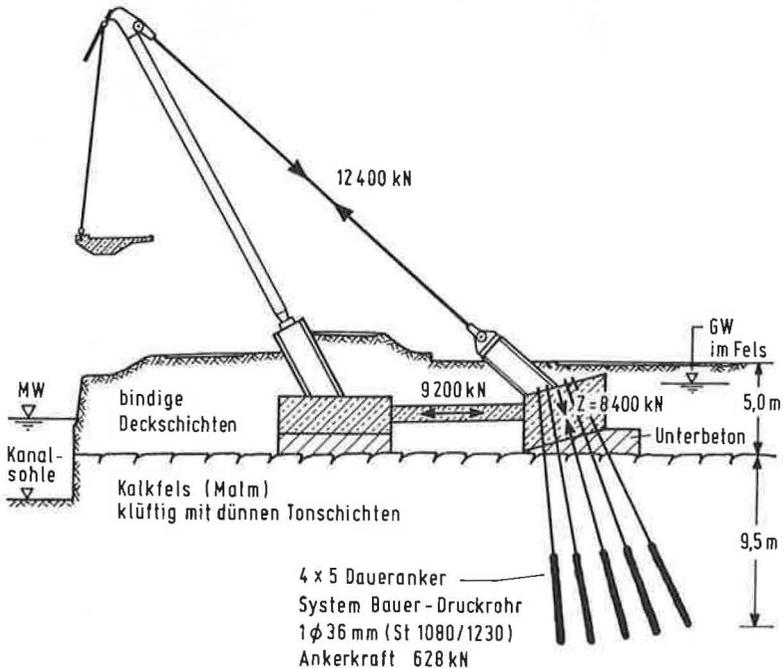


Bild 7 Mastabspannung und Verankerung im Fels bei der Brücke Kelheim
(Schnitt B-B im Bild 6)

Bei dem unter bindigen Deckschichten etwa ab 5 m Tiefe anstehenden Fels handelt es sich um geklüftete, etwa horizontal gebankte (0,1 bis 0,5 m Dicke) Kalke und Dolomite des weißen Jura mit dünnen Mergel- und Tonzwischenlagen (max. 0,1 m). Zur Einleitung der Zugkraft von maximal 8,4 MN dienen 20 Daueranker System Bauer - Druckrohr (1 ϕ 36 mm, St. 1080/1230) mit einer Gebrauchslast von 628 kN. Da bei diesen Anker

des Typs B (nach Bild 1) die Kräfte vom Ankerfuß, d. h. vom tiefsten Punkt aus in den Fels eingeleitet werden, ist das bei den vorigen Beispielen zugrunde gelegte, von oben nach unten fortschreitende Anheben der Felsschichten nicht möglich. Der ganze von den Druckrohrankern erfaßte Felskörper ist demnach größer als bei der Verwendung von Verbundankern. Maßgebend für die Ankerlänge war dementsprechend auch nicht die Sicherheit gegen das Aufbrechen oder Anheben des Felskörpers (Gesamtstabilität), sondern die Wahl einer ausreichenden freien Stahllänge (Federwirkung). Es sollte sichergestellt werden, daß die Vorspannkraft der Anker voll erhalten und damit auch bei maximaler Abspannlast die Fuge zwischen Fundament und Fels geschlossen bleibt. Dadurch wird erreicht, daß in den Ankern praktisch keine Schwellbelastungen auftreten. Für eine Dauerüberwachung der Ankerkräfte wurden bei den beiden Abspannfundamenten je 2 hydraulische Kraftmeßdosen eingebaut.

Die Herstellung der Anker erfolgte vom Unterbeton aus (= Unterkante Fundament nach Bild 7). Da der Ansatzpunkt der Bohrungen unter dem in den Felsschichten vorhandenen Grundwasserspiegel lag, traten bei dem vorab hergestellten Versuchsanker Ausspülungen von Zementschlamm auf. Es wurden deshalb bei den Bauwerksankern Aufsatzrohre gesetzt und durch das Auffüllen dieser Rohre mit Zementsuspension ein erhöhter Gegendruck aufgebracht, so daß weitere Ausspülungen verhindert werden konnten.

Insbesondere bei den zuerst hergestellten Ankern sind größere Mengen Zementsuspension offenbar in Klüfte und Hohlräume geflossen, so daß die Bohrlöcher teilweise mehrfach verfüllt und wieder aufgebohrt werden mußten, bis kein Absinken des Suspensionsspiegels mehr beobachtet wurde. Durch diese Art der Verfüllung von Hohlräumen im Bereich des Bohrloches ist im allgemeinen sichergestellt, daß die Verpreßkörper einwandfrei hergestellt werden können. Eine generelle Abdichtung des Gebirges z. B. durch eine vorab durchgeführte klassische Injektion mit Manschettenrohren und Prüfung durch Wasserabpreßversuche (Lugeon-Tests) ist wesentlich aufwendiger und im Hinblick auf die einwandfreie

Krafteinleitung nur in Ausnahmefällen (z. B. bei sehr großen Ankerkräften) erforderlich.

Die an einem Versuchsanker und 3 Bauwerksankern pro Fundament mit einer maximalen Prüflast von 942 kN (1,5fache Gebrauchslast) durchgeführten Eignungsprüfungen und die mit der gleichen Last durchgeführten Abnahmeprüfungen an den übrigen Ankern zeigten, wie zu erwarten, kleine bleibende Verschiebungen von in der Regel 3 bis 6 mm und kleine Kriechmaße k_s zwischen etwa 0,4 und 0,5 mm. Nach dem Festlegen der Anker ist damit ein vernachlässigbar kleiner Kraftabfall zu erwarten, was auch während der bislang relativ kurzen Beobachtungszeit durch die Anzeigen der Kraftmeßdosen bestätigt wurde.

4. Anmerkungen zum Entwurf, zur Herstellung und zur Prüfung von Felsankern

4.1 Allgemeines

Von den bei den geschilderten Brückenkonstruktionen und bei anderen Felsanker-Baustellen gesammelten Erfahrungen sowie von Berichten aus anderen Ländern sollen nachfolgend einige Punkte zusammengefaßt und als Empfehlungen für Entwurf, Herstellung und Prüfung von Felsankern formuliert werden.

4.2 Entwurf und Bemessung

Aufschlüsse

Für die Wahl geeigneter Ankersysteme und Bohrverfahren sowie für die Bemessung der Einzelanker und besonders für die Bestimmung der Länge und Richtung der Anker sind Baugrundaufschlüsse im Bereich der geplanten Krafteintragungsstrecken mit Angaben über die Oberkante und Beschaffenheit der Felsschichten unerläßlich. Die Aufschlüsse müssen Aussagen über die einwandfreie Krafteinleitung durch die Verpreßkörper

ermöglichen und ggf. Bereiche erkennen lassen, in denen die Krafteintragungsstrecken nicht angeordnet werden dürfen (z. B. Großklüfte, Bereiche möglicher Kluftverschiebungen oder mylonitisierte Zonen). In diesem Zusammenhang sind auch Angaben über die Festigkeit des Gesteins, über das Trennflächengefüge sowie über die Durchlässigkeit, Wasserwegigkeit und Kluftwasserdrücke von Bedeutung.

Zulässige Belastung der Einzelanker

Die zulässige Belastung des Stahlzuggliedes ergibt sich mit den Sicherheitsbeiwerten gegen Erreichen der Streckgrenze nach DIN 4125. Der in den Ankerzulassungsbescheiden angegebene zulässige Schwelllastanteil kann im Regelfall durch das Vorspannen der Anker unterschritten werden. Soll sich auch bei kurzen Ankern die Kraft nach dem Festlegen wenig ändern, sind wegen der größeren freien Stahllänge (Federlänge) Druckrohranker (Typ B nach Bild 1) den Verbundankern (Typ A) vorzuziehen.

Die zulässige Belastung der Verpreßkörper kann mit den Mantelreibungswerten im Grundbau-Taschenbuch (Tabelle 3 in OSTERMAYER, 1982) ausreichend genau abgeschätzt werden. Wegen möglicher Inhomogenitäten (Kluftfüllungen usw.) sollte im Regelfall eine Krafteintragungsstrecke von 4 m nicht unterschritten werden. Bei wechselnden Gesteinsschichten (z. B. Nagelfluh, Sandstein und Tonstein im Beispiel von Abschn. 3.2) sollte, wenn dies nicht mit Sicherheit auszuschließen ist, davon ausgegangen werden, daß die Krafteintragungsstrecke in der ungünstigsten Schicht zu liegen kommt.

Gesamtstabilität der Ankergruppe

Länge und Richtung der Anker sind so zu wählen, daß die Standsicherheit des Gesamtsystems, bestehend aus dem verankerten Bauwerk oder Bauteil, den Ankern und dem von den Ankern erfaßten Felskörper, ausreichend ist. Im Boden können für die Verankerung äußerer Lasten, z. B. aus Auftrieb oder Seilabspannungen, die mobilisierten Körper ver-

einfach nach Bild 8a angenommen werden. Dabei wird davon ausgegangen, daß im Bruchzustand auch beim "Mono-Anker" (Typ A nach Bild 1 = Verbundanker) die Krafteintragung bis zum erdseitigen Ankerende fortgeschritten ist, so daß der mobilisierte Bodenkörper beim Mono- und beim Duplex-Anker gleich groß ist.

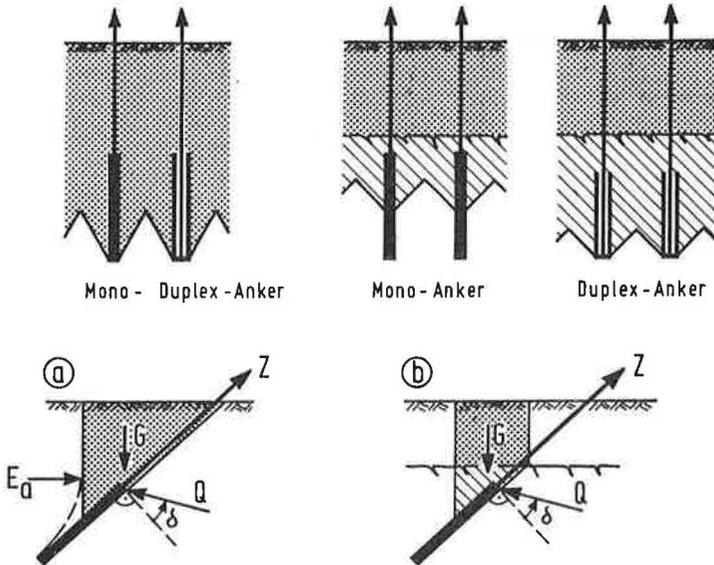


Bild 8 Nachweis der Gesamtstabilität bei Verankerungen

a) Mobilisierter Bruchkörper im Boden

b) Mobilisierter Bruchkörper im Fels

Anders ist dies bei Felsankern, deren Krafteintragungsstrecken nur wenig unter der Felsoberkante liegen (Bild 8b). Hier muß davon ausgegangen werden, daß beim "Mono-Anker" entsprechend den Beispielen im Abschn. 3.1 und 3.2 der Bruch schon bei einem geringen Anheben der oberen Felschichten eintritt und daß dementsprechend ein geringeres Felsvolumen mobilisiert wird, wobei nur die unmittelbare Bodenauflast als rückhaltende Kraft mitwirkt. Bei Duplex-Ankern (Typ B in Bild 1 =

Druckrohranker) werden hingegen die Kräfte von der tiefsten Stelle (Ankerfuß) aus in den Fels eingeleitet, so daß ein entsprechend größerer Felskörper mobilisiert wird (siehe Beispiel Abschn. 3.3). Grundsätzlich sollte die Begrenzung des mobilisierten Bruchkörpers aufgrund des zu erwartenden Trennflächengefüges und der möglichen Kinematik beim Bruch angenommen und dann ggf. für die Stabilitätsuntersuchung durch vereinfachte Körper entsprechend Bild 8b ersetzt werden.

Mindestabstand

Der Mindestabstand der Verpreßkörper sollte wegen möglicher Richtungsabweichungen des Bohrloches bei 15 bis 20 m langen Ankern planmäßig mindestens 1,5 m aufweisen (z. B. durch Spreizung). In jedem Fall sollte sichergestellt sein, daß sich die Anker im ungünstigsten Fall nicht berühren. Richtungsabweichungen von 4 % können durch verbesserte Bohrverfahren (z. B. steife Verrohrung und gegenläufig drehender Bohrkopf für Verrohrung und Innengestänge) bis unter 2 % (ca. 1°) verringert werden. Die Richtung beim Ansetzen der Bohrung muß in diesem Fall genau eingemessen werden.

Zusatzanker

Da oft nicht auszuschließen ist, daß einzelne Anker mit ihrer Verpreßstrecke in ungünstigen Bereichen (z. B. lehmgefüllte Klüfte usw.) zu liegen kommen und demzufolge keine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen, sollten die Anker so angeordnet werden, daß der Einbau von Zusatzankern möglich ist (z. B. durch Leerrohre im Fundament bzw. in dem zu verankernden Bauteil).

Ankerkopf

Üblicherweise sind die Ankerköpfe wie bei Ankern im Boden so ausgebildet, daß durch Ansetzen einer Presse die Ankerkräfte kontrolliert (Abhebeversuch) und ggf. erhöht werden können (Nachspannen). Für die Anwendung von Felsankern zur Sicherung von kriechgefährdeten Hängen

und Einschnitten wurden Ankerköpfe entwickelt, die ein Entspannen der Anker durch Ablassen des Verankerungsteils um mehrere Dezimeter ermöglicht (THAL/STEINBACHER, 1987).

4.3 Herstellung

Bohren

Schwierigkeiten beim Einschleiben der Anker und demzufolge häufig Schäden an den Korrosionsschutzsystemen gibt es immer dann, wenn als Bohrdurchmesser nur der theoretische Mindestdurchmesser des Ankers gewählt wird. Der Innendurchmesser der Verrohrung (bei verrohrter Bohrung) bzw. des Bohrloches (bei unverrohrter Bohrung) sollte deshalb 10 bis 20 mm größer sein als der theoretische Mindestdurchmesser des Ankers.

Bei geringem Abstand zwischen den Verpreßkörpern und insbesondere bei sich kreuzenden Ankern (z. B. bei einer in die Baugrube einspringenden Wandecke) darf die Bohrrichtung in der Regel nicht mehr als 2 % (ca. 1°) von der Sollrichtung abweichen. In Sonderfällen können bei Ankern bis etwa 25 m Länge auch Abweichungen von 1 % unterschritten werden, z. B. mit dem Doppelkopfdrehbohrverfahren und langer Lafette. Besteht die Gefahr, daß beim Bohren fertige Anker beschädigt werden, sollten die Ansatzrichtung der Bohrung und u. U. auch der Verlauf der Bohrung im Untergrund durch besondere Meßverfahren kontrolliert werden (GUDHUS u.a., 1984).

Vor dem Einschleiben der vorbereiteten Ankerkonstruktionen ist das Bohrloch gründlich auszuspülen (z. B. mit Wasser-Luft-Gemisch) und dann von unten mit Zementsuspension zu füllen. Wenn der Suspensionspiegel absinkt, sollte das Bohrloch belassen und am nächsten Tag wieder aufgebohrt und wieder verfüllt werden, so lange, bis kein Abfließen von Zementsuspension mehr festzustellen ist. In Sonderfällen muß das Gebirge im Bereich der geplanten Krafteintragungstrecken durch Vorinjektionen abgedichtet werden (vgl. Abschn. 3.3).

Einbau

Beim Transport, Einbau der Anker und Zurückziehen der Verrohrung wird nach eigenen Erfahrungen und Feststellungen in der Schweiz (von MATT/BRESSAN, 1987; STEIGER/HAGMANN, 1987) der Korrosionsschutz häufig im Bereich der Wellrohre und am Übergang zwischen Wellrohr und glattem Hüllrohr verletzt. Daueranker mit werkmäßiger Verpressung im Bereich des Wellrohres (Krafteintragungsstrecke) sind wegen ihrer Steifigkeit besonders gefährdet und müssen deshalb zum Einschieben in das Bohrloch auf einer Schiene geführt werden. Scharfe Kanten, z. B. am Bohrrohr, sind durch Einführtrompeten zu überbrücken, der Bohrdurchmesser muß, wie schon oben erwähnt, so groß sein, daß der Anker per Hand leicht eingeschoben werden kann.

Verpressen

Bei fallender Ausführung von Felsankern genügt im Regelfall die Verfüllung des Bohrloches mit Zementsuspension unter hydrostatischem Druck. Ist das anstehende Gebirge wasserdurchlässig, stark geklüftet oder verwittert, kann das Aufbringen eines Überdruckes zweckmäßig sein. Bei unverrohrten Bohrungen ist dies nach dem Abdichten des Bohrloches durch einen Packer (mit Zementsuspension verpreßter Kunststoff-Gewebesack oder Gummiblase nach Bild 1) über eine besondere Verpreßleitung möglich. Bei steigenden Ankern muß das Bohrloch grundsätzlich durch einen Packer abgedichtet und dann im Bereich der Krafteintragungsstrecke über eine Verfüll- und Entlüftungsleitung verpreßt werden.

Nachverpressungen können im allgemeinen nicht durchgeführt werden, da ein Aufreißen der im Fels eingespannten Verpreßkörper in der Regel nicht möglich ist. Nur in Einzelfällen kann bei geringer Einspannung in einem mürben oder stark klüftigen Fels eine Nachinjektion durchgeführt werden (z. B. bei 4 von 40 Ankern im Jurafels bei der Brücke Kelheim).

Überwachung

Bei Dauerankern im Fels und Boden ist durch das die Eignungsprüfungen überwachende Institut zumindest stichprobenweise zu kontrollieren, daß bei der Lagerung und beim Einbau der Anker der werkmäßig aufgebrauchte Korrosionsschutz nicht beschädigt werden kann und daß die auf der Baustelle vorzunehmenden Korrosionsschutzmaßnahmen einwandfrei ausgeführt werden. Da Schäden an Verpreßankern bislang fast ausschließlich auf Ausführungsmängel im Bereich des Ankerkopfes zurückzuführen waren, muß auf diesen Punkt besonders geachtet werden. Hier wird auch immer wieder beobachtet, daß einzelne Arbeitsgänge auf der Baustelle vergessen oder "vereinfacht" werden (z. B. Verwendung nicht passender Dichtungen oder Weglassen von Dichtungen, unzulässiges Erhitzen von Kunststoffrohren und Korrosionsschutzpasten mit dem Lötbrenner, keine vollständige Verfüllung der Hohlräume mit Korrosionsschutzpaste nach Bild 1).

4.4 Prüfung

Eignungs- und Abnahmeprüfung

In der Neufassung der DIN 4125 (vgl. Abschn. 2) ist für Kurzzeitanker und Daueranker vorgesehen, daß Eignungs- und Abnahmeprüfungen von Verpreßankern im Fels und im nichtbindigen Boden gleich ausgeführt werden. Auch die während der dort angegebenen Beobachtungszeiten bei maximaler Prüflast zulässigen Verschiebungen sollen für nichtbindigen Boden und Fels gelten.

Es wird empfohlen, in Sonderfällen hiervon abzuweichen, wenn z. B. einzelne äußere Lasten von nur wenigen Ankern aufzunehmen sind oder wenn, wie bei den hier beschriebenen Brückenkonstruktionen, Anker sehr dicht angeordnet werden müssen, um große Lasten konzentriert in den Fels einzuleiten. In diesen Fällen sollten Kurzzeitanker grundsätzlich wie Daueranker (Abnahmeprüfungen mit 1,5facher Gebrauchslast) und Daueranker evt. mit verlängerter Beobachtungszeit geprüft werden (bei

Abnahmeprüfungen mindestens 15 Minuten Beobachtungszeit wie in bindigen Böden).

Die bei der maximalen Prüflast festgestellten Kriechmaße (k_s) liegen in der Regel zwischen 0,4 und 0,6 mm, die Verschiebungen in der Beobachtungszeit von 5 bis 15 Minuten unter 0,2 mm und die bleibenden Verschiebungen nach Entlastung auf die Vorlast zwischen 2 und 6 mm. Wesentliche Abweichungen von diesen Erfahrungswerten, teilweise auch unzulässige Kriechmaße von $k_s > 2,0$ mm wurden bei Felsankern nur dann festgestellt, wenn die Dehnung des Zuggliedes im Bereich der "freien" Stahllänge durch zu große Reibung behindert war. Da in diesen Fällen nicht unterschieden werden kann, inwieweit das Kriechen auf den Abbau der Reibung im Hüllrohr oder auf Verschiebungen im Bereich der Kräfteintragungsstrecke zurückzuführen ist, müssen auch bei Kurzzeitankern Ankerkonstruktionen mit geringen Reibungsverlusten gefordert werden (Litzen mit werkmäßig aufgebracht PE-Ummantelung können z. B. in einem zusätzlichen glatten PE-Hüllrohr geführt werden).

Gruppenprüfung

Durch Gruppenprüfungen soll zunächst festgestellt werden, inwieweit das Tragverhalten eines Einzelankers durch die Kräfteintragung von nahe gelegenen Ankern beeinflusst wird. Hierzu genügt es, entsprechend DIN 4125 bei Achsabständen der Verpreßkörper von weniger als 1,0 m (bei Gebrauchslasten bis 700 kN) bzw. weniger als 1,5 m (bei Gebrauchslasten bis 1300 kN) drei benachbarte Anker gleichzeitig bis zur 1,5fachen Gebrauchslast zu belasten. Aus den Ergebnissen ist zu erkennen, ob die Eignungs- und Abnahmeprüfungen auch bei geringen Ankerabständen für das Tragverhalten der Einzelanker repräsentativ sind.

Bei den Beispielen Argentobelbrücke (Abschn. 3.1) und Wertachtalbrücke (Abschn. 3.2) hatten die Gruppenprüfungen weniger die Aufgabe, eine eventuelle gegenseitige Beeinflussung der Einzelanker im Hinblick auf die Kräfteintragung vom Verpreßkörper in den Fels festzustellen. Mit diesen Prüfungen sollte vielmehr kontrolliert werden, inwieweit die

rechnerisch nachgewiesene Sicherheit gegen das Aufbrechen des von den Anker erfaßten Felskörpers (Gesamtstabilität) tatsächlich vorhanden ist oder ob z. B. in einem Teilbereich infolge nicht erkennbarer Hohlräume, Klüfte oder anderer Störungen ein kleinerer Felskörper angeho- ben wird.

Solche Prüfungen sind zu empfehlen, wenn in geringem Abstand unter der Felsoberfläche große Kräfte konzentriert eingeleitet werden sollen. In den meisten Fällen dürfte es hierzu genügen, alle Anker mit der 1,1- fachen Gebrauchslast anzuspannen, bevor die Gebrauchslast als äußere Last auftritt. Bei der Argentobelbrücke wurden alle 12 Anker, bei der Wertachtalbrücke werden 4 Gruppen mit je 8 Ankern gleichzeitig bela- stet. Hierbei sind die Verschiebungen des verankerten Bauteils zu messen und mindestens bei einzelnen Ankern die Kräfte durch Kraftmeß- dosen zu kontrollieren.

Festlegekraft und Nachprüfung

Soll eine bestimmte Vorspannkraft erhalten werden, damit z. B. bei einer Auftriebssicherung auch bei höchsten Wasserständen die Grün- dungssohle unter Druck verbleibt, muß bei der Wahl der Festlegelast das Kriechen der Anker berücksichtigt werden. Wie schon zuvor gezeigt, sind bei Felsankern in der Regel kleine Kriechmaße zu erwarten, da die Kriechverschiebungen vor allem auf Umlagerungen im Verbund zwischen Stahl und Verpreßkörper und auf die Relaxation des Spannstahls, jedoch kaum auf Verschiebungen zwischen Verpreßkörper und Fels zurückzuführen sind.

Aus Eignungsversuchen mit längerer Beobachtungszeit und Dauerüberwa- chung mit Kraftmeßdosen (z. B. LITTLEJOHN/BRUCE, 1979; TURNER, 1980; HOBST/ZAJIC, 1983 oder HELLERER/OSTERMAYER in diesem Heft) ergibt sich für Anker von etwa 10 m freier Stahllänge ein Kraftabfall von etwa 2 bis 3 % in den ersten 24 Stunden und in der Regel weniger als 6 % nach 2 bis 3 Jahren. Danach dürfte es in Fällen, in denen sich das veran-

kerte Bauwerk nicht in Ankerrichtung verschiebt, ausreichend sein, die Anker mit der 1,1fachen Gebrauchslast festzulegen.

Sofern die Anker bei den Eignungs- und Abnahmeprüfungen den Anforderungen der DIN 4125 genügen und die Ergebnisse im Rahmen der hier angegebenen Erfahrungswerte liegen, sind bei zugelassenen Dauerankern Nachprüfungen nur dann erforderlich, wenn bei den verankerten Bauwerken bzw. Bauteilen oder im Baugrund Verformungen zu erwarten sind, (z. B. Bauwerkssetzungen, Hangkriechen bei einer verankerten Stützwand), die Dehnungs- und Kraftänderungen im Anker hervorrufen können. Zur Nachprüfung sind Verschiebungs- und/oder Ankerkraftmessungen solange vorzunehmen, bis sich ein Gleichgewichtszustand eingestellt hat.

5. Schluß

Mit Beispielen von neuen Brückenbauverfahren sollte gezeigt werden, welche Besonderheiten bei der konzentrierten Lasteintragung durch Felsanker zu beachten sind. Die allgemeinen Erfahrungen und Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und Prüfung der Anker sind für den Ingenieur in der Praxis als Ergänzung zu der in Arbeit befindlichen Neufassung der DIN 4125 gedacht. Es wäre zu wünschen, daß mit diesem Beitrag auch deutlich geworden ist, daß zugelassene Daueranker im Fels in der Regel nach der Prüfung und dem Festlegen nicht weiter nachgeprüft werden müssen und daß eine Dauerüberwachung nur dann erforderlich ist, wenn die zu erwartende Zu- oder Abnahme der Ankerkräfte infolge von Verformungen des Untergrundes oder kriechender Hänge nicht mit ausreichender Genauigkeit abgeschätzt werden kann.

6. Literatur

- ACKERMANN, K., FEIT, J. und SCHLAICH, J. (1980): Fußgängerbrücke in Kelheim. Baumeister 9, S. 859-862
- FLOSS, R. (1984): Argentobelbrücke. Anordnung, Herstellung und Prüfung der Anker bei den Widerlagern und Bogenkämpfern. Unveröffentlichte Gutachten 9243/28, /35, /45, /55
- FLOSS, R. (1986): Wertachtalbrücke. Verankerung der Widerlager. Unveröffentlichtes Gutachten 9696/12
- FLOSS, R. (1986): Fußgängerbrücke Kelheim. Herstellung und Prüfung der Felsanker. Unveröffentlichtes Gutachten 9560/46
- GUDEHUS, G., KOLYMBAS, D. und BÖSINGER, E (1984): Bohrpfehlwand mit Felsankern hoher Tragfähigkeit und großer Länge. Vorträge der Baugrundtagung 1984 in Düsseldorf. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, S. 27-41
- HOBST, L. and ZAJIC, J. (1983): Anchoring in rock and soil. Elsevier Amsterdam-Oxford-New York
- HÜNLEIN, W. und RUSE, P. (1985): Ein neues Verfahren für den Bau von Bogenbrücken, dargestellt am Bau der Argentobelbrücke. Bauingenieur 60, S. 487-493
- LITTLEJOHN, G.S. and BRUCE, D.A. (1979): Long-term performance of high capacity rock anchors at Devonport. Ground Engineering, Nr. 7, S. 25-33
- v. MATT, U. und BRESSAN, R. (1987): Boden- und Felsanker. Anmerkungen zur Bemessung, Ausführung und Prüfung. Schweizer Ingenieur u. Architekt 7, S. 150-155
- OSTERMAYER, H. (1982): Verpreßanker. Grundbautaschenbuch, 3. Aufl., Teil 2, Ernst & Sohn, S. 287-322
- PUCHER, H. (1985): Der Bau der Argentobelbrücke - Das "Bogenklappverfahren", ein neues Herstellungsverfahren für den Bau von Bogenbrücken. Zement und Beton, H. 3
- STEIGER, A. und HAGMANN, A.J. (1987): Permanentanker: Korrosionsschutz und Dauerhaftigkeit. Gefährdung, Schwachstellen, Erfahrungen, Maßnahmen. Schweizer Ingenieur u. Architekt 33-34, S. 973-977
- THAL, H. und STEINBACHER, G. (1987): Hangstabilisierung mittels vorgespannter Verpreßanker im Zuge der Errichtung der A 2 Südbahn über den Wechsel. Österr. Ingenieur- und Architektenzeitschrift 132, S. 158-164

- TURNER, M.J. (1980): Rock anchors: An outline of some current design, construction and testing practices in the United Kingdom. Int. Conf. on Structural Foundations on Rock. Sydney, S. 87-103
- WOLF, K. und MÜHLBAUER, M. (1984): Neubau der Argentobelbrücke zwischen Maierhöfen und Grünenbach im Landkreis Lindau. Tiefbau Berufsgenossenschaft H. 12, S. 748-755

TRAGFÄHIGKEIT VON BOHRPFÄHLEN IM FELS

Anmerkungen zum Entwurf DIN 4014

H.-W. Koreck

Einleitung

Der vorliegende Entwurf DIN 4014 (Bohrpfähle - Herstellung, Bemessung und Tragverhalten) vom Februar 1987 macht das Thema Pfahlgründungen, insbesondere die Belastbarkeit von Pfählen im Fels, wieder einmal aktuell.

In diesem Beitrag werden aufgrund der Durchsicht der Literatur und aufgrund eigener Erfahrungen Hinweise zur axialen Tragfähigkeit von Bohrpfählen im Fels und in felsähnlichen Böden im Hinblick auf die bestehenden Normen gegeben. Weiterhin wird auf erforderliche Aufschlüsse und Untersuchungen sowie auf die Beeinflussung der Tragfähigkeit durch die Herstellung eingegangen.

Tragfähigkeit nach Normen

Die Ermittlung der Pfahltragfähigkeiten erfolgt in der Bundesrepublik Deutschland in der Regel aufgrund von Erfahrungswerten. Soweit diese nicht vorliegen, sind Probelastungen durchzuführen oder aber in einfachen Fällen die in den Normen aufgrund von Erfahrungen mit Probelastungen angegebenen Richtwerte zugrunde zu legen. Voraussetzung ist hierbei, daß die Verhältnisse vergleichbar sind, d. h. im Hinblick auf den Baugrund, auf die Abmessungen der Pfähle und auf das Herstellungsverfahren.

In der DIN 1054 wurden für Flächengründungen auf Fels bereits ab Ausgabe 1934 Angaben zur zulässigen Belastung gemacht. In späteren Ausgaben wurde allerdings ausdrücklich darauf hingewiesen, daß diese Werte nicht für Pfähle gelten. Die ersten Angaben zur zulässigen Belastung von Druckpfählen auf Fels in DIN 1054 wurden erst ab 1969 gemacht. Unabhängig von der Pfahlart wurden folgende Werte angegeben, welche auch noch der derzeit gültigen DIN 1054 (Ausgabe November 1976) zu entnehmen sind:

Tabelle 7. Fels

Lagerungszustand	Zulässige Bodenpressung in kN/m ² 1) bei Flächengründungen und dem Zustand des Gesteins	
	nicht brüchig, nicht oder nur wenig angewittert	brüchig oder mit deutlichen Verwitterungsspuren
Fels in gleichmäßig festem Verband	4000	1500
Fels in wechselnder Schichtung oder klüftig	2000	1000

1) 1 kN/m² = 0,010 kp/cm²

Bei Pfahlgründungen auf Fels dürfen, soweit in den vorgenannten Normen nichts anderes angegeben ist, die rechnerischen Pressungen in den Pfahlaufstandflächen die Werte der Tabelle 7 in Abschnitt 4.2.4 bis zu 100% überschreiten. Nach Möglichkeit soll der Pfahl mindestens 50 m in den Fels einbinden.

Tabelle 7 aus DIN 1054 (11/1976)

Die Mindesteinbindetiefe im Fels wird zu 0,5 m gefordert.

Erst in zukünftigen Fassungen der DIN 1054 wird voraussichtlich auf Angaben für Pfähle verzichtet werden können, weil diese in den speziellen Normen, nämlich DIN 4014 (Bohrpfähle) und DIN 4026 (Verdrängungspfähle) ihren Platz finden werden. In den derzeit gültigen Fassungen der DIN 4014 (Teil 1) und DIN 4026 gibt es keine Angaben zur Pfahlbelastung im Fels.

Erste detaillierte Angaben zur zulässigen Belastbarkeit von Pfählen im Fels waren im Entwurf der DIN 4014, Teil 2 - Großbohrpfähle (Ausgabe 1975) zu finden, und zwar getrennt für Spitzendruck und Mantelreibung und die Vornorm der DIN 4014, Teil 2 (Ausgabe September 1977) gibt die folgende - gegenüber der Tabelle von 1975 vereinfachte - Tabelle für den Grenzwert des Pfahlspitzendruckes an.

Tabelle 6. Grenzwerte für den Pfahlspitzendruck σ , im Fels und in felsähnlichen Böden in MN/m^2 *) für weitmaschige Trennflächenabstände

Verwitterungs- zustand und Grad der mineralischen Bindung **)	Gesteinsart		
	Massige Erstarrungs- gesteine und Metamorphite, z. B. Granit, Gabbro, Basalt, Gneis	Konglomerate, Breccien, Sandstein, Kalkstein, Dolomitstein	Mergelstein, Schluffstein, Tonstein
unverwittert, sehr gute mineralische Bindung	16	11	8
angewittert, gute mineralische Bindung	9	6	4
stärker verwittert, mäßige mineralische Bindung	4	3	Es gelten die Kriterien für Lockergesteine nach Abschnitt 6.1
entfestigt oder zersetzt, schlechte oder ohne mineralische Bindung	Es gelten die Kriterien für Lockergesteine nach Abschnitt 6.1		
*) $\text{MN/m}^2 = 10 \text{ kp/cm}^2$			
**) Mineralische Bindung nach DIN 4022 Teil 1, Ausgabe November 1969, Abschnitt 10.2.2			

Mantelreibung darf entlang der Felseinbindung bis zu einem Grenzwert von f_m gleich 1/10 des in die Pfahlbemessung je nach Felsbeschaffenheit einzuführenden Pfahlspitzendruckes σ , angesetzt werden, sofern bei der Pfahlherstellung einwandfrei sichergestellt ist, daß die Mantelreibung nicht durch Herstellungseinflüsse herabgemindert wird. Mantelreibung aus Bodenschichten über dem Fels darf nur in Ansatz gebracht werden, wenn sie nachweisbar mit den zu erwartenden Setzungen verträglich ist.

Tabelle 6 aus DIN 4014/2 (9/1977)

Der in der Tabelle angegebene obere Grenzwert von 16 MN/m^2 wurde im Hinblick auf die innere Tragfähigkeit festgelegt. Die Mantelreibung durfte bis zu 1/10 des Pfahlspitzendruckes angesetzt werden. Die Mindesteinbindetiefe im Fels sollte dem halben Fußdurchmesser entsprechen, aber nicht weniger als 0,5 m betragen. Im übrigen waren bestimmte Bedingungen bei der Anwendung der Tabellenwerte zu erfüllen.

In dem zur Zeit vorliegenden Entwurf der DIN 4014 vom Februar 1987, der allgemein für Bohrpfähle mit Durchmessern von 0,3 m bis 3,0 m gültig sein soll, werden die Grenzwerte für Pfahlspitzendruck und

Mantelreibung im Fels entsprechend Tabelle 9 in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins angegeben.

Tabelle 9, Grenzwerte für den Pfahlspitzenruck σ_s und Mantelreibung τ_m im Fels und fels-ähnlichen Boden in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins q_u

q_u MN/m ²	σ_s MN/m ²	τ_m MN/m ²
0,5	0,5	0,05
5,0	5,0	0,5
20	10	0,5
Zwischenwerte dürfen linear eingeschaltet werden.		

Binden die Bohrpfähle tiefer als 0,5 D mindestens aber 0,5 m ein, so darf die Mantelreibung nach Tabelle 9 angesetzt werden. Das gilt auch für Pfähle, die mehrere Schichten durchdringen.

Tabelle 9 aus DIN 4041 (Entwurf 2/1987)

Grundsätzlich entsprechen diese Werte den Werten der Tabelle 6 der Vornorm. Diese Tabelle wurde trotzdem verlassen, weil einerseits keine eindeutige Zuordnung zu den Festigkeiten der Gesteine gegeben war und andererseits nicht alle Gesteine erfaßt waren. Eine Alternative zu dem jetzt gewählten Weg hätte in einer Zuordnung von Druckfestigkeiten zu den angeführten Gesteinen unter Beibehaltung der Tabelle 6 der Vornorm bestanden.

Nach einer langwierigen Diskussion wurde jedoch letztlich die Zuordnung der Belastbarkeit zu einzelnen Gesteinen verlassen und auf die einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins als Bemessungswert übergegangen. Dies trotz der Tatsache, daß die Gesteinsfestigkeit in der Regel nicht der Felsfestigkeit entspricht und trotz der Schwierigkeit der Bestimmung von Druckfestigkeiten in geschwächtem Gestein und der bekannten Streuung der Versuchswerte.

Die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins ist jedoch durch einen einfachen Laborversuch möglich, so daß unabhängig vom Gesteinstyp eine eindeutige Zuordnung möglich ist. Dieser Weg wurde auch in anderen Ländern besritten. Die in der Norm angegebenen Werte

gelten nur für einfache Fälle. Sie liegen auf der sicheren Seite, wie es die nachfolgende Zusammenstellung von bekannten Belastungsversuchen im Fels zeigt.

Eine Überschreitung der Werte für eine wirtschaftlichere Bemessung ist selbstverständlich durch örtliche Erfahrungen oder durch Probelastungen möglich, wobei möglichst ein Sonderfachmann eingeschaltet werden sollte, denn gerade der "weiche Fels", um den es in der Regel geht, bedarf einer sorgfältigen detaillierten Erkundung, um letztlich Schäden zu verhindern. Die festeren Gesteine sind in der Regel ohne Probleme, da hierfür nicht die Festigkeit des Gesteins bzw. des Gebirges, sondern die innere Tragfähigkeit des Pfahles maßgebend wird.

Bei schwierigen Gebirgsverhältnissen, wie z. B. bei gestörtem Felsverbund und bei offenen oder mit leicht verformbarem Material gefüllten Trennflächen, gelten die Normwerte nicht. In diesen Fällen werden Probelastungen erforderlich, es sei denn, daß ausreichende örtliche Erfahrungen vorliegen.

Tragfähigkeit nach Versuchen

Die Tabellenwerte des Vorentwurfes der DIN basieren auf Ergebnissen von Probelastungen im Fels. Entsprechend den laufend steigenden Anforderungen aus der Praxis wurde den Probelastungen ab den 60er Jahren mehr und mehr Aufmerksamkeit geschenkt. Den vorliegenden Veröffentlichungen kann eine mit der Zeit zunehmende Verfeinerung der Untersuchungen entnommen werden. So wurde aus der frühen Zeit nur über einfache Probelastungen berichtet, wobei der anstehende Fels auch nur qualitativ beschrieben wurde. Mit der Zeit wurden dann die Eigenschaften des Gesteins zuerst durch einaxiale Druckversuche, dann aber auch die Verformungseigenschaften im Labor oder in situ bestimmt. Bei den Probelastungen wurde häufig Sohlpressung und Mantelreibung getrennt ermittelt, wobei diese auch meistens verschiebungsabhängig angegeben wurde. Auch das Langzeitverhalten wurde mehr und mehr untersucht.

Anhand der vorliegenden Probelastungen und Veröffentlichungen wurden im Bild 1 die aus Versuchen in unterschiedlichen Felsarten ermittelten Mantelreibungswerte in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins den Werten des Normentwurfes gegenübergestellt. Die Versuchswerte stammen meistens aus Zugversuchen oder aus Druckversuchen mit planmäßigen Hohlräumen unterhalb des Pfahlschaftes. Teilweise wurden sie auch über getrennte Messungen von Mantelreibung und Sohlpressung an vollständig in den Fels einbindenden Pfählen ermittelt, wobei jedoch häufig nicht der Grenzzustand erreicht wurde.

Die Darstellung im Bild 1 zeigt, daß mit Ausnahme von 4 Punkten, von denen 2 nur wenig unterhalb der DIN-Linie liegen und 2 Punkte von Versuchen stammen, bei denen die Grenzlast nicht erreicht wurde, alle Versuchswerte in der Regel weit oberhalb der DIN-Werte liegen.

In Bild 2 wurden die aus Belastungsversuchen ermittelten Sohlspannungswerte den Werten des Normentwurfes gegenübergestellt. Die Versuchswerte stammen sowohl aus Versuchen an der Felsoberfläche als auch aus Versuchen mit größerer Einbindetiefe bei Ausschaltung der Mantelreibung. Häufig wurden aber die Sohlspannungen unter Abzug der Mantelreibung aus Parallelversuchen zurückgerechnet. Notwendig ist besonders bei diesen Versuchen der Hinweis auf die nicht erreichten Grenzlaster. Die Darstellung zeigt, daß die Versuchswerte mit Ausnahme von 6 Punkten teilweise weit oberhalb der DIN-Linie liegen. Von den unterhalb der DIN-Linie liegenden Punkten wurde bei 3 Punkten die Grenzlast nicht erreicht und die übrigen Punkte liegen nur wenig unterhalb der DIN-Linie.

In den beiden Darstellungen auf Bild 1 und Bild 2 wurden außerdem die von Rowe (1987) vorgeschlagenen Grenzwerte für $\max. \tau_m = 0,45 \cdot \sqrt{q_u}$ und für $\max. \sigma_s = 2,5 \cdot q_u$ zum Vergleich mit aufgenommen.

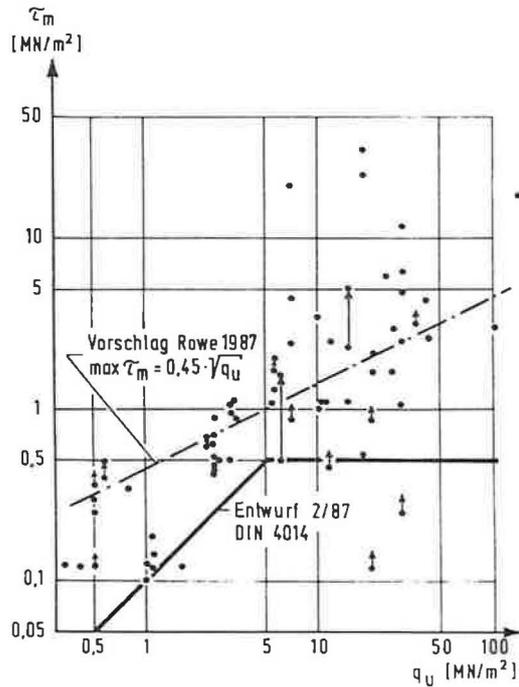


Bild 1

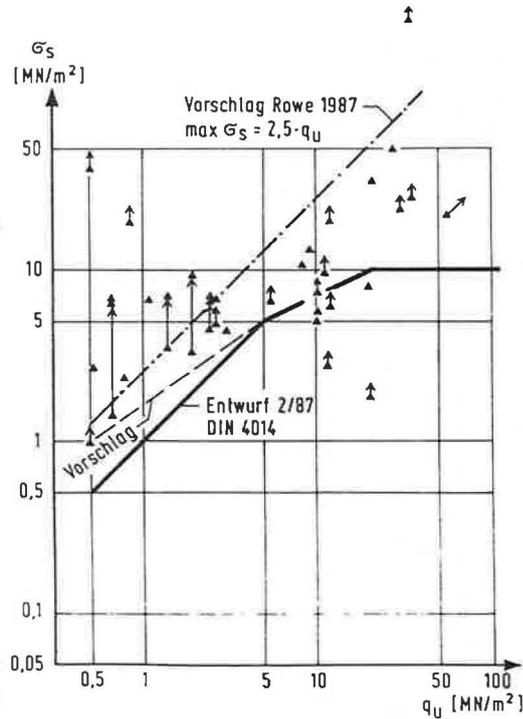


Bild 2

Diagramme für Grenzwerte der Mantelreibung und Sohlpressung in Beziehung zur einaxialen Druckfestigkeit

Aufgrund der vorliegenden Versuchsergebnisse kann empfohlen werden, den Wert des Entwurfes der DIN 4014 für $q_u = 0,5 \text{ MN/m}^2$ von grenz $\sigma_s = 0,5$ auf $1,0 \text{ MN/m}^2$ anzuheben. Für diesen Fall sollte jedoch gleichzeitig auch die Mindesteinbindetiefe von $0,5 \text{ m}$ bzw. dem $0,5$ fachen Durchmesser für Gesteine mit hoher Festigkeit auf $2,5 \text{ m}$ bzw. dem 2 fachen Durchmesser für Gesteine mit niedriger Festigkeit vergrößert werden.

Die bei den Belastungsversuchen angegebenen Gesamtverschiebungen sind entsprechend den unterschiedlichen Festigkeiten auch sehr unterschiedlich, und zwar lagen sie zwischen 0 und 100 mm . Hierauf sei besonders hingewiesen, da vielfach die Meinung vertreten wird, daß im Fels die Verschiebungen vernachlässigt werden können, was also nicht grundsätzlich gilt.

Im Hinblick auf die Mantelreibung wird in den Veröffentlichungen sehr oft auf den großen Einfluß der Rauigkeit verwiesen und der Ansatz unterschiedlicher Mantelreibungswerte entsprechend dem Herstellungsverfahren empfohlen. Auch wird auf den ungünstigen Einfluß bei Verwendung von Bentonitsuspensionen verwiesen, was jedoch nicht unseren Erfahrungswerten in der Bundesrepublik entspricht, vorausgesetzt die erforderlichen Rezepturen werden beachtet. Hinweise sind außerdem daraufhin zu finden, daß die Mantelreibung in der Überlagerung grundsätzlich nicht angesetzt werden sollte und im Fels erst ab einer Tiefe unterhalb des $0,5$ fachen Pfahldurchmessers bzw. tiefer als $0,5 \text{ m}$ unterhalb der Felsoberfläche. Etwas zu ungünstig erscheint aufgrund der vielen vorliegenden guten Versuchsergebnisse der Hinweis, auf den Ansatz der Mantelreibung ganz zu verzichten, wenn ein Verschmieren oder Aufweichen der Felswandung nicht ausgeschlossen werden kann. Mehr Beachtung sollte dagegen der Anmerkung geschenkt werden, daß dann, wenn eine Sedimentbildung auf der Sohle nicht ausgeschlossen werden kann, gerade im Hinblick auf die erforderliche große Verschiebung bei Druckbeanspruchung auf den Ansatz des Sohlwiderstandes zumindest dann verzichtet werden sollte, wenn nur geringe Verschiebungen zulässig sind.

Eine Durchmesserabhängigkeit konnte weder bei der Mantelreibung noch beim Sohlwiderstand bei Durchmessern größer als 150 mm festgestellt werden, was wohl auf den großen Einfluß der Herstellung zurückzuführen ist. Von größerer Bedeutung ist dagegen eine überproportionale Steigerung der Tragfähigkeit mit der Vergrößerung der Einbindelänge im Fels, was wohl nicht zuletzt auf eine Zunahme der Felsqualität mit der Tiefe zurückzuführen ist. Eine Verlängerung über den 3fachen Durchmesser hinaus wird jedoch nicht mehr als sinnvoll angesehen, was aber wohl auch nur für Fels mit hoher Festigkeit gilt.

Bei Langzeitversuchen wurde mehrfach festgestellt, daß die Last sich vom Mantel in die Sohle umlagert, was bereits aus Versuchen in Lockergesteinen hinreichend bekannt ist. Auch wurde beobachtet, daß besonders in Fels mit geringer Festigkeit bei Pfahlgründungen Kriechvorgänge ablaufen können. Einer möglichen zeitlichen Abnahme der Mantelreibung sollte in Zukunft bei Zugpfählen mehr Beachtung geschenkt werden.

Bei zyklischen Beanspruchungen, insbesondere bei Wechsellasten, ist auch im Fels eine Abminderung der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Zur eigentlichen Bemessung ist anzumerken, daß in den einzelnen Veröffentlichungen entsprechend den unterschiedlichen Erfahrungen der Verfasser die verschiedensten Empfehlungen gemacht werden. Bemerkenswert ist, daß die Sicherheitsbeiwerte für die Sohlspannung im Ausland in der Regel höher als bei uns liegen, nämlich häufig bei 3. Im allgemeinen ist aber den Veröffentlichungen zu entnehmen, daß sich im Ausland höhere Belastbarkeiten der Pfähle als aufgrund des vorliegenden DIN-Entwurfes ergeben.

Hinweise zur Pfahlherstellung

Detaillierte Hinweise auf die Pfahlherstellung im Fels fehlen in der Norm, um dem Inhalt keinen Lehrbuchcharakter zu geben und den Umfang in halbwegs überschaubarer Größe zu halten. Aber auch im Fels ist wie im Lockergestein eine sorgfältige Herstellung und Überwachung unbe-

dingt erforderlich. Der Herstellungseinfluß dürfte für die Tragfähigkeit von gleicher Bedeutung sein wie die Festigkeit. Besondere Vorsicht ist bei Bohrarbeiten unter Wasser geboten, weil abhängig vom Fels einerseits die Mantelreibung durch Aufweichen der Oberfläche stark vermindert werden kann und andererseits die Sedimentbildung auf der Sohle kaum zu verhindern ist.

Die Reinigung der Sohle durch Luft oder Wasserspülung beim Bohren unter Wasser ist in manchen Ländern obligatorisch. Aber selbst bei Versuchen mit sorgfältiger Spülung konnten nach dem Freilegen der Pfähle noch größere Sedimentreste zwischen Beton und Felsuntergrund festgestellt werden.

Eine Inspektion des trockenen Bohrloches durch Befahren sollte soweit als möglich erfolgen. Beim Bohren unter Wasser kann der Einsatz einer Fernsehkamera die notwendigen Informationen über die Wandung und Sohle liefern. Sollten Kavernen im Untergrund befürchtet werden, so kann besonders bei Einzelpfählen eine Pilotbohrung mit kleinem Durchmesser (ca. 50 mm) von der Sohle bis etwa 4 m unter diese notwendig sein.

Grundsätzlich sollte der Bohrvorgang zügig ablaufen und der Betoniervorgang unmittelbar nach dem Bohren erfolgen.

Zur Verbesserung der Mantelreibung wird häufig die Mantelfläche durch Furchen aufgeraut, auch kann in besonderen Fällen eine Mantelverpressung die Mantelreibung erhöhen bzw. die Verschiebungen bei Gebrauchslast verringern. Eine Sohlverpressung kann insbesondere den ungünstigen Einfluß der Sedimentation kompensieren. Bei Zugpfählen ist eine geringe Unterschneidung am Pfahlfuß zweckmäßig.

Hinweise zur Einbindelänge

Die geforderte Mindesteinbindelänge bei Druckpfählen entsprechend dem 0,5fachen Durchmesser bzw. 0,5 m erscheint nur in Gestein mit hoher Festigkeit und mit horizontalen Trennflächen sowie für Einzelfähle ausreichend. Die Einbindelänge sollte besser entsprechend der Festigkeit der Gesteine festgelegt werden und von dem angegebenen Wert kontinuierlich zu dem für Lockergestein angegebenen Mindestwert von 2,5 m bzw. dem 2fachen Durchmesser ansteigen. Hierdurch würde im Zusammenhang mit der empfohlenen Anhebung des Wertes für die Sohlspannung von 0,5 auf 1,0 MN/m² für $q_U = 0,5 \text{ MN/m}^2$ insgesamt auch ein besserer Übergang zu den festen bindigen Böden erreicht.

Die Einbindetiefe der Pfähle sollte außerdem im Hinblick auf die Beanspruchungsart (Druck oder Zug bzw. H-Kräfte oder Momente) von Fall zu Fall besonders festgelegt werden. So sollte z. B. für Zugpfähle die Mindesteinbindelänge in Gesteinen mit hoher Festigkeit nicht unter 3 m liegen und bis auf mindestens 5 m für Gesteine geringerer Festigkeit im Übergangsbereich zu den Lockergesteinen verlängert werden.

Bei Pfahlgruppen zeigt die Erfahrung, daß die Lage der Felsoberfläche bereits innerhalb einer Gruppe um weit mehr als 0,5 m schwanken kann, so daß auch hier selbst in Gesteinen mit hoher Festigkeit besonders bei enger Pfahlstellung eine größere Einbindetiefe als 0,5 m erforderlich sein kann.

Hinweise zu den Aufschlüssen

Im Abschnitt 4 des Entwurfes DIN 4014 (Erkundung des Baugrundes) werden Hinweise zu den Aufschlüssen im Fels und felsähnlichen Böden gegeben. Da jedoch das Tragverhalten von der Gebirgsfestigkeit und der Herstellung bestimmt wird, kommt der sorgfältigen Erschließung eine besondere Bedeutung zu. Grundsätzlich muß die Anzahl der Bohrungen ausreichend sein, d. h. z. B. bei einer Brückengründung muß bei jedem Widerlager und jedem Pfeiler wenigstens 1 Bohrung und im Falle von

Pfahlgruppen an jeder Seite eine Bohrung ausgeführt werden, um über die Neigung der Felsoberfläche Auskünfte zu erhalten. Sollte die Ausführung nicht mit der Planung übereinstimmen, so sind entsprechende Ergänzungsaufschlußbohrungen durchzuführen.

Durch die Bohrungen muß ein durchgehender Kern gewonnen werden, aus dem repräsentative Stücke zur Untersuchung entnommen werden können. Die zu untersuchenden Kernstücke sind unverzüglich zu verwachen und so gegen Austrocknen und Wasseraufnahme zu sichern. Die Bohrung muß Aufschluß über das Gefüge, insbesondere über Trennflächengröße, -abstand und -füllung geben. Dabei sind auch Kerngewinn bzw. Kernverlust anzugeben und der Spülwasserverlust ist ein wichtiger zusätzlicher Hinweis. Im Bohrloch selbst können Versuche mit der Seitendrucksonde oder Stempeldruckversuche auf der Sohle zusätzliche Informationen über die Festigkeit des Gebirges geben.

In Gesteinen mit geringerer Festigkeit wird häufig - besonders im Ausland - auch die Standard-Sonde (SPT) zur Erkundung eingesetzt. Diese Ergebnisse sind jedoch weniger für eine Festlegung der Pfahltragfähigkeit geeignet als die Werte der einaxialen Druckfestigkeit.

Auch seismische Untersuchungen im Feld können u. U. wichtige zusätzliche Informationen über die Felsqualität geben.

Da eine große Anzahl von Tragfähigkeitswerten in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins bekannt sind, wurde auch im Normentwurf der Ermittlung dieser Bodenkenngröße der Vorzug gegeben. Zusätzlich gibt die Veränderlichkeit des Gesteins im Wasser einen wesentlichen Hinweis auf mögliche Schwächungen insbesondere der Mantelreibung, so daß entsprechend dem Entwurf auch auf die Untersuchung der Veränderlichkeit in Wasser nach DIN 4022, Blatt 1 mehr Wert gelegt werden sollte.

Die einaxialen Druckfestigkeiten sind an einer repräsentativen Anzahl von Proben zu bestimmen, wobei für die Ermittlung der Mantelreibung

der Mittelwert aus dem Bereich der Krafteintragungslänge zugrunde zu legen ist. Für die Ermittlung der Sohlspannung empfiehlt es sich dagegen, vom ermittelten Minimalwert auszugehen. Im Hinblick auf die Bemessung wäre es unkorrekt, nur feste Kernstücke, welche ohne größere Schwierigkeit geprüft werden können, zu untersuchen. Da bei einaxialen Druckversuchen nur ein geringer zusätzlicher Aufwand für die Verformungsmessung und damit für die Ermittlung des E-Moduls erforderlich ist, sollte auf diese nicht verzichtet werden. Wird infolge vorgegebener Trennflächen in den Kernstücken ein Kernzerfall bei der Durchführung von einaxialen Druckversuchen erwartet, so ist es besser, Triaxialversuche durchzuführen und den für die Bemessung maßgebenden q_u -Wert aus den Versuchsergebnissen für den Seitendruck Null zu extrapolieren.

In manchen Fällen bietet sich auch der relativ einfach durchzuführende Punktlastversuch (point-load-test) an, für den es Korrelationen zu den einaxialen Druckfestigkeiten gibt.

Auch zerstörungsfreie Messungen der Wellengeschwindigkeiten mit seismischen Verfahren können an den Kernstücken eine wichtige zusätzliche Information liefern.

Hinweise zur Prüfung

Neben der Inspektion des Bohrloches können besonders zur Prüfung des Felsverhaltens spezielle Untersuchungen durchgeführt werden. So bieten sich z. B. auf der Bohrlochsohle Plattendruckversuche an, die auch im Wandungsbereich Anwendung finden können. Weniger bekannt ist bei uns die sehr sinnvoll erscheinende sog. "Cross-jacking"-Methode von Wand zu Wand. Die besten Informationen über die zu erwartende Tragfähigkeit geben selbstverständlich Probebelastungen, die aber in der Regel mit sehr hohen Kosten verbunden sind. Kostengünstiger können dagegen Probebelastungen ohne Ballastierung oder Anker im Pfahlbohrloch dadurch ausgeführt werden, daß über eine wieder zu gewinnende Presse einerseits ein Betonpfropfen auf der Sohle nach unten und andererseits ein

längerer an der Bohrlochwandung anliegender betonierter Ringkörper über dieselbe Presse nach oben gedrückt wird.

Auf die Notwendigkeit Großversuche durchzuführen sei nochmals hingewiesen, denn gerade in der Bundesrepublik ist der Erfahrungsschatz zur Zeit zumindest noch nicht sehr groß oder nicht allgemein bekannt. Die Erfahrungswerte sind aber erforderlich, um die zu normenden Werte überprüfen und möglicherweise auf höhere Tabellenwerte übergehen zu können.

Zusammenfassung

Der vorliegende Entwurf von DIN 4014 ist ein weiterer Schritt in Richtung auf eine sichere Bemessung der Tragfähigkeit von Pfählen, die im Fels und in felsähnlichen Böden gegründet sind. Da in der Norm nur einfache Fälle geregelt werden können, ist die Erkundung und die Kenntnis der Gebirgseigenschaften von größter Wichtigkeit, so daß umfangreichere Aufschlüsse und Untersuchungen als bisher unbedingt notwendig sind.

Im unteren Bereich der Gesteinsfestigkeiten könnten aufgrund der vorliegenden Versuchswerte und der im Ausland üblichen zulässigen Werte die Werte für die Sohlspannung angehoben werden. Die bisher im Normentwurf angeführte Einbindelänge erscheint für weniger feste Gesteine und Zugpfähle zu gering und bedarf noch einer Ergänzung.

Wichtig für eine einwandfreie Lastableitung ist die sorgfältige und zügige Pfahlherstellung. Dem Sohlbereich ist dabei besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

Für eine wirtschaftlichere und trotzdem sichere Bemessung der Pfähle sind weitere Probelastungen auch künftig unbedingt erforderlich.

L i t e r a t u r zu Pfählen im Fels

Nachfolgend sind neben einer Zusammenstellung der verwendeten Literatur für Bohrpfähle auch einige Quellenangaben für Verdrängungspfähle im Fels gemacht, auf die jedoch im vorliegenden Text nicht mehr eingegangen worden ist.

1. Bohrpfähle

AURORA R.P., REESE L.C. (1977): Field tests of drilled shafts in clay-shales. Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Tokyo, Vol. 2, S. 371-376

BAUER G.E. (1980): The measurement and analysis of load transfer from a caisson to its rock socket. Int. Conf. on Struct. Found. on Rock, Sydney, S. 235-240

BUTTLING S. (1976): Estimates of shaft and end loads on piles in chalk using strain gauge instrumentation. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 5-12

COLE K.W., STROUD M.A. (1976): Rock socket piles at Coventry Point, Market Way. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 47-62

DEMETRIOUS C., KOUTSOFTAS A.M. (1981): Caissons socketed into sound mica schist. Journ. of Geot. Eng. Div. ASCE Vol. 7, SD. 743-757

DONALD J.B., CHIN H.K., SLOAN S.W. (1980): The theoretical analysis of rock socketed piles. Int. Conf. on Struct. Found. on Rock, Sydney, S. 303-315

DOYLE L.C. (1980): The capacity of drilled piers into rock. Int. Conf. on Struct. Found. on Rock, Sydney, S. 283-289

DÜRRWANG R. (1984): Brückengründungen mit Großbohrpfählen in verwittertem Fels. Felsbau 2, S. 195-199

ELLNER A., FLOOM K.J. (1980): Mantelreibung an einem Großbohrpfahl im verwitterten Fels. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Landesgewerbeanstalt in Bayern, Nürnberg, H. 39

FREEMAN C.F., KLAJNERMANN D., PRASAD G.D. (1972): Design of deep socketed caissons into shale bedrock. Canadian Geotechnical Journal 9, S. 105-114

GIBSON G.L., DEVENNY D.W. (1972): Concrete to bedrock bond testing by jacking from bottom of a borehole. Can. Geot. Journal 10, S. 304-306

GILL S.A. (1980): Design and construction of a rock caisson. Int. Conf. on Struct. Found. on Rock, Sydney, S. 241-252

- GLOS G.H., BRIGGS O.H.** (1983): Rock sockets in soft rock. *J. of Geot. Eng.* Vol. 109, S. 525-533
- HOLDEN J.C.** (1980): Development of a socket inspection device. *Int. Conf. on Struct. Found. on Rock*, Sydney, S. 91-95
- HORVATH R.G., KENNEY T.C.** u.a. (1980): Results of tests to determine shaft resistance of rock-socketed drilled piers. *Int. Conf. on Struct. Found. on Rock*, Sydney, S. 349-3671
- HORVATH R.G.** u.a. (1983): Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock. *Can. Geot. Journal* 20, S. 758-772
- KEMP G.J., CHEW S.H.** (1980): Design and construction of foundations for bridges on the Kuantom to Segamat Highway, Malaysia. *Int. Conf. on Struct. Found. on Rock*, Sydney, S. 271-281
- LADANYI B., DOMINGUE D.** (1980): An analysis of bond strength for rock socketed piers. *Int. Conf. on Struct. Found. on Rock*, Sydney, S. 317-325
- MALLARD D.J., BALLANTYNE J.L.** (1976): The behaviour of piles in Upper Chalk at Littlebrook D Power Station. *Symposium Piles in Weak Rock*, London, *Geotechnique XXVI*, S. 115-132
- MATICH M.A.J., KOZICKI P.** (1967): Some load tests on drilled cast-in-place concrete caissons. *Can. Geot. Journal*, S. 368-375
- NENDZA H.** (1980): Einflüsse auf die Tragfähigkeit eines Großbohrpfahles dargestellt anhand eines Schadensfalles. *Vortragsband zum Symposium "Stand von Normung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlwänden"*. München 1977, *DGEG*, S. 159-162
- PELLS P.J., ROWE R.K., TURNER R.M.** (1980): An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone. *Int. Conf. on Struct. Found. on Rock*, Sydney, S. 291-302
- PELLS P.J., TURNER R.M.** (1979): Elastic solutions for the design and analysis of rock-socketed piles. *Can. Geot. Journal* 16, S. 481-487
- ROSENBERG P., JOURNEAUX N.L.** (1976): Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design. *Can. Geot. Journal* 4, Vol.IV, S. 324-333
- ROWE R.K., ARMITAGE H.H.** (1987): Theoretical solutions for axial deformation of drilled shafts in rock. *Can. Geot. Journal* 24, S. 114-125
- ROWE R.K., ARMITAGE H.H.** (1987): A design method for drilled piers in soft rock. *Can. Geot. Journal* 24, S. 126-142

- ROWE R.K., PELLIS P.J.** (1980): A theoretical study of pile-rock socket behaviour. Int. Conf. on Struct. Found. on Rock, Sydney, S. 253-264
- SEARLE J.W., BARTHOLOMEW R.F.** (1976): The behaviour of driven cast in situ and bored piles in weathered chalk. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 21-32
- SEYCHUK J.L.** (1970): Load tests on bedrock. Can. Geot. Journal 7, S. 464-470
- SHARMA H.D., SENGUPTA S.** u.a. (1984): Cast-in-place bored piles on soft rock under artesian pressure. Can. Geot. Journal 21, S. 684-698
- SPANOVICH M., GARVIN R.G.** (1979): Field evaluation of caisson-shale interaction. Behaviour of Deep Foundations. ASTM STP 670, S. 537-557
- THORBORN S.** (1966): Large diameter piles founded on bedrock. Proc. Symp. Large Bored Piles, London, S. 121-129
- THORNE C.P.** (1980): The capacity of drilled piers into rock. Int. Conf. on Struct. Found. on Rock, Sydney, S. 223-233
- TOMLINSON M.J.** (1976): Preface - Piles in weak rock. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 1-4
- VASSILOPOULOS E.** (1976): Loading tests on various types of travertine rock. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 13-20
- WEBB D.L.** (1976): The behaviour of bored piles in weathered diabase. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 63-72
- WEBB D.L., DAVIES P.** (1980): Ultimate tensile loads of bored piles socketed into sandstone rock. Int. Conf. on Struct. Found. on Rock, Sydney, S. 265-270
- WEINHOLD H.** (1974): Pfähle im Fels verminderter Festigkeit und in felsähnlichen Böden. Baugrundtagung Frankfurt, S. 411-448
- WEINHOLD H.** (1974): Zur Belastbarkeit von Bohrpfehlern in teilweise entfestigten und geklüftetem Fels und in felsähnlichen Böden. Proc. 3rd Congress of the Int. Soc. for Rock Mechanics, Denver, Vol. 2B, S. 751-756
- WILLIAMS A.F., JOHNSTON J.W., DONALD J.B.** (1980): The design of socketed piles in weak rock. Int. Conf. on Struct. Found. on Rock, Sydney, S. 327-347
- WILLIAMS A.F., PUMP W.** u.a. (1980): Discussion on the cleaning of rock sockets with special regard to base debris. Int. Conf. on Struct. Found. on Rock, Sydney, T. 2, S. 77-80

WILLIAMS A.F., DONALD J.B., CHIN H.K. (1980): Stress distribution in rock socketed piles. Int. Conf. on Struct. Found. on Rock, Sydney, S. 317-325

WILSON L.C. (1976): Tests of bored and driven piles in Cretaceous mudstone at Port Elisabeth, South Africa. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 5-12

2. Ramppfähle

BUTTLING S. (1976): Estimates of shaft and end load on piles in chalk using strain gauge instrumentation. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 133-14

COLE K.W., STROUD M.A. (1976): Rock socket piles at Coventry Point, Market Way. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 47-62

GEORGE A.B. u.a. (1976): The behaviour of steel H-piles in slaty mudstone. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 95-100

HOBBS N.B., ROBINS P. (1976): Compression and tension tests on driven piles in chalk. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 33-40

JORDAN E.E., DOBIE M. (1976): Tests on piles in Keuper Marl for the foundations of a blast furnace at Redcar. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 105-114

LORD J.A. (1976): Comparison of three types of driven cast-in-situ pile in chalk. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 73-94

MALLARD D.J., BALLANTYNE J.L. (1976): The behaviour of piles in Upper Chalk at Littlebrook D Power Station. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 115-132

REHNMANN S.E. (1969): Point-bearing piles on sloping rock. Väg-och Vattenbyggen 15 Nr. 12, S. 687-690

REHNMANN S.E., BROMS B.B. (1971): Bearing capacity of piles driven into rock. Can. Geot. Journal 8, S. 151-162

REHNMANN S.E., BROMS B.B. (1970): Bearing capacity of end-bearing piles driven into rock. Proc. 2nd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Belgrad, Bd. 2, S. 15-22

SEARLE J.W., BARTHOLOMEW ((1976): The behaviour of driven cast-in-situ and bored piles in weathered chalk. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S.21-32

TOMLINSON M.J. (1976): Preface - Piles in weak rock. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 1-4

VASSILOPOULOS E. (1976): Loading tests on various types of travertine rock. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 13-20

WEBB D.L. (1976): The behaviour of bored piles in weathered diabase. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 63-72

WILSON L.C. (1976): Tests of bored and driven piles in Cretaceous mudstone at Port Elisabeth, South Africa. Symposium Piles in Weak Rock, London, Geotechnique XXVI, S. 5-12

3. Normen

DIN 1054 (Nov. 1976): Zulässige Belastung des Baugrunds

DIN 4014: Bohrpfähle

- Teil 1 (Aug. 1975): Herkömmlicher Bauart
- Teil 2 Vornorm (Sept. 1977): Großbohrpfähle
- Entwurf (Febr. 1987): Herstellung, Bemessung, Tragverhalten

DIN 4026 (Aug. 1975): Rammfähle

DIN 4128 (Apr. 1983): Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser

**Erfahrungen aus Planung und Ausführung
von Felsböschungen beim Bau der
Neubaustrecke Hannover-Würzburg**

G.-M. Vavrovsky

Zusammenfassung

Beim Bau der Neubaustrecke Hannover-Würzburg waren im Südabschnitt zwischen Fulda und Gemünden zahlreiche bis zu 40 m hohe Felsböschungen im Unteren Bundsandstein herzustellen. Im folgenden Beitrag werden einige der dabei gesammelten Erfahrungen aus Planung und Ausführung skizzenhaft wiedergegeben.

1. Einleitung

Einschnitte und Böschungen im Fels sind Ingenieurbauwerke, bei deren Planung und Ausführung die harmonische Eingliederung in das Landschaftsbild und in das umgebende Ökosystem mit einer möglichst hohen Betriebssicherheit und Wartungsarmut in Einklang zu bringen sind. Mehr wie bei den meisten anderen Bauwerken sind Umwelteinflüsse wie Bewuchs, Verwitterung und Wasserhaushalt bestimmend für die Standicherheit und die geotechnische Langzeitstabilität derartiger Eingriffe in die Natur. Der planende und ausführende Ingenieur ist bei einer derartigen Tätigkeit stets aufgerufen, seine geotechnischen Erfahrungen mit ökologischem Weitblick zu verbinden und in die Realität umzusetzen. In diesem Sinne können und dürfen die folgenden Ausführungen nur als ein Teilaspekt der gestellten Aufgabe gesehen werden.

Beim Bau der Neubaustrecke Hannover-Würzburg waren im Südabschnitt zwischen Fulda und Gemünden zahlreiche zum Teil bis 40 m hohe Felsböschungen im Unteren Buntsandstein herzustellen. Unter den Terrassen

des Sinntales, welche dabei angeschnitten wurden, standen sowohl dickbankige Sandsteinschichten als auch dünnbankige und zum Teil stark verwitterte Sandstein-Tonstein-Wechsellagerungen an.

Die Felsböschungen wurden in diesem Bereich generell als freie und ungesicherte Felsbauwerke konzipiert und ausgeführt. Einige der bei Planung und Ausführung gesammelten praktischen Erfahrungen werden im folgenden stichwortartig angeführt und mögen einen Eindruck vermitteln, daß auch ungesicherte Felsböschungen im Unteren Buntsandstein durchaus geotechnische Ingenieurbauwerke darstellen.

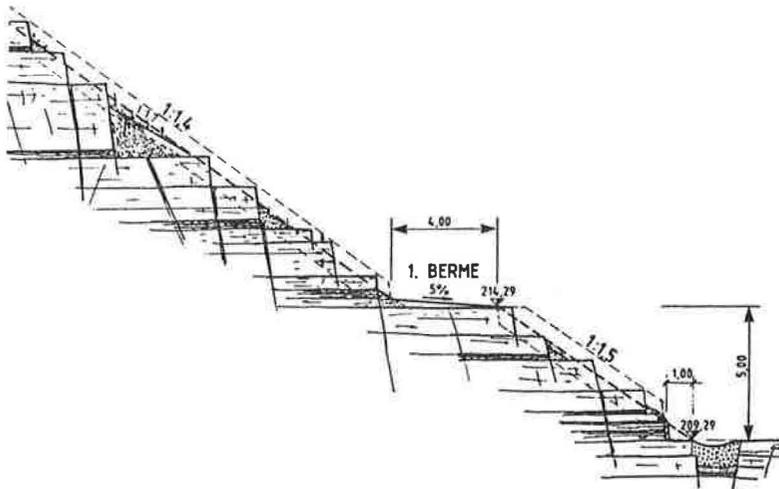


Bild 1: Detailentwurf einer Felsböschung
im Unteren Buntsandstein des Sinntales

2. Vorerkundung

Im Rahmen der geologischen Vorerkundung für die Errichtung von Felsböschungen steht üblicherweise die Bestimmung der stratigraphischen Verhältnisse, die Ermittlung von Kenndaten für den Gefügebau, die Vorsondierung hinsichtlich evt. Störungszonen und nicht zuletzt die Untersuchung der Lösbarkeit des Gesteins im Vordergrund.

Die Erfahrungen haben gezeigt, daß in dieser Phase auch der regionalen Klimageomorphologie entsprechendes Augenmerk geschenkt werden sollte. Die Beschäftigung mit den klimatischen Vorgängen der Vorzeit, die Berücksichtigung alter Geländeoberflächen, früherer Wasserstände und ehemaliger Talböden kann für die vorausschauende Einschätzung der Verwitterungsstabilität der Böschungsoberfläche von entscheidendem Wert sein. Sowohl die Lage von Bermen als auch die Wahl des Abtragsverfahrens und der Regelineigungen sollte maßgebend auf derartige Untersuchungsergebnisse abgestimmt werden.

Ein weiterer Parameter, der neben den Großstörungen bestimmend werden kann für die Gesamt- und Detailgeometrie des Böschungsaufbaues, ist das Verhältnis zwischen der Mächtigkeit verwitterungsresistenter Schichten und dem mittleren Abstand der vertikalen Klüftung. Darüberhinaus ist vor allem der Auflockerungsgrad, der Durchtrennungsgrad, das mittlere Versatzmaß und der Winkel der vertikalen Klüftung zur Böschungssachse von Interesse für den Böschungsentwurf.

Wie sich gezeigt hat, kommt somit der Durchführung wissenschaftlich fundierter Untersuchungen zur Ermittlung des lokal stark schwankenden Verwitterungsverhaltens sowie der Durchführung optischer Sondierungen in vertikalen und horizontalen bzw. schrägen Bohrlöchern große praktische Bedeutung zu.

3. Genereller Entwurf

Es liegt im Wesen jeder wirtschaftlichen Planung großer Felsböschungen, daß das endgültige Bauwerk erst unmittelbar unter den Zähnen der Baggerschaufel entsteht. Was immer vorher geschieht, kann nur Vorbereitung auf diesen entscheidenden Gestaltungs- und Konstruktionsvorgang sein.

Aufgabe der generellen Vorplanung kann daher nur sein, auf den Kenntnissen der Vorerkundung, der Klimageomorphologie, der Gefügeparameter und der prognostizierten Störungsverhältnisse das spätere Arbeitsgebiet nach bestem Wissen einzugrenzen.

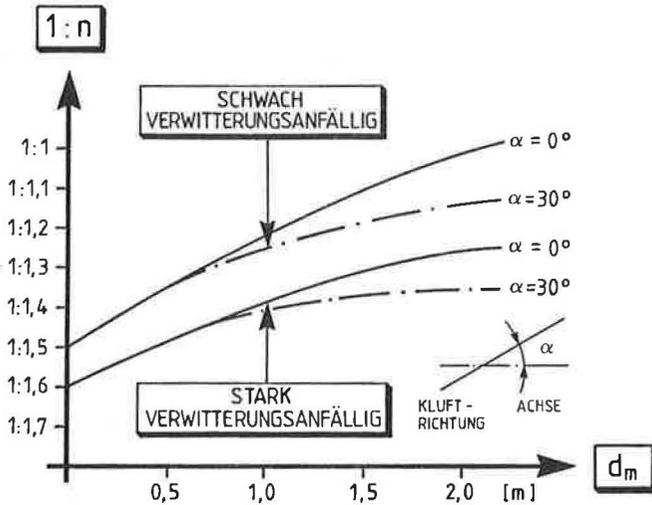


Bild 2: Entwurfskriterien für die Neigungen der Felsböschungen im Unteren Buntsandstein des Sinntales
 d_m mittlere Schichtmächtigkeit
 n Böschungsneigung

Die Eingliederung in die Landschaft, die Berücksichtigung von Großstörungen, die Abschätzung geotechnisch stabiler Neigungsverhältnisse (Bild 2) und die Einarbeitung genereller Planungsgrundsätze wie z.B. die Gestaltung des Böschungsfußes und die Lage der Arbeitsbermen wird in dieser Phase das Aufgabengebiet des Ingenieurs abstecken.

Die Erfahrung hat gezeigt, daß es im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens, auch bei bester Vorerkundung und gewissenhaftester Vorplanung zweckmäßig ist, den Einflußbereich der späteren Felsböschung nicht zu eng abzugrenzen und Reserven dort vorzuhalten, wo dies aus geotechnischer Sicht zweckmäßig erscheint. Auch das gehört zu einer guten Planung.

4. Ausschreibung

Jede künstliche Felsböschung stellt ein Ingenieurbauwerk dar. Die Ausschreibung sollte daher so gestaltet sein, daß 'Konstruktion' und Herstellvorgang klar vorgegeben und beschrieben sind. Wenn auch wie im gegenständlichen Fall die Bauwerksgeometrie erst vor Ort endgültig fixiert werden kann, so ist es dennoch möglich, klare Vorgaben für den maschinellen Grob- und Feinabtrag bei verschiedenen Boden- und Fels- bzw. Gefügeverhältnissen anzugeben. Es ist auch möglich, detaillierte Grundsätze für eine gefügeorientierte Gestaltung der Felsoberfläche zu geben. Einige solcher Vorgaben, nach denen die Felsböschungen im Sinnatal ausgeführt wurden, seien im folgenden skizzenartig beschrieben:

- Einhaltung von bankungsbedingten Toleranzgrenzen beim Abtrag
- Detaillierte Vorgaben der Abtragsgeometrie im Bereich des Böschungsfußes
- Verwitterungsschutz von Tonsteinlagen durch Vorschüttung von Lockermaterial mit einer Neigung von 1 : 1,7

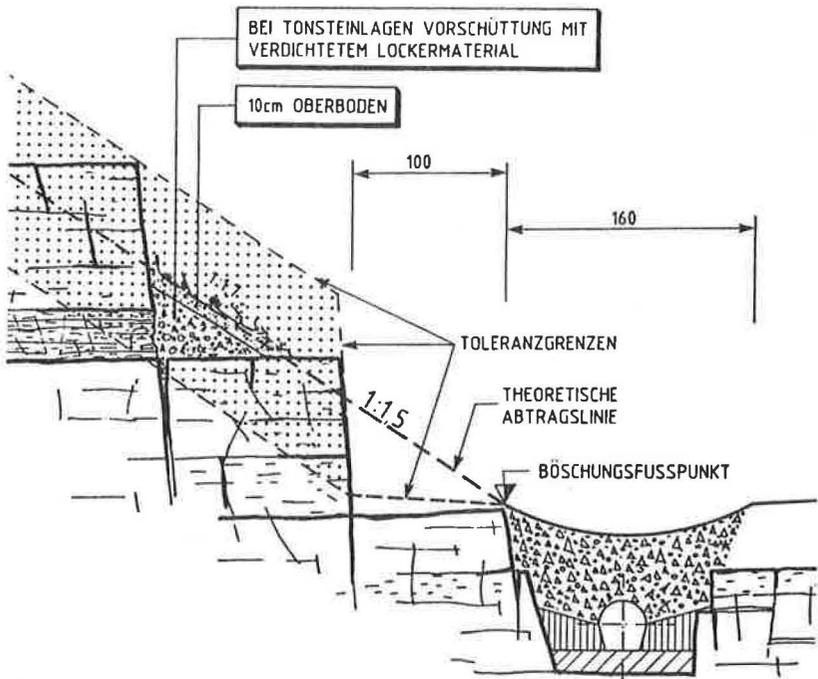


Bild 3: Abbauvorgaben zur Gestaltung des Böschungsfußes und zum Schutz von Tonsteinlagen

- Entfernen von Felsblöcken mit einem Höhen-Breitenverhältnis von $H/D \geq 2/1$ bzw. Abkappen auf ein max. Verhältnis von $H/D \leq 1.3/1$
- Vorschütten von Lockermaterial bei bankungsbedingter Unterschreitung der unteren Toleranzlinie

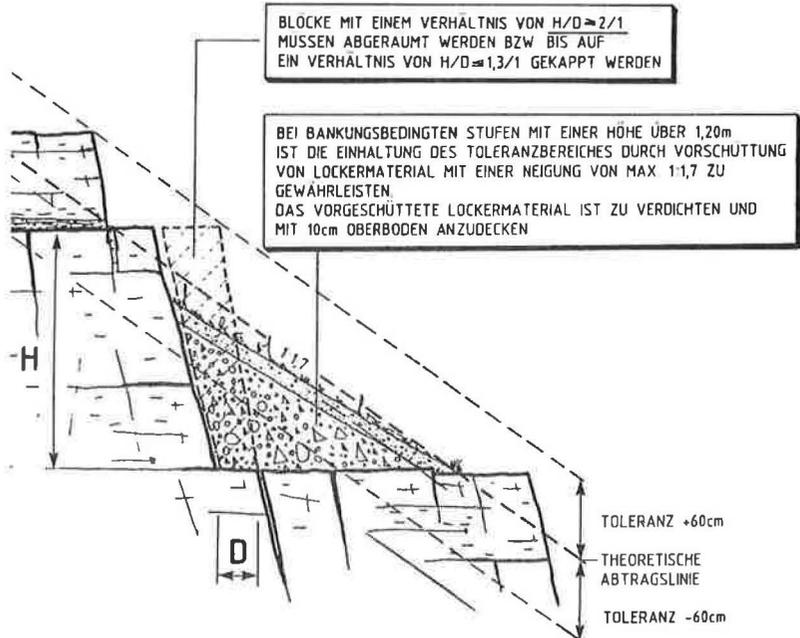


Bild 4: Abbauvorgaben zur Vermeidung von Kippvorgängen als Folge von Verwitterungserscheinungen im Liegenden hoher Bänke

- Vorschütten von Lockermaterial vor Blöcken mit einem Höhen-Breitenverhältnis $H/D = 1,5/1 \div 2/1$
- Abdecken offener Klüfte mit 10 cm Oberboden als Schutz vor stärkerem Frostschub

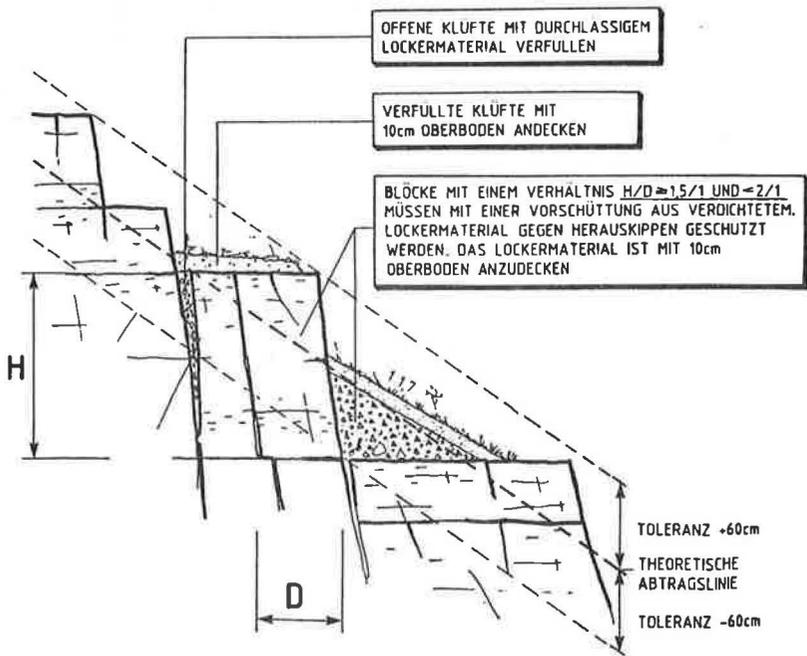


Bild 5: Abbauvorgang zur Vermeidung von Kippvorgängen als Folge von Verwitterungserscheinungen bei niedrigen Bänken und offenen Klüften

- Einhaltung der äußeren Toleranzgrenze des Abtrages im Bereich der Bermenaußenkante
- Verfestigung der Bermenvorderkante durch Verfüllung aller offenen Klüfte mit Magerbeton

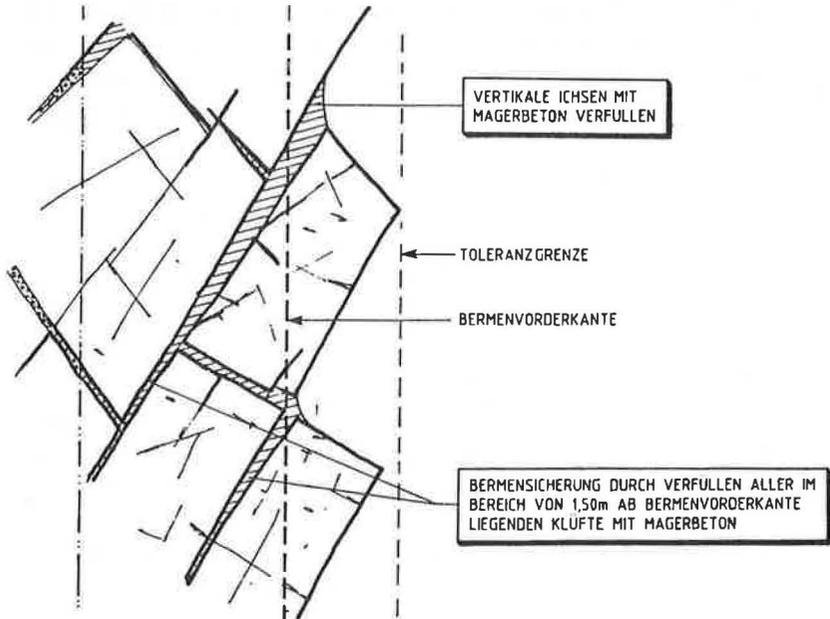


Bild 6: Abbau- und Sicherungsvorgaben im Bereich der Bermenvorderkante (Draufsicht auf Berme)

Die genaue Beschreibung der Randbedingungen für den Grob- und Feinabtrag (z.B. Sprengtiefen, Abstände der Sprenglöcher etc.) muß letztlich zusammen mit entsprechenden Vorgaben für die Gestaltung der Böschungsoberfläche eine klare Basis für die Kalkulation einer sachgemäßen Ausführung ermöglichen.

5. Detailentwurf

Die Erfahrungen haben gezeigt, daß bei großen Felsböschungen im Unteren Buntsandstein eine optimale, d.h. den geologischen Verhältnissen bestmöglich angepaßte Detailplanung nur dann wirklich möglich ist, wenn nach Aufnahme der Bauarbeiten zunächst einmal längs der gesamten späteren Böschung ein grober Voraushub bis hinunter auf die Höhe des späteren Böschungsfußes getätigt wird. Dieser sollte von der endgültigen prognostizierten Böschungsoberfläche aber zumindest im oberen Böschungsdrittel so weit entfernt sein, daß für den Detailaushub (Grob- und Feinabtrag) kein Mehraufwand durch zusätzliche Rampenschüttungen entsteht (≥ 10 m). Die geotechnische Aufnahme eines derartigen Voraushubes kann für die endgültige Detailplanung der Böschungsgeometrie wertvoller sein, als jede auch noch so aufwendige Vorerkundung. Erst mit Hilfe der dabei gewonnenen Detailkenntnisse über die exakte Lage von Störungs- und Verwitterungszonen, von Großklüften etc. läßt sich die Böschungsförmigkeit mit jener Zuverlässigkeit aus dem anstehenden Gebirge herausmodellieren, welche von einem Ingenieurbauwerk zu fordern ist. Konsequenterweise sollte daher erst nach Vorliegen einer derartigen Detailplanung, welche rasch und umgehend durchzuführen ist, mit dem endgültigen Abtrag an der erst dann feststehenden oberen Böschungskante begonnen werden. Eine derartige Vorgangsweise müßte jedoch auch in den Ausschreibungsunterlagen entsprechend beschrieben und vereinbart werden.

6. Ausführung

Bei einer flexiblen Anpassung von Felsböschungen an die örtlichen Verhältnisse konzentriert sich Entwurf, Planung und Ausführung von Detailsituationen sehr häufig in jener Phase, in welcher kaum mehr Zeit für größere Berechnungen und Plandarstellungen bleibt. Die Baugeräte vor Ort, der 'Mann am Hebel' bestimmt hier vielfach Form und Gestalt jener Felsbauwerke, deren Standsicherheit und geotechnische Stabilität auf Dauer gewährleistet sein muß.

Die endgültige Gestalt der Böschungsoberfläche kann daher nur aus einem gut funktionierendem Teamwork erwachsen, an welchem der Maschinenführer ebenso beteiligt ist, wie der Sprengmeister, der Vermesser und der lenkende felsmechanisch versierte Ingenieur vor Ort. Bei der detaillierten Festlegung der endgültigen Böschungsstruktur muß der örtliche Verlauf des Kluftnetzes, die Bankungsmächtigkeit und die Kluftabstände sehr genau beachtet werden, gebührt der Verwitterbarkeit einzelner Blöcke oder Tonsteinlagen ähnliches Gewicht wie der Einzelstabilität von Felsblöcken. Um die verschiedenen Abtragsvorgaben situationsgerecht in die Praxis umzusetzen, ist zudem eine laufend mitgeführte Profilvermessung und Kenntnis des jeweils einzuhaltenden Toleranzbereiches erforderlich.

Eine große Anzahl felsmechanisch betreuter Felsabträge im Unteren Buntsandstein veranlaßt mich zur Aussage, daß das Gelingen derartiger Felsbauwerke nur begrenzt durch Planung und Entwurf vorherbestimmbar ist, daß hingegen die Erfahrung, Qualifikation und Entscheidungsfreude eines gut eingespielten Teamworks vor Ort maßgebend zur Sicherheit und Wartungsarmut derartiger Felsböschungen beitragen können.

7. Schlußbemerkung

An dieser Stelle möchte ich Herrn Hon.Prof. Dr. Franz PACHER, dessen Mitarbeiter ich viele Jahre lang sein durfte, für die zahlreichen Anregungen und Hinweise im Rahmen so mancher gemeinsam durchgeführter Planungs- und Beratungstätigkeit von Herzen danken.

Gefahrlos lernen können wir nur an der Hand derer, die uns führen. Ohne eine derartige Hilfe bleibt nur die Erkenntnis aus Fehlern, welche wir uns alle nicht leisten wollen und dürfen.

**FELSMCHANISCHE UNTERSUCHUNGEN UND ERFAHRUNGEN
BEIM NEUBAU DER FUNKÜBERTRAGUNGSSTELLE AUF DER ZUGSPITZE**

H. O. Hellere
H. Ostermayer

1. Einleitung

Auf dem Zugspitzgipfel (2965 m) hat die Deutsche Bundespost im August 1982 die Funkübertragungsstelle Garmisch 2 in Betrieb genommen. Über diese Station der Richtfunkbrücke München bzw. Brauneck (Deutschland) - Cima Gallina (Italien) bzw. Patscherkofel (Österreich) werden Telefonverkehr und Fernsehprogrammaustausch abgewickelt.

Über den Felsbau und die felsmechanischen Untersuchungen für den Bau der Funkübertragungsstelle wurde beim Kongreß in Melbourne berichtet (HELLERER/OSTERMAYER 1983). Nachfolgend wird dieser Beitrag aktualisiert und insbesondere durch die seither gesammelten Erfahrungen über das Verhalten der Felsverankerung ergänzt.

Da auf dem fast vollständig bebauten Gipfelgrat keine Antenne errichtet werden durfte, wurde unterhalb des Gipfels eine 36 m lange Antennenbrücke auf der Nordseite (Richtung Deutschland) mit einer 30 m langen Antennenbrücke auf der Südseite (Richtung Italien und Österreich) durch einen ca. 10 m unter dem Münchner Haus (Alpenvereinschütte, errichtet 1897) verlaufenden Tunnel verbunden (Bild 1). Das dreigeschossige, 30 m lange Technikgebäude liegt südlich unterhalb der Terrasse des Münchner Hauses in einem Felseinschnitt und wird von einer tonnen-

artigen Hüllenkonstruktion überspannt (EGGER, 1982). Die Antennenbrücken sind als Dreigurt-Rohrfachwerkträger ausgebildet. Die südliche Brücke liegt vor dem Technikgebäude auf zwei Vorsprüngen der Bogenträgerfundamente. Die nördliche Brücke wurde im Tunnel montiert und auf das nördliche Auflager vorgeschoben. Dieses besteht aus einer schlanken, 17 m hohen Stahlbetonscheibe unmittelbar an der Staatsgrenze.

Die Lage der Station ist durch den unter 30 bis 40° nach Südost zum Schneeferner einfallenden Gipfelhang vorgegeben. Die Nordwestseite des Gipfels wird durch eine annähernd vertikale, teilweise auch überhängende Felswand gebildet, in deren steilstem Teil der Tunnel mit der Brücke über das Schneekar austritt. Der westliche Zugspitzgipfel mit dem Österreichischen Zugspitzhaus fällt mit 60 bis 80° ebenfalls steil zum Schneekar ab. In dieser Steilwand mußte auf deutschem Gebiet ein Auflager für die nördliche Antennenbrücke geschaffen werden.

Neben den beengten räumlichen Verhältnissen auf dem pultartigen Felsgrat und der hohen Lage der Baustelle spielten die extremen klimatischen Bedingungen eine Rolle: Windgeschwindigkeiten bis ca. 240 km/h, Schneehöhen von ca. 10 bis 12 m, eine geschlossene Schneedecke während ca. 8 bis 9 Monaten, Tagestemperaturen bis -40° und im Fels auch während der Sommermonate Permafrost.

Die geologischen Voruntersuchungen und Gefügeaufnahmen mußten ebenfalls unter extremen Bedingungen durchgeführt werden. Der Geologe wurde an den Felswänden unterhalb des Münchner Hauses und des Österreichischen Zugspitzhauses abgeseilt. Während der Felsarbeiten wurden laufend weitere felsmechanische Untersuchungen und Messungen durchgeführt, um die Annahmen zu überprüfen bzw. zu ergänzen. Mit dem ingenieurgeologischen Gutachten und der laufenden Beratung zur Durchführung der Felsarbeiten war Prof. Dr.-Ing. R. Jelinek der TU München betraut.

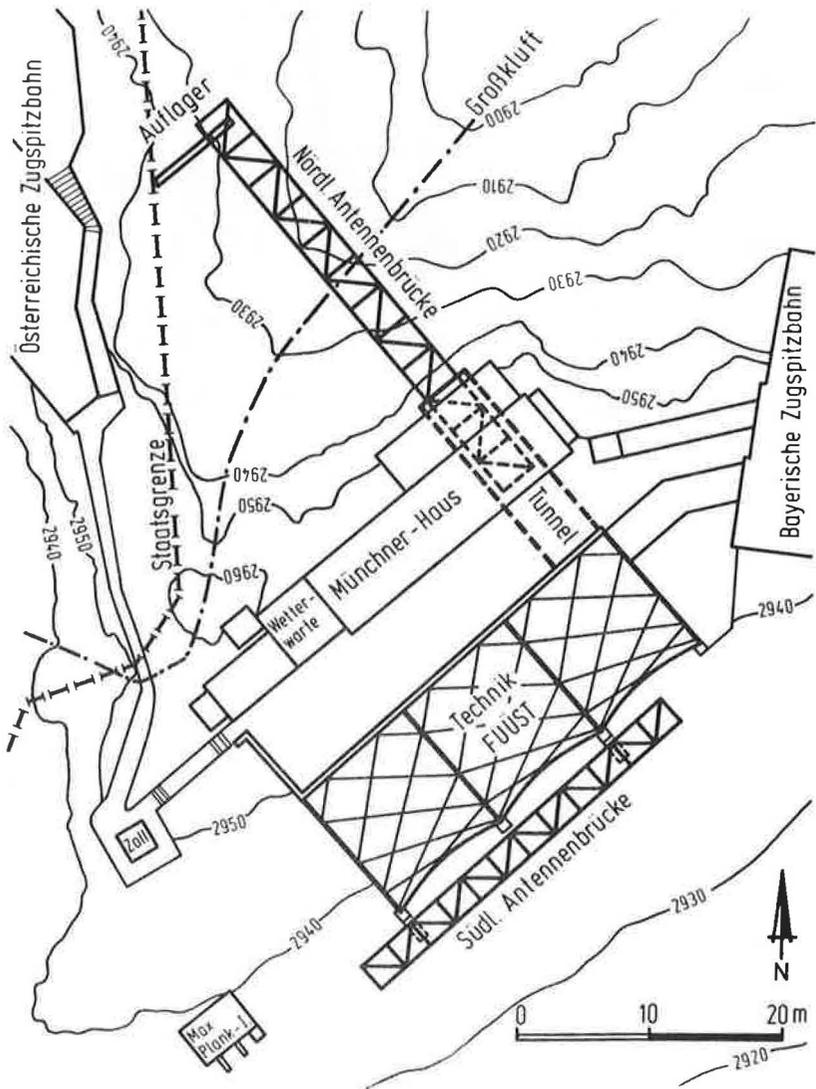


Bild 1 Lageplan

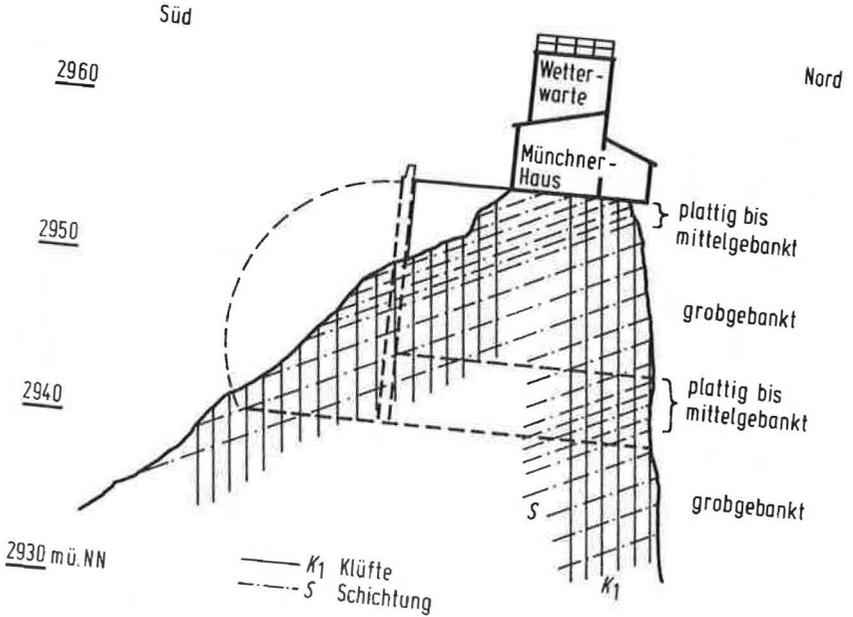


Bild 2 Schnitt durch den Zugspitzgipfel mit zwei Klufsystemen

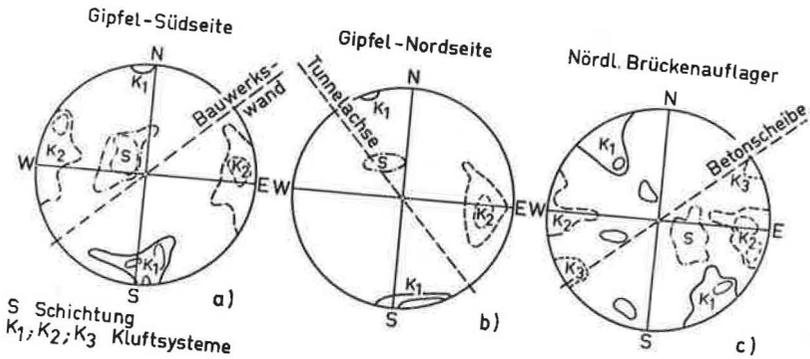


Bild 3 Poldiagramme der Klufflächen in Lagekugeldarstellung von 3 Untersuchungsbereichen

2. Geologische und felsmechanische Verhältnisse

Die Zugspitze liegt am nordwestlichen Rand des Wettersteingebirges, am Nordrand einer großtektonischen Mulde, die nach ENE abtaucht. Im Muldeninnern liegt der Schneeferner, der einzige deutsche Gletscher, zu dem die Schichtflächen vom Gipfel her einfallen.

Der hier anstehende Wettersteinkalk der alpinen Trias tritt teils plattig, teils grob gebankt auf. Feinschichtige Bereiche, wie am Gipfel und in der Südwand zeigen eine intensive Kleinklüftung und neben "ripple marks" weit gewellte Schichtklüfte. Grobbankige Felsbereiche zeigen überwiegend mit Lehm und Eis verfüllte Vertikalklüfte.

An der Südseite des Grates ist die Felswand mit etwa 40° steiler als die mit etwa 30° einfallende Schichtung (Bild 2). Hier wurden 2-3 cm weit klaffende Klüfte, die im Sommer eisfrei sind, angetroffen. Dieser Teil des Berges liegt im Bereich des Frost-Tau-Wechsels.

Auf der auch im Sommer vereisten Nordseite herrscht Permafrost. Die Felswand ist hier steiler als 85° (Kluftrichtung K_1 , Bild 2 und 3), weist Felsnasen und Überhänge auf und wird durch eine dichte Tapete aus Fels und Eis gegen weitere Erosion und Auflockerung geschützt.

Im Gebirgsstock wurden vertikale, mit Kluftlehm, Mylonit und Eis gefüllte Klüfte gefunden, die während der Ausbrucharbeiten besonders gesichert werden mußten.

Bereits bei den Voruntersuchungen wurden, nach Teilbereichen getrennt, Kluftaufnahmen ausgewertet. Entsprechend der tektonischen Geschichte dieses Gebirgsstocks waren die Kluftsysteme allgemein ähnlich, sie zeigten aber je nach Standort auch größere Unterschiede. Es ergaben sich geringe Unterschiede zwischen Nord- und Südseite des Felsgrates (Bild 3 a und b) und größere Unterschiede zwischen diesen Bereichen und dem nördlichen Brückenaufleger (Bild 3 c). Eine den Gebirgsstock

durchziehende bis zu 3 m breite, mit Mylonit gefüllte Großklüfte bildet hier die Trennlinie zwischen sonst weitgehend homogenen tektonischen Bereichen (Bild 1).

Besonders in der steilen Wand beim nördlichen Brückenaufleger wurden Großklüfte festgestellt, die nicht den 3 Hauptklüftrichtungen in den Diagrammen der Voruntersuchungen entsprachen, und die meist als hangparallele Entspannungsklüfte zu erkennen waren. Die Klüftaufnahmen wurden auch während der Felsarbeiten ständig ergänzt, um hierdurch rutschgefährdete Bereiche zu erkennen und um günstige Richtungen für Felsnägel und Anker festzulegen.

Aufgrund der Voruntersuchungen an der Oberfläche war anzunehmen, daß das Gebirge stark aufgelockert und ohne die Eisverkittung nach der Klassifizierung von PACHER überwiegend der Klasse II (stark nachbrüchiges Gebirge) zuzuordnen ist. Beim Felsabtrag wurde jedoch unter den oberen Schichten überwiegend Klasse I (standfestes bis gering nachbrüchiges Gebirge) angetroffen.

3. Felsarbeiten

3.1 Besondere Probleme der Baustelle

Wegen der extremen klimatischen Bedingungen konnten verschiedene klassische Sicherungsmethoden, wie z. B. Spritzbetonarbeiten, nicht durchgeführt werden. Der touristische Verkehr durfte nicht gestört und die Gebäude oder technischen und wissenschaftlichen Einrichtungen (3 Seilbahnen, meteorologische Stationen) nicht gefährdet werden (z. B. durch Sprengerschütterungen).

Im Einzelnen waren die Hauptaufgaben (Bild 4):

- a) Am Gipfel mußte ein Felseinschnitt ausgeführt und durch den verbleibenden, ca. 17 m breiten Gebirgsstock ein Tunnel ausgebrochen werden. Der Gipfel war als entspannter Fels mit stark entfestigten Zonen anzunehmen. Die Verkittung des Gebirgsstockes durch eisgefüllte Klüfte mußte erhalten, d. h. eine Erwärmung verhindert werden. Der Felsabtrag und die Einleitung der Zugkräfte aus den Bauwerken durfte den Gleichgewichtszustand möglichst wenig ändern. Erschütterungen waren weitgehend zu vermeiden.
- b) Das Auflager der nördlichen Antennenbrücke mußte in 17 m Tiefe auf deutschem Grund in der sehr steilen und brüchigen Wand unterhalb des Österreichischen Zugspitzhauses geschaffen werden, da eine höher gelegene, auf österreichischem Gebiet verankerte Kragkonstruktion nicht ausgeführt werden durfte.
- c) Es war zu klären, ob zur Aufnahme von Zugkräften aus den Bauwerken und zur Sicherung der Felsausbruchs und des gesamten Gipfelstocks Felsanker und Felsnägel im Permafrost einwandfrei hergestellt werden können.

3.2 Felsanker

Für die Wahl der Felsanker war entscheidend, daß ein Kriechen, d. h. eine plastische Verformung der Eisfüllung, in den Klüften verhindert werden mußte. Das Gebirge durfte deshalb weder entspannt noch konzentriert belastet werden. Die Anker mußten eine ausreichende Federwirkung aufweisen und vorspannbar sein. Die Kräfte sollten über eine möglichst große Verankerungsstrecke in das Gebirge eingeleitet werden. Außerdem mußte sichergestellt sein, daß auch im Permafrost eine einwandfreie Herstellung und Kraftübertragung durch Felsanker möglich ist.

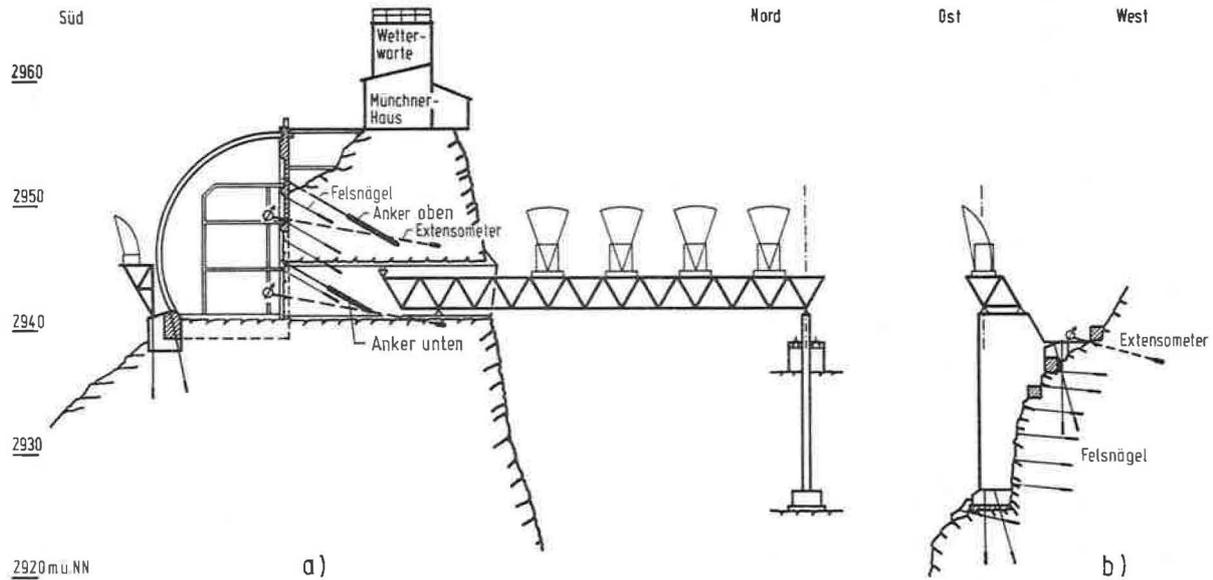


Bild 4 a) Schnitt durch den Zugspitzgipfel nach Fertigstellung des Bauwerks
 b) Schnitt durch das Auflager der nördlichen Antennenbrücke

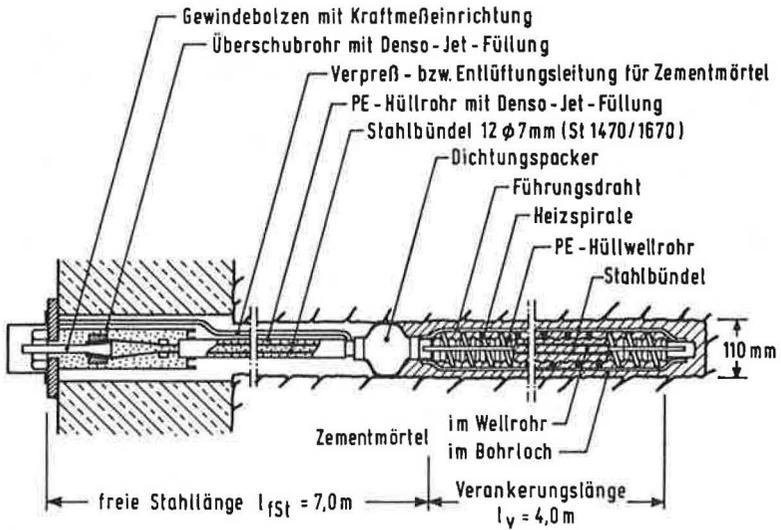
Gewählt wurden Freispielanker, d. h. für Felssicherungen und geringe Bauwerklasten bis 150 kN 4 bis 6 m lange "Felsnägel" \varnothing 16 mm aus Gewindestahl, St. 1325/1470 (Bild 5b) und für größere Bauwerklasten bis 380 kN Bündelanker System Polensky und Zöllner, 12 \varnothing 7 mm, St 1470/1670 (Bild 5a).

In der Kältekammer des Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München wurden beide Ankertypen in verkürzter Ausführung bei $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ hergestellt und belastet. Es zeigte sich, daß bei den Felsnägeln der Bohrdurchmesser, die Kunstharzmörtelpatronen und die Spitze am Ankerstahl genau aufeinander abgestimmt sein müssen, damit eine einwandfreie Durchmischung von Harz, Härter und Füllstoff bei einer gewünschten Haftstrecke von ca. 1,2 m erreicht wird. Nach etwa 50 Stunden Abbindezeit konnten die Anker voll belastet werden.

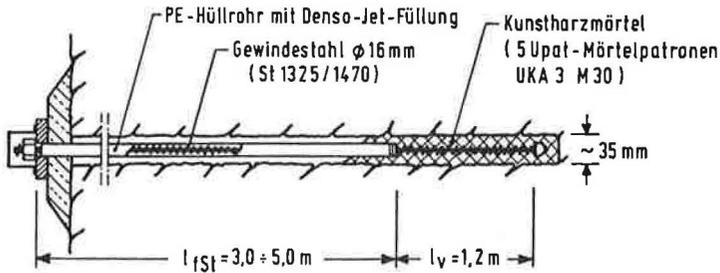
Bei den Felsankern 12 \varnothing 7 mm handelt es sich um klassische, auf ganze Länge korrosionsgeschützte Daueranker, die jedoch zusätzlich im Bereich der Verankerungsstrecke mit einer Heizspirale und einem Temperaturfühler versehen waren. Damit konnte die Temperatur der Zementsuspension während der Abbindezeit auf $+10^{\circ}$ bis $+20^{\circ}$ eingestellt werden. Selbst bei verkürzter Verankerungslänge von 2,2 m traten bei der maximalen Prüflast von 490 kN nur geringe Verschiebungen auf.

Nach dem erfolgreichen Abschluß der Laborversuche konnte auf die ursprünglich vorgesehenen Anker verzichtet werden, die durch den ganzen Gipfel geführt und auf der Gegenseite an der Nordwand befestigt werden sollten.

Auf der Baustelle wurden die Anker wie in der Kältekammer hergestellt (Bild 5). Die Temperatur im Fels betrug jedoch nur -3° bis $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$. Die 130 Felsnägel wurden in der Regel mit 200 kN geprüft und mit 150 kN vorgespannt. Bei den 8 Felsankern betrug die Prüflast nach DIN 4125, Teil 2, 450 kN und die Festlegelast 300 kN.



a)



b)

Bild 5 a) Schema der Felsanker PZ Typ F 45, Stahlzugglied 12 ϕ 7 mm (St 1470/1670)

b) Schema der Felsnägel Gewindestahl ϕ 16 mm (St 1325/1470)

3.3 Felsabtrag und Sicherung des Gipfels

Wegen der unter 3.1 beschriebenen besonderen Gefahren bei Erschütterungen hat die ausführende Firma auf Sprengungen verzichtet und den Fels durch Vorbohren und hydraulisches Keilen gelöst. Durch Anwendung dieses aufwendigen, felsschonenden Abbauverfahrens konnte in vielen Bereichen auf die ursprünglich vorgesehene Sicherung mit Betonvorsatzplatten und Felsnägeln verzichtet werden. Wie inzwischen auch andernorts von den Autoren beobachtet, wurde durch den vorsichtigen Abtrag im hydraulischen Keilverfahren - im Gegensatz zum Sprengen oder zum hydraulischen Meißeln - das Felsgefüge so wenig gelockert, daß es allgemein um eine Felsklasse besser anstand, als zu erwarten war.

Der Felsabtrag für das Technikgebäude erfolgte in Stufen von 1,0 bis 1,5 m, wobei die Wand durch 4 bis 6 m lange Felsnägel (Bild 4) etwa in einem Raster von 2,0 bis 2,5 m gesichert wurde (Systemankerung). Beim Auftreten offener Klüfte mit oder ohne Eisfüllung wurden zusätzliche Nägel gesetzt bzw. bei Kluftweiten von 0,05 bis 0,1 m auch verankerte Stahlgurte angeordnet. Die Richtung der Nägel wurde nach dem Verfahren von TALOBRE (s. MÜLLER, 1963) möglichst stumpfwinklig zu den Kluftflächen gewählt. Durch Verwendung von Kunstharzmörtelpatronen konnten die Nägel kurzfristig nach dem Ausbruch entsprechend 3.2 geprüft und vorgespannt werden. Somit wurde der Entspannung des Gebirges entgegengewirkt und eine durch Nägel verfestigte Gesteinszone in der Art einer monolithischen Stützmauer geschaffen.

Die 9 bis 11 m langen, mit Zementmörtel verpreßten Anker haben die horizontalen Zugkräfte aus der Hüllenkonstruktion aufzunehmen. Sie stützen aber auch zusätzlich die vernagelte Felswand ab. Um den Gipfels im Bereich des bergseitigen Endes der Anker möglichst wenig zu entspannen bzw. zu lockern, wurde die Vorspannlast nur wenig höher gewählt als die rechnerische Bauwerkslast von ca. 300 kN.

Da eine Erwärmung des Gebirgsstockes durch die beheizten Räume verhindert werden mußte, wurde das Technikgebäude durch einen Umgang vom

Fels getrennt. Dieser Umgang steht mit dem nicht beheizten Luftraum unter der Hüllenkonstruktion in Verbindung.

3.4 Ausbruch und Sicherung des Tunnels

Für den Ausbruch des etwa 10 m unter dem Münchner Haus verlaufenden Tunnels waren ähnliche Überlegungen anzustellen wie für den Felsabtrag für das Technikgebäude. Besonders kritisch war eine wenige Meter östlich an der Außenwand liegende Felsnase sowie die an der Nordwand beobachteten gelockerten Felsplatten. Es wurde deshalb auch hier mit hydraulischem Keilen gearbeitet.

Das Kreisprofil mit 4,3 m Durchmesser konnte im standfesten Gebirge aufgefahren werden. Alle offenen Klüfte waren mit Eis verkittet. Auch beim Durchbruch zu der hier überhängenden Nordwand war der Fels fester als nach den Vorerkundungen zu erwarten war. Trotzdem wurde zum Teil mit Felsnägeln gesichert und nach dem Ausbruch eine Auskleidung mit verschraubten Wellblechtafeln (liner plates) eingebracht. Der Zwischenraum zwischen Wellblechtafeln und Gebirge wurde mit Zementmörtel verpreßt. Dieser schwere Ausbau ist damit in der Lage, den gesamten Felsstock von etwa 17 m Breite auszusteiern und die Bebauung zu sichern. Außerdem dient er als Auflager für die nördliche Antennenbrücke, die hier montiert und zum nördlichen Auflager vorgeschoben wurde (Bild 4).

3.5 Nördlicher Auflagerpunkt der Antennenbrücke

Der Bau des Pfeilers für die nördliche Antennenbrücke war in der Ausführung die schwierigste und gefährlichste Aufgabe der gesamten Baumaßnahme. Die etwa 17 m hohe und nur 0,6 m dicke Stahlbetonscheibe mußte in der im allgemeinen 70° steilen, durch Erosion im Frost-Tau-Wechsel-Bereich tiefgründig aufgelockerten Felswand gegründet werden (Bild 4b). Der Wettersteinkalk ist hier von verschiedenen Mylonit- und Ruschelzonen durchzogen und weist sehr unterschiedliche Kluftrichtungen auf (Bild 3c). Der Abgang von Felsstücken und im Winter von Eis-

wächten war ständig zu erwarten. Vor dem Ausbruch und den Bauarbeiten mußten umfangreiche Felssicherungen vorgenommen werden. Es wurden in 3 bis 10 m Abstand horizontale Stahlbetongurte den Fels entlang zur Festigung und als Erosionsschutz eingebaut, die mit Felsnägeln gesichert wurden. Der Fels wurde schonend mit Brechstangen und durch hydraulisches Keilen abgetragen.

Bauteile und Felsanker durften die Landesgrenze nicht überschreiten. Statt mit langen Ankern wurde die Scheibe deshalb mit zahlreichen kurzen Felsnägeln mit je 150 kN im Fels befestigt (Bild 4b). Durch die vorgespannten Felsnägel und die Sicherungsgurte wurde die zuvor labile Wand stabilisiert.

4. Kontrollmessungen

Um Bewegungen im Fels und eine eventuelle Gefährdung des Münchner Hauses rechtzeitig erkennen zu können, wurden die Verschiebungen der Felswand während des Felsabtrags an zwei Stellen mit Extensometern gemessen (Bild 4). Die Relativverschiebungen zwischen dem "Fixpunkt" im Gebirge und der Wand betragen weniger als 0,2 mm. Die gewählten Sicherungen mit Felsnägeln und Ankern haben demnach Gleitbewegungen fast vollständig verhindert.

Obwohl die Anker bei den Eignungs- und Abnahmeprüfungen sehr geringe Kriechverschiebungen zeigten (Kriechmaße k_s von 0,2 bis 0,5 mm bei 1,5facher Gebrauchslast und von 0,2 bis 0,3 mm bei Gebrauchslast), war nicht bekannt, wie sich die Anker und der ganze verankerte Felsgipfel unter dem Einfluß von Permafrost und im Felsverband mit veränderlich festen, eisgefüllten Klüften auf Dauer verhalten würde. Alle 8 Anker wurden deshalb mit Kraftmeßeinrichtungen versehen und seit 1982 regelmäßig kontrolliert.

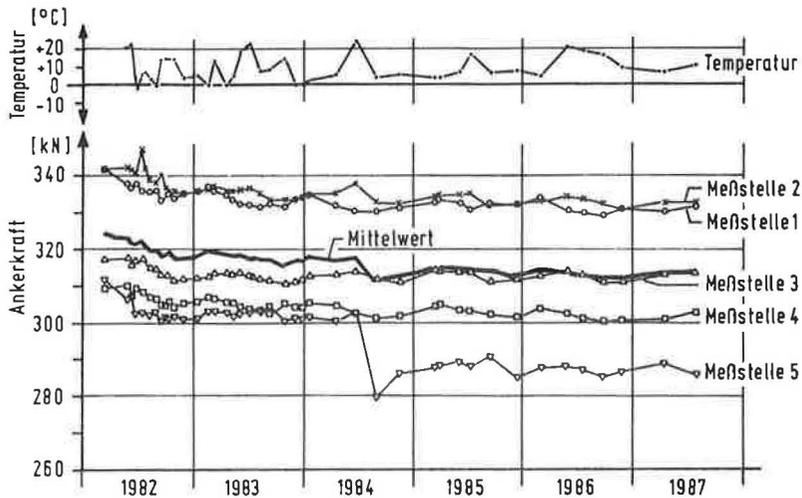


Bild 6 Ankerkräfte und Temperaturen der oberen Ankerlage als Funktion der Zeit

Bei den Ankern der oberen Lage wird die Dehnung des Gewindebolzens (Bild 5a) durch induktive Wegaufnehmer gemessen und aus den an einer zentralen Meßanlage angezeigten Meßwerten die Ankerkräfte ermittelt (zum Meßprinzip siehe OSTERMAYER/MAGER 1983). Die Ergebnisse sind auf Bild 6 als Funktion der Zeit dargestellt. Hieraus geht hervor, daß die Ankerkräfte noch bis Mitte 1984 geringfügig abgenommen haben und dann annähernd konstant geblieben sind. Ob sich allerdings schon ein Gleichgewichtszustand eingestellt hat, kann nicht gesagt werden. Trägt man nämlich die Ankerkräfte im halblogarithmischen Maßstab auf (im Bild 7 z. B. die Mittelwerte), so ergibt sich annähernd eine Gerade, d. h. daß die Abnahme der Ankerkräfte nach einer e-Funktion abklingt. Unter dieser Annahme würden die Ankerkräfte bis in 100 Jahren im Mittel noch um 10 kN abnehmen und dann noch immer über der rechnerischen Gebrauchslast von 300 kN liegen.

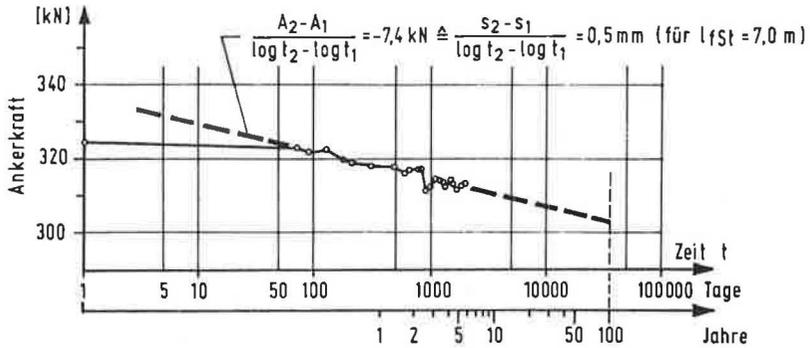


Bild 7 Mittelwerte der oberen Ankerkräfte als Funktion der Zeit (logarithmisch)

Geht man davon aus, daß die Abnahme der Ankerkräfte auf Kriechverschiebungen Δs im Bereich der Verankerungslänge zurückzuführen ist, so entspricht bei einer freien Stahllänge von 7,0 m die Kraftabnahme von $\Delta A / \Delta \log t = 7,4 \text{ kN}$ nach Bild 7 dem Kriechmaß von $k_s = \Delta s / \Delta \log t = 0,5 \text{ mm}$. Da die Kriechmaße bei der Eignungsprüfung unter Gebrauchslast nur $k_s = 0,2$ bis $0,3 \text{ mm}$ betragen, ist nicht auszuschließen, daß die größeren Kriechverschiebungen auf den Einfluß des Permafrostes zurückzuführen sind. Dabei ist denkbar, daß sich der Felsverband nach und nach verdichtet, indem sich das Eis in den feinsten Klüften unter dem ständigen Druck geringfügig plastisch verformt, so daß sich mit der Zeit ein Kontakt zwischen den Felskörpern einstellt.

Trotz der durch Permafrost für Verankerungen schwierigen Verhältnisse haben die Kontrollmessungen gezeigt, daß die Ankerkräfte nach 6 Jahren nur noch so wenig abnehmen, daß ein Nachspannen der Anker voraussichtlich nicht erforderlich sein wird. Da außerdem bei den gleichzeitig durchgeführten Extensometermessungen vernachlässigbar kleine Felsbewegungen von weniger als $0,1 \text{ mm}$ festgestellt wurden, kann gesagt werden, daß sich annähernd ein Gleichgewichtszustand eingestellt hat.

5. Schlußbemerkung

Die vom Bauherrn, der Oberpostdirektion München, veranlaßten ständigen Kontrollen und Messungen haben es ermöglicht, die Baumethoden den im Fels angetroffenen Verhältnissen ohne Verringerung der Sicherheit anzupassen und in vielen Fällen zu vereinfachen. Das felsschonende Abbauverfahren hat im Gegensatz zu den klassischen Methoden durch Sprengen den bestehenden Felsverband erhalten. Nach Inbetriebnahme im Jahr 1982 haben laufende Nachprüfungen der Ankerkräfte und Kontrollen der Wandverschiebungen gezeigt, daß sich das Sicherungskonzept auch unter extremen klimatischen Bedingungen auf Dauer bewährt.

6. Literatur

- EBERHARD, L., GÖTZ, O. (1982): Neubau der Funkübertragungsstelle Garmisch 2 auf der Zugspitze. PZ-Journal Nr. 41
- EGGER, H. (1982): Die Tragwerke der Funkübertragungsstation Garmisch 2 auf der Zugspitze. Bauingenieur (57), S. 215-223
- HELLERER, H.O. (1979): Felsmechanische und geologische Untersuchungen für eine neue Funkübertragungsstelle auf der Zugspitze. Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. R. Jelinek, S. 764-789
- HELLERER, H.O., OSTERMAYER, H. (1983): Felsbau und felsmechanische Untersuchungen für eine Funkübertragungsstelle im Hochgebirge. Internationaler Kongreß über Felsmechanik. Melbourne (Australien), S. C259-C262
- JELINEK R. (1966): Neubau der Funkübertragungsstelle Garmisch 2 auf der Zugspitze. Unveröffentlichtes Gutachten 7748, München
- KNAUER, J. (1933): Die geologischen Erkenntnisse beim Bau der Bayerischen Zugspitzbahn, München. Abhandlung der Geologischen Landesuntersuchung am Bayer. Oberbergamt, Heft 10
- KÖRNER, H., ULRICH, R. (1965): Geologische und felsmechanische Untersuchungen für die Gipfelstation der Seilbahn Eibsee- Zugspitze. Geologica Bavarica Nr. 55, S. 404-421, München
- MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau. Bd. 1, F. Enke Verlag, Stuttgart

OSTERMAYER, H., MAGER, W.D. (1983): Messungen an verankerten Konstruktionen. Symposium "Meßtechnik im Erd- und Grundbau", München, 23./24.11.1983. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, S. 181-189

Felsmechanische Überlegungen
beim Entwurf von Krafthauskavernen

K. Hönisch

Zusammenfassung: Wirtschaftlicher Entwurf und Bau von Krafthauskavernen erfordern eine zuverlässige Beschreibung des Gebirgsverhaltens, Aktivierung der Gebirgstragfähigkeit und Vergleich des Ausbruchverhaltens mit der Vorhersage. Am Beispiel zweier Anlagen wird das grundsätzliche Vorgehen illustriert.

(Modifizierte Fassung eines am 26.6.1986 an der Technischen Universität München gehaltenen Vortrags mit gleichem Titel)

Einleitung

Kavernen werden zu verschiedenen Zwecken, wie Rohstofflagerung, Sportanlagen, Abstellplätze, kulturelle Einrichtungen (z.B. Theater), Schutzräume und Kraftwerke gebaut. Die Planung von Kernkraftwerken und die Nutzung als Zentrale von Wasserkraftanlagen stellt durch die besonders großen Querschnittsabmessungen und die Vielzahl angrenzender Hohlräume höchste Anforderungen an Sicherheit und Wirtschaftlichkeit des Untertagebaus (Abb. 1 und 2).

Der Entwurf soll optimale Lösungen für Höhenlage und Ort, Richtung, Abmessungen, Form, Lage von Nebenbauwerken, Ausbruchfolge, Materialtransport, Sicherungsmittel und Einbauzeitpunkt, Gebirgsverbesserung und -entwässerung, Aufnahme planmäßiger Lasten sowie Kontrolle des Gebirgsverhaltens während Bau und Betrieb liefern.

Die wichtigsten technischen Daten der beiden betrachteten Anlagen sind:

- 1) Krafthauskaverne Agus IV/Philippinen, Abmessungen 19 x 37.5 x 80 m, Überlagerungshöhe 100 m, Kraftwerk von 3 x 50 MW 117 m Druckhöhe. Plateaubasalt und Tuff.

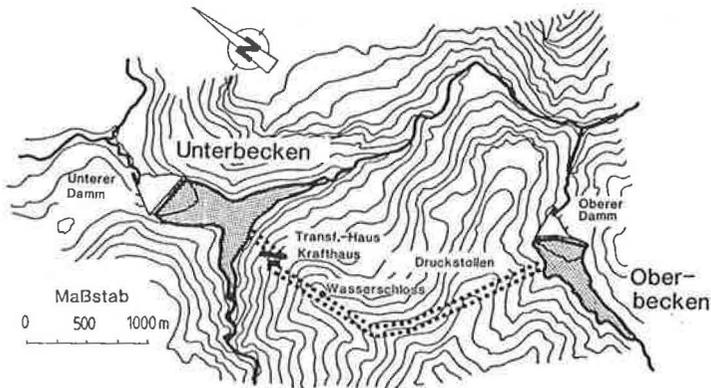


Abb. 1 Konzept einer Pumpspeichieranlage (Siah Bishe, Iran)

- 2) Krafthauskaverne Siah Bishe/Iran, Abmessungen 25 x 44 x 110 m, Überlagerungshöhe 250 m im Mittel, Pumpspeicherwerk von 4 x 250 MW, 480 m Druckhöhe. Quartzitischer Sandstein, Vulkanite, Tonschiefer und Kalkstein. Die vorläufigen Planungsdaten sind dem Aufsatz [2] zu entnehmen.

Versuch einer Gebirgsbeschreibung

Fels ist ein Baugrund mit örtlich, richtungsabhängig, evtl. lastabhängig und evtl. zeitabhängig wechselnden mechanischen und hydraulischen Eigenschaften. Er ist gekennzeichnet durch Einteilung in Grundmaterial, Trennflächen und evtl. Schwächezonen.

Die Trennflächen bestimmen mit ihren jeweiligen Eigenschaften, wie Richtung, Abstand vergleichbarer Flächen, Durchtrennung bzw. Ausdehnung, Oberfläche bzw. Füllung und Öffnungsweite das mechanische Verhalten des Gebirges. Dies wird nach den Vorschlägen von WITKE u.a. zutreffend genug mathematisch idealisiert (abgeminderte Scherfestigkeit, nahezu keine Zugfestigkeit zur Trennfläche) [5].

Dieses Referat behandelt nicht Gebirge, das sich wegen extrem geringer Trennflächenabstände von z.B. 5 cm oder geringer Festigkeit des Grundmaterials von z.B. $\sigma_D = 10$ MPa praktisch homogen verhält. Dies wird z.B. beschrieben durch Werte bekannter Felsqualitätsindizes, wie $RMR \leq 44$ and $Q \leq 1$.

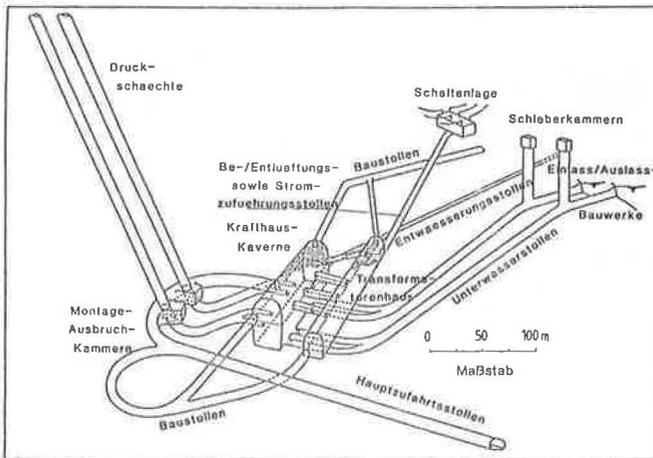


Abb. 2 Ausbruchmaßnahmen in der Krafthausumgebung nach [2]

Einige grundsätzliche Überlegungen am Entwurfsbeginn:

Vermeidung steilstehender Störungen oder Schwächezonen, möglicher Großkeile (wenn unvermeidbar, Durchfahren auf kürzestem Weg)

Entsprechendes gilt für Schichtung oder wirksamste Klüfte

Beschränkung der Stützweite (evtl. Beschränkung der Länge)

Höhen-Breitenverhältnis 1.5 bis 2:1 oder Anpassung an in-situ Spannungen durch $a/b = \max. \sigma / \min. \sigma$

Möglichst selbsttragende Querschnittsform (Vermeidung von scharfen Ecken und eingeschnittenen Bogenwiderlagern)

Möglichst großer Krümmungsradius an der Kranbahn

Eine Untersuchung ungünstiger Zwischenzustände ist nötig

Verwendung früher, flexibler, schnell zu verstärkender Sicherung a) Felsnägel b) Spritzbeton c) Matten d) Vor- und eventuelle Nachinjektion

Ist Schaffung homogener Verhältnisse durch Injektion nötig und möglich ?

Entspannung des möglichen Wasserdrucks durch Drainagen

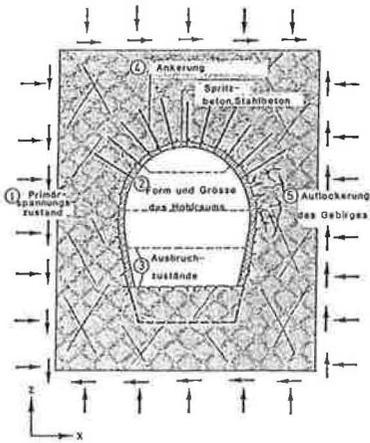


Abb. 3 Problemstellung für Kavernenberechnungen nach [5]

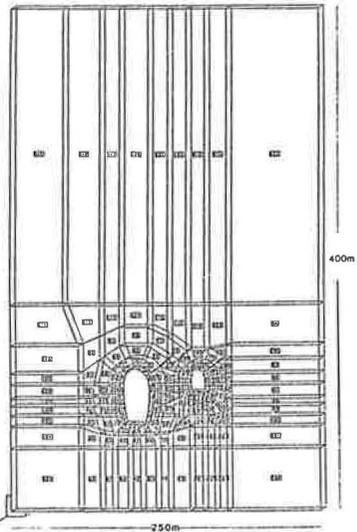


Abb. 4 Kaverne Siah Bishe, Berechnungsnetz

Notwendige Pfeiler zwischen parallelen Hohlräumen einhalten
 Pfeilerbreite = Mittel aus Kavernenbreite und -höhe ohne Gräben nur auf besonderen Nachweis unterschreiten

Ausbruch und Sicherung von Querschlägen zeitlich vorziehen

Sicherheit durch Erkundung, Analyse und baubegleitende Kontrolle sowie Rückrechnung gewährleisten

Ankerbemessung nach Versagensform und -umfang durchführen

Erfüllung von ca. 10 weiteren Grundsätzen der NÖT

Planung von Zufahrtsstollen nach baubetrieblichen Zwängen

Abb. 3 zeigt die typische Problemstellung für Kavernenberechnungen mit Ausbruchabmessungen, -form und -schritten, Sicherung, Trennflächengefüge, Vortriebsauflöckerung und ursprünglichem Spannungszustand im betrachteten Gebirgsausschnitt. Ein typisches Berechnungsnetz mit den erforderlichen Abmessungen und variablen Elementgrößen zeigt Abb. 4.

Statische Analyse von Kavernen, untersuchte Fragestellungen (FE-Methode), Beileitverfahren

Agus IV/Philippinen	Bakun/Malaysia	Koepchenwerk/Deutschland	Siah Rische/Iran
2-3 Gebirgsklassen	2 Gebirgs-Formationen	2 Gebirgsklassen gleichz.	2 Gebirgs-Formationen
----- Variation der Orientierung der drei Trennflächenscharen -----			
----- Sicherung durch schlaffe Anker, Variation der Kluftscherfestigkeit -----			
Teilausbrüche, Messungen	-	Teilausbrüche, Messungen	Teilausbrüche, Messungen
-	-	Primärspannungen variabel	Primärspannungen variabel
-	Anisotropie E_1, E_2	Anisotropie E_1, E_2	Anisotropie als Variante
Parallele Wasserschlösser Verhalten der Plombe	Paralleles Transformatorrenhaus	Angrenzender Hang Verh. des Schachtkranzes	Paralleles Transformatorrenhaus
Knicknachw., Grundbruch	Keilstatik	Keilstatik	Keilstatik, Dynamik
Ausführung 1981 - 1983	Variantenstudie	Ausführung 1985 - 1986	Ausschreibung 1986

Kaverne Agus IV, Felsklassen, Felskennwerte, Analyseparameter

	Fels- klasse	Geschätzter Verformungs- modul [MPa]	D [MPa]	ϕ [°]	c [MPa]	Fels- klasse	Verformungs- modul der Be- rechnung [MPa]	ϕ [°]	c [MPa]
	I	2000 - 6000	50	45	10	I-II:	2500	45	10
BASALT	II	1500 - 2500	20	40	5	II:	2000 - 1750 (Rückrechnung)	30	2.5
	III	500 - 1500	10	35	3	III:	1000	30	2.5
TUFF	IV	500	1	30	0.6	(TUFF)	(500, immer gleichzeitig)	30	0.3

(Mittlere Anteile aus Kartierung:)

Kluftscherfestigkeit:

Klasse I : 15%
Klasse II : 45%

Klasse III: 30%
Klasse IV: 10%

S : Schichtflächen
K : Klüfte

$\phi_S = 35^\circ$ $c_S = 0$
 $\phi_K = 40^\circ$ $c_K = 1$
Felsklasse I-II

$\phi_S = 30^\circ$ $c_S = 0$
 $\phi_K = 30^\circ$ $c_K = 1$
Felsklasse III

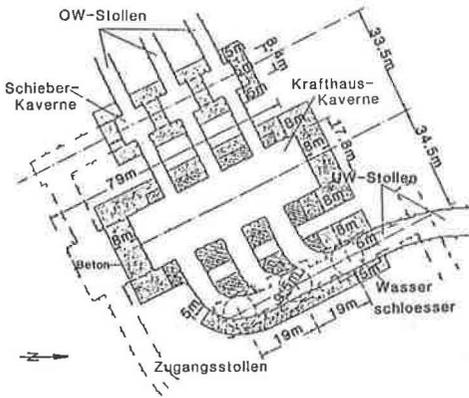


Abb. 5 Kaverne Agus IV,
Grundriß mit Umfang der Betonplombe

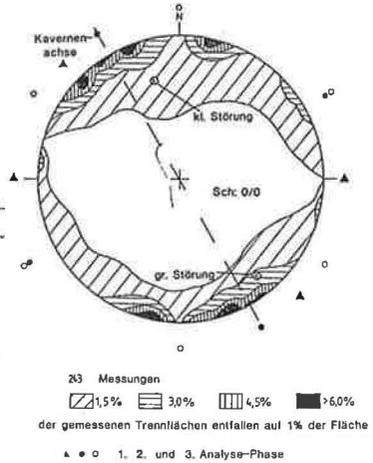


Abb. 6 Kaverne Agus IV, Trennflächenpole nach [4]

Den erforderlichen Umfang der erforderlichen Unterfangungsmaßnahmen um ein Krafthaus und die angrenzenden Hohlräume herum zeigt Abb. 5. Die Abb. 6 illustriert die gemessenen Trennflächenrichtungen und die im Verlauf der Projektbetreuung verschiedenen gewählten Idealisierungen des orthogonalen bzw. hexagonalen Trennflächengefüges. Abweichungen des Streichens von 20° sind dabei praktisch vernachlässigbar.

Die Abb. 7 bis 10 zeigen jeweils am Kavernenquerschnitt die Sicherungsmaßnahmen, wie voreilende Injektionen, Betonplombe, Felsnägel, bewehrten Spritzbeton, die temporären Ausbruchformen, die Installationen für die baubegleitenden Messungen sowie stellvertretend für deren Ergebnisse die gemessenen Wandverformungen. Korrekturen waren hierbei hinsichtlich der Verformungsunterschiede zwischen Wand und kürzester Extensometerstange sowie Restverformung der längsten Extensometerstange anzubringen.

Die Ergebnisse zeigen, daß trotz unterschiedlicher Gebirgsklassen im Querschnitt durch die Injektionen ein nahezu homogenes, elastisches Gebirgsverhalten nachgewiesen werden konnte. Die Firstverformungen konnten durch voreilenden Einbau der Extensometer aus dem Kontrollgang heraus vollständig ermittelt werden. Weitere Einzelheiten hinsichtlich Planung, Ausführung und Rückrechnung sind den Veröffentlichungen [1,4] zu entnehmen.

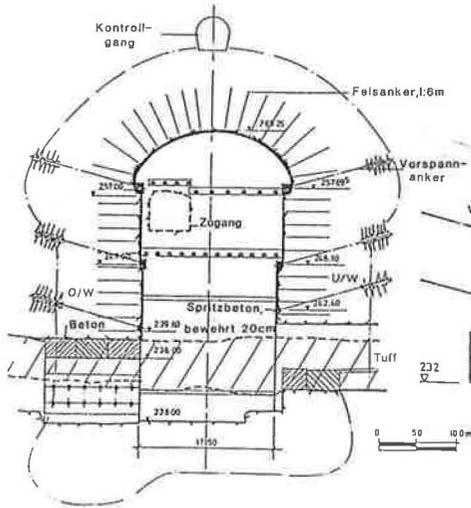


Abb. 7 Kaverne Agus IV, Querschnitt mit Sicherungsmaßnahmen

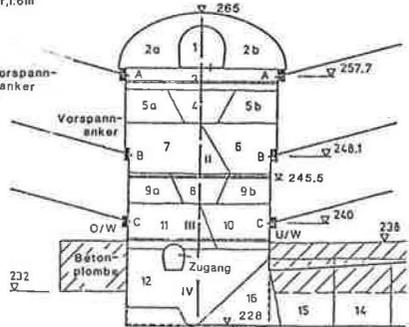


Abb. 8 Kaverne Agus IV, Idealisierung der Ausbruchschritte

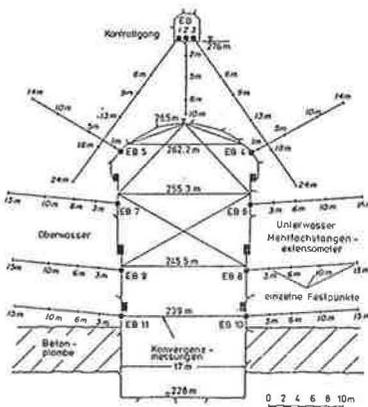


Abb. 9 Kaverne Agus IV; Meßquerschnitt

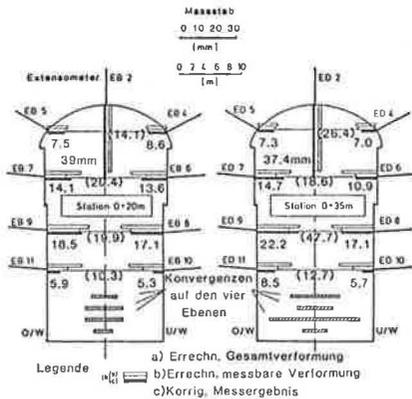
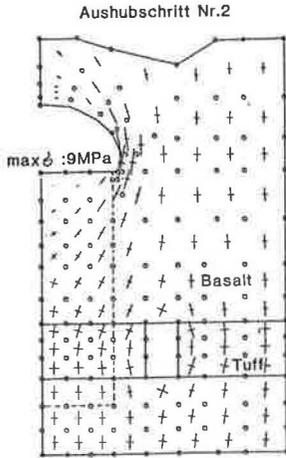
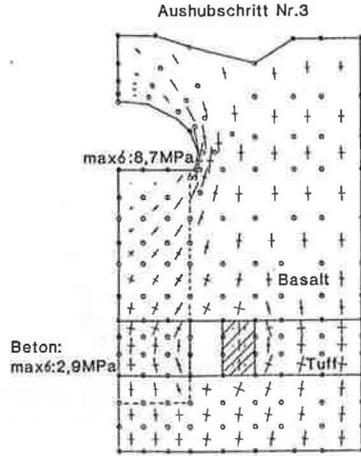


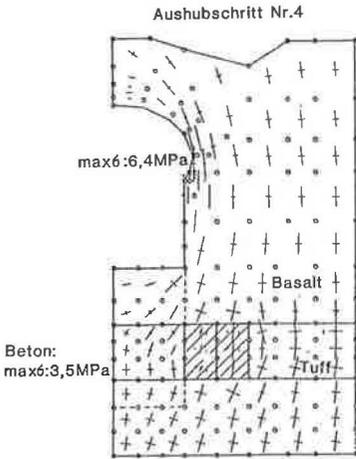
Abb. 10 Errechnete und gemessene Wandverformungen



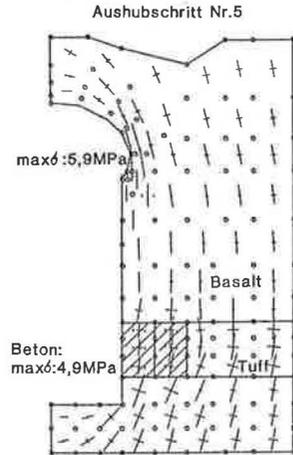
$\gamma H: 3\text{MPa (Kalotte)}, \gamma H: 3,6\text{MPa (Plombe)}$
 Längenmaßstab $\rightarrow 30000\text{cm (E\&S\&P)}$
 Spannungsmaßst. $\rightarrow 6,0\text{MPa}$



$\gamma H: 3\text{MPa (Kalotte)}, \gamma H: 3,6\text{MPa (Plombe)}$
 Längenmaßstab $\rightarrow 30000\text{cm (E\&S\&P)}$
 Spannungsmaßst. $\rightarrow 5,8\text{MPa}$



$\gamma H: 3\text{MPa (Kalotte)}, \gamma H: 3,6\text{MPa (Plombe)}$
 Längenmaßstab $\rightarrow 30000\text{cm (E\&S\&P)}$
 Spannungsmaßst. $\rightarrow 4,3\text{MPa}$



$\gamma H: 3\text{MPa (Kalotte)}, \gamma H: 3,6\text{MPa (Plombe)}$
 Längenmaßstab $\rightarrow 30000\text{cm (E\&S\&P)}$
 Spannungsmaßst. $\rightarrow 3,9\text{MPa}$

Abb. 11-14 Kaverne Agus IV, FE-Spannungsverteilung in vier Ausbruchschritten (Ausschnitt der Gesamtstruktur)

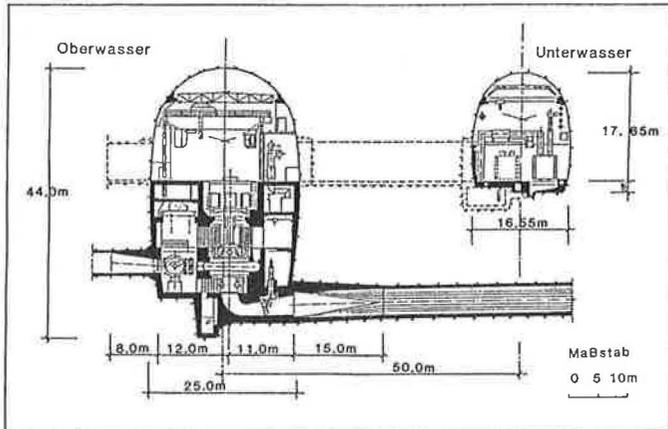


Abb. 15 Kaverne Siah Bishe, Querschnitt

Das ohne Hilfe der FE-Methode sicher nicht in dieser Weise vorhersagbare Verhalten der Betonplombe, ihrer Umgebung und die geringste zulässige Entfernung zwischen unvollendeter Unterfangung und temporärer Kavernensole werden in den Abb. 11-14 dargestellt. Die Wirkungsweise der Plombe ist aus den Beträgen der Vertikalspannungen abzulesen.

Es war für die Wahl der Betonqualität zu beachten, daß der spannungslos eingebrachte Beton horizontale Zugspannungen erhält.

Sinnvolle Analysemethoden und ihre empfohlene Reihenfolge sind (Auslassungen sind dabei u.U. möglich):

1. Elastische Spannungsberechnung um Hohlraum in homogener, isotroper, elastischer Umgebung (vgl. auch Spannungsoptik)
2. Standsicherheit möglicher Felskeile in Dach und Wänden
3. Felsklassifizierung, Aufsuchen ähnlicher Beispiele, vorherige Erfahrung, Standardvorschläge, ideal-plastischer Kreisring als Idealisierung für das Dach (u.U. falsche in-situ Spannungen)
4. Abprüfen des Schubbruchkriteriums mit elast. Spannungen und Labor-, Kluft- oder fiktiver Gebirgsscherfestigkeit? Spezielle, allg. Gleitrichtung? (Tragreserven werden ignoriert)

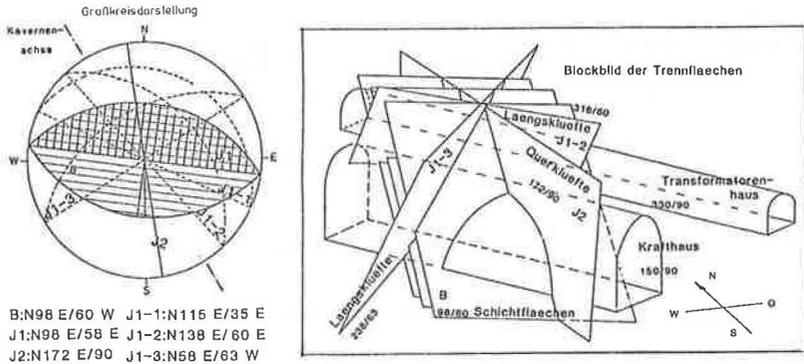


Abb. 16 Kaverne Siah Bise, Trennflächendarstellungen

5. Halbgraphische Lösungen mit angenehmen Kluftrichtungen, -abständen und -reibungswinkeln (vgl. auch Modellversuch, eine u.U. zu starre Idealisierung)

6. Kostenschätzung der Sicherungsmaßnahmen, Entscheidung über erforderlichen Analyseumfang

7. (Visko-)plastische Analyse verschiedener Homogenbereiche mit möglichst allgemeiner Nachbildung des Gebirgsverhaltens (durch Messungen nachprüfbar)

Kriterien für die Beurteilung von FE-Berechnungen

1. Ausdehnung der Bruchzonen zu Beginn und Ende der Spannungsumlagerung (Anzahl und Lage der Elemente mit Festigkeitsüberschreitung)

2. Größe der Spannungsüberschreitungen (pauschal) (Summe der umgelagerten Bruchkräfte im Verlauf der Umlagerung, Norm der irreversiblen Dehnungen)

3. Verhältnis von permanenten/elastischen Verformungen (Genauer auch: Konvergenz plastischer Verformungszuwächse)

4. Maximale und für Sicherungsmittel tragbare Verformungen

5. Maximale Druckspannungen, Vergleich mit Druckfestigkeit

6. Maximale Schubspannungen

7. Ausdehnung der Zugzonen

(Anzahl und Lage der Elemente mit vorhandenen Zugspannungen unabhängig von der Frage, ob Zugbrüche auftreten)

8. Bruchmechanismus, Gefährlichkeitspotential

(Genauer auch: Art und Umfang der Festigkeitsüberschreitung in jedem gebrochenen Element, z.B. Grundbruch oder Scherversagen, das Felssturz verursachen kann)

Schlußfolgerungen

Ein ausreichender Abstand zwischen Gebrauchszustand und Versagenszustand ist wegen folgender Risiken nötig:

- falsche Einschätzung unmittelbar benachbarter Bereiche (Geologie)
- falsche Schätzung von Materialeigenschaften (Felsmechanik)
- falsche Problemeidealisation (Tragverhalten)
- Vereinfachte Spannungs-Dehnungsbeziehung, Bruchkriterium
- Vereinfachung der Querschnittsgeologie
- Vereinfachte Lasten und Ausbruchphasen
- Mathematische Näherung

Literatur

- | | | |
|-----|---------------------------------|---|
| [1] | Almero, R.A.
und andere | Design and Construction of the Agus IV Power Cavern, Water Power & Dam Construction, 1984 H6, 7 & 9 |
| [2] | Franzmann, G. | Planning Iran's Siah Bishe pumped storage project, Int. Power Generation, 1985 H11 |
| [3] | Hoek, E. und
E.T. Brown | Underground Excavations in Rock 1980 Inst. Mining and Metallurgy, London |
| [4] | Kutzner, C. und
K. Schetelig | Abdichtung und Vergütung von stark geklüftetem Fels um eine Kraftwerkskaverne (engl.)
6. Nat. Symp. Felsmechanik 1984, Sonderh. Geotechnik 1985, DGEG Essen |
| [5] | Wittke, W. | Neues Entwurfskonzept für unter-tägige Hohlräume in klüftigem Fels, 1976, Veröff. Inst. Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau RWTH Aachen, Heft 1 |

ANGEWANDTE FELSMCHANIK

dargestellt an Beispielen aus internationaler
Consulting-Tätigkeit

H.-U. Werner

1 Einleitung

Wegen seiner etwa zehnjährigen intensiven Mitarbeit an den Lehrveranstaltungen zu Beginn des nunmehr seit 23 Jahren an der TU München vorgetragenen Fachgebietes "Felsmechanik" (1) ist der Verfasser gerne der Bitte nachgekommen, mit einem Bericht über ausgewählte Beispiele aus der Praxis internationalen Consultingwesens einen Beitrag zum vorliegenden Sonderheft zu leisten. Dabei soll vielmehr die Vielseitigkeit der Aufgabenstellungen aufgezeigt werden als eine wissenschaftliche Abhandlung einzelner Detailprobleme.

Simplifiziert dargestellt läßt sich der Anfang fast jeder felsmechanischen Projektbearbeitung auf die im Bild 1 aufgeworfene Frage zurückführen. Solange die Analyse des anstehenden Gebirges nicht die eindeutige Aussage "nie" erlaubt, sind unter Optimierung aller Faktoren wie Wirtschaftlichkeit, anwendbare Technologie, klimatisches Umfeld, allgemeine Umweltbedingungen etc. Baumaßnahmen zu entwerfen und zu realisieren, mit denen eine solche Aussage sicher gemacht werden kann.

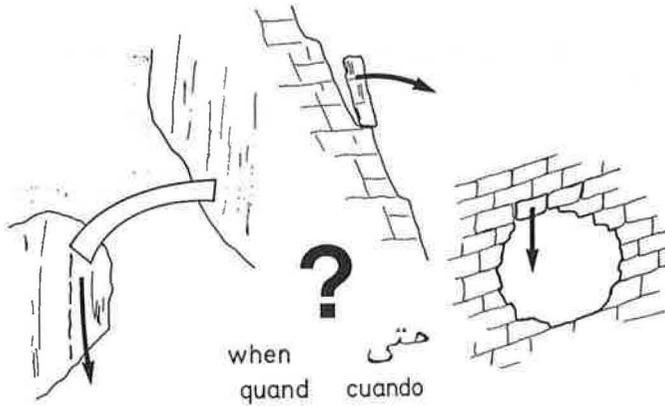


Bild 1 Grundsatzfrage: "Wann?"

Die für diesen Bericht ausgewählten Beispiele werden den im Bild 1 gezeigten drei Teilbereichen der angewandten Felsmechanik, nämlich

- Gründungen
- Böschungen
- Tunnel

sowie dem Gebiet der Erosionen und der Karstphänomene zugeordnet. Probleme, die sich generell aus der Besonderheit von Auslandsprojekten ergeben können, sind bereits andernorts beschrieben (2).

2 Gründungen

2.1 Radioteleskop Loma de Dilar, Spanien

Die Gründung des in der Sierra Nevada auf ca. 2.850 m Seehöhe errichteten Radioteleskopes (Reflektordurchmesser: 30 m) mußte so konzipiert werden, daß das Bauwerk praktisch keiner Setzung und vor allem keiner Differenzsetzung ausgesetzt sein wird. Der anstehende Glimmerschiefer des "Complejo Nevado-Filabride" war stark durchklüftet (Bild 2) und wies im Gründungsbereich unterschiedliche Verwitterungen auf. Mittels Felsinjektionen mußten daher die offenen Klüfte geschlossen und das mögliche Auspressen weichen Materials weitestgehend unterbunden werden (3). Bild 3 zeigt das positive Ergebnis einer Kernbohrung zur Kontrolle

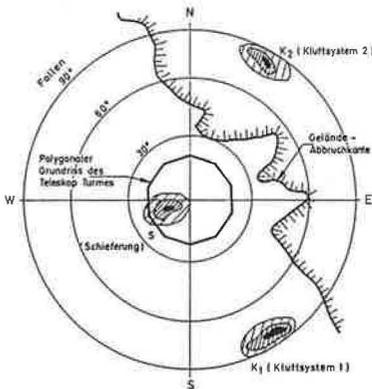


Bild 2 Schieferung und Klüftung am Loma de Dilar, Spanien



Bild 3 Kernstück aus einer Kontrollbohrung nach erfolgreicher Untergrundinjektion am Loma de Dilar, Spanien

des Injektionserfolges. Durch die Tragwirkung des unterhalb des Stahlbetonfundamentes hergestellten ringförmigen 5 m hohen injizierten Felskörpers (Durchmesser: 20 m; Trapezquerschnitt) wurden die statischen und dynamischen Spannungen in der Kontaktzone zum unbehandelten Fels auf ein solches Maß reduziert, daß die Kriterien hinsichtlich der Bauwerkssetzungen voll erfüllt werden konnten (4).

2.2 Flußbrücke Mouila, Gabun

Für eine 7-Feld-Brücke über den etwa 200 m breiten N'Gounie war bereits mit dem Rammen der aus Stahlprofilen (LV22) zusammengesetzten Pfähle, von denen jeweils drei in einer Reihe quer zur Brückenachse angeordnet einen Flußpfeiler bildeten, begonnen worden, als sich herausstellte, daß die tatsächliche Lage der Oberfläche des Fels, in den die Pfähle einbinden sollten, bei einigen Pfeilern nicht mit den Ergebnissen der Voruntersuchungen übereinstimmte. Der gemäß Ausschreibung in 6 m bis 13 m unter Flußsohle zu erwartende Fels wurde in 2,5 m bis 19 m angetroffen. Dieser Änderung hätte durch entsprechende Pfahlkürzungen und -verlängerungen Rechnung getragen werden können, wenn sich nicht gleichzeitig herausgestellt hätte, daß auch innerhalb sehr enger Grenzen erhebliche Höhenunterschiede bestanden (maximal 12 m bei einem Pfeiler). Die Ergebnisse der ersten Rammungen, weitere mit den vorhandenen Geräten mögliche (Meißel-) Erkundungsbohrungen (Bild 4) und ein in der Umgebung vorgefundener Steinbruch zeigten, daß anstelle des "calcaire sain", des gesunden Kalksteins, ein poröses und kavernoöses Karstgebirge anstand. Zusammengefaßt ergaben sich die in der Tabelle (Bild 5) eingetragenen Gründungskoten.



Bild 4 Hilfsweise Untergrunderkundung anhand von Bohrgut aus einer Meißelbohrung, N'Gounie, Gabun

Pfeiler Pfahl	II	III	IV	V
1	61	67	69	70
2	48	69	68	58
3	60	65	67	59
4	65	65	69	63
5	62	65	68	64
6	65	--	--	--
max. Δ (m)	17	4	2	12

Bild 5 Stark wechselnde Pfahlgründungskoten (m ü. NN) aufgrund unterschiedlicher Felshorizonte und -qualitäten, N'Gounie-Brücke, Mouila, Gabun

Den tatsächlichen Gegebenheiten angepaßt waren folgende Maßnahmen zu ergreifen:

- statt der Pfahlreihen aus je 3 Pfählen: Anordnung von Pfahlböcken aus 5 bzw. 6 Pfählen (Reduzierung des zulässigen Pfahlspitzendruckes von 5 MN/m² auf 2 bis 3 MN/m²) und Nachweis des Standesichererhaltes des Pfeilers bei 50 %igem Ausfall eines Einzelpfahles

- Verschiebung der Brücke in Längsrichtung, um die bereits genannten Pfähle in die neue Pfahlkonfiguration einbeziehen zu können
- Freilegen der Felsoberfläche innerhalb des Einzelpfahles
- Niederbringen von Kernbohrungen innerhalb der Pfähle bis ca. 6 m unter Pfahlsohle zwecks Feststellung evtl. Hohlräume, die im gegebenen Fall zu verpressen waren
- Vernadelung einzelner Pfahlfüße mittels bewehrter kleinkalibriger Pfähle, wenn
 - a) der Gründungshorizont benachbarter Pfähle mehr als 4 m auseinander lag und
 - b) keine Mindest-Felseinbindung von 0,5 m erreicht werden konnte
- Ausbetonieren der Pfähle, zumindest jedoch der Pfahlfüße
- Abteufen von 4 weiteren Sondierbohrungen im Abstand von 1,5 m von der Pfahlumschließungslinie, um zu erkunden, ob die Pfeilergründung evtl. auf einem unterirdischen, isoliert stehenden Felsblock erfolgt ist.

Da mit den vorgeschlagenen Maßnahmen die Grundkonzeption der Bauweise beibehalten werden konnte, d. h. kein zusätzliches Gerät auf die Urwaldbaustelle zu bringen war, gelang es trotz der aufgezeigten Erschwernisse, den politisch festgelegten Einweihungstermin der Brücke einzuhalten.

2.3 Nyali-Brücke, Mombasa, Kenia

Etwa 50 Jahre mußte die 1932 errichtete Pontonbrücke über eine Meeresbucht des Indischen Ozeans dem Verkehr zwischen der Inselstadt Mombasa

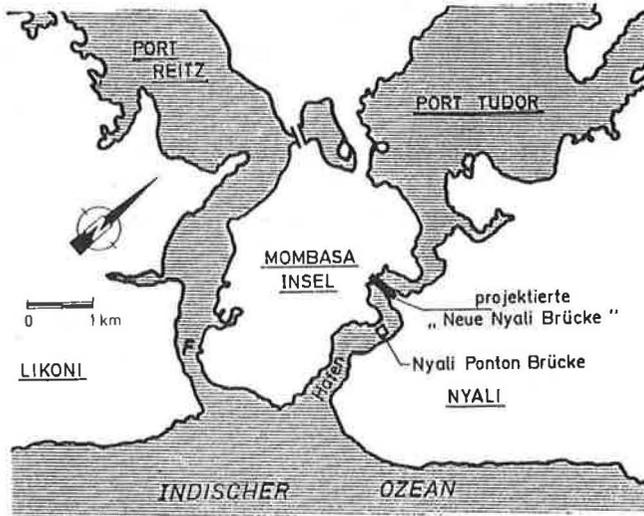


Bild 6 Lageplan mit der neuen Nyali-Brücke, Mombasa, Kenia

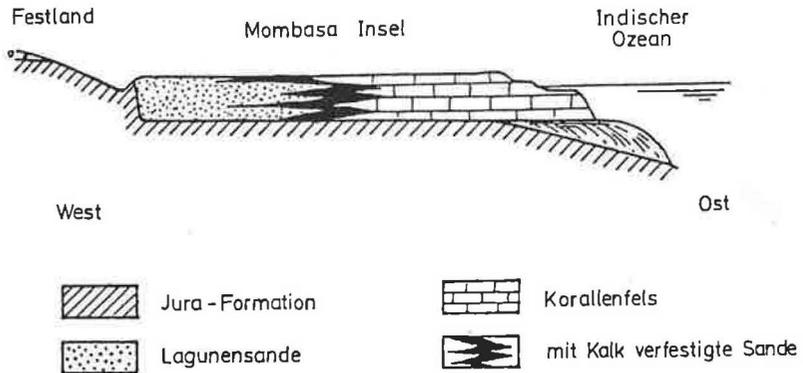


Bild 7 Korallenformation an der afrikanischen Ostküste

und dem nordöstlich gelegenen Festland (Nyali) standhalten, bis die neue etwa 1 km nördlich gelegene vierspurige Straßenbrücke ihrer Bestimmung übergeben werden konnte (Bild 6). Über die beiden Hauptpfeiler der ca. 400 m langen Brücke (größte Spannweite: 150 m) waren bei mittleren Wassertiefen von 22 m und 31 m etwa je 120 MN in den Untergrund einzuleiten. Die Aufgabenstellung aus der Sicht des Felsmechanikers bestand darin, die über große Bereiche sowohl bei den Pfeilern als auch bei den Widerlagern in den vorhandenen Bohrprofilen benutzte allgemeine Beschreibung "coral formation" anhand möglichst weniger Zusatzbohrungen (Bild 8) zu interpretieren. Aussagen waren zu treffen im Hinblick auf den tatsächlichen Aufbau und die unterschiedlichen Erscheinungsformen der Korallenformation (Bild 7) und auf deren voraussichtliche Tragfähigkeit.

Dabei stellte sich heraus, daß die unter einer ca. 2 m dicken Bodenschicht auf der Meeressohle anstehenden Korallenkalke und überwiegend wiederverfestigten Sande nicht geeignet waren, die hohen Lasten mit ausreichender Sicherheit zu tragen, zumal darunter bei einem Hauptpfeiler eine etwa 13 m dicke Tonschicht anstand. Aus diesem Grund mußte die 1,5 m bis 4 m dicke Felszone durchörtert werden, weshalb Bohrpfähle

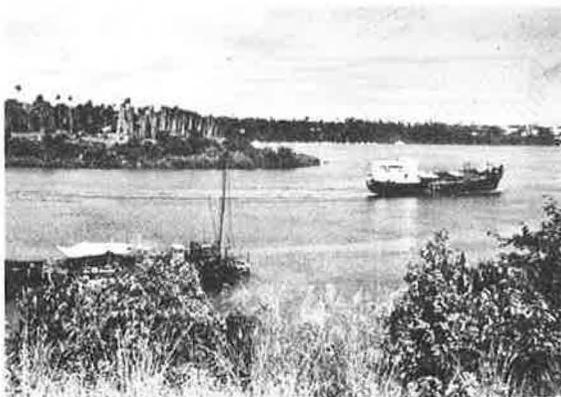


Bild 8 Off-shore Bohrungen im Mombasa Creek, Kenia



Bild 9 Neue Nyali Brücke, Mombasa, Kenia

zur Ausführung kamen und zwar je Pfeiler 24 Stück mit einem Durchmesser von 2,0 m und einer Länge von mehr als 50 m. Bild 9 zeigt die fertige Brücke, wobei von der Gründungsproblematik nichts mehr zu erkennen ist.

2.4 Bergstation Dachstein-Seilbahn, Österreich

Bei Bergstationen von Seilbahnen sind meist große Horizontalkräfte in den Untergrund einzuleiten, wobei die Topographie des Baugeländes, die maschinentechnische Konzeption und nicht zuletzt die Eigenschaften des anstehenden Fels individuelle konstruktive Lösungen erfordern (5). Ein Beispiel, bei dem mehrere Techniken angewandt werden mußten, zeigt Bild 10. Der zur Verfügung stehende Platz quer zur Trasse war hier geländebedingt nur um wenig größer als die Geländebreite. Außerdem war das aus hartem Dachsteinkalk bestehende Gebirge so stark durchklüftet, daß zunächst zur Einschränkung des Bereichs der stoffschlüssig mittels

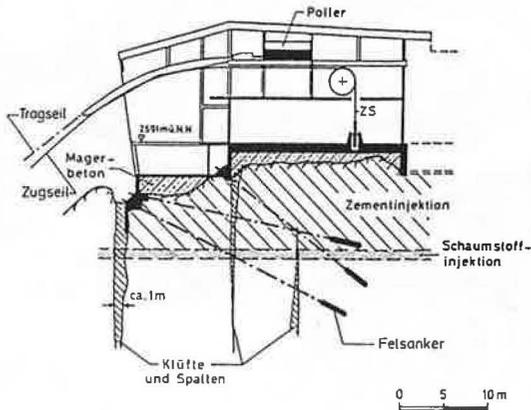


Bild 10 Dachstein-Südwandbahn-Bergstation, Österreich

Zementinjektionen zu verschließenden Klüfte eine "Schal"-Injektion mittels schäumendem Injektionsmittel vorgesehen werden mußte (6).

Zusätzlich wurden ca. 30 Felsanker mit einer Länge zwischen 15 m und 30 m und einer Vorspannung von 350 kN eingebaut und damit eine in sich verspannte, verfestigte Felskuppe geschaffen.

2.5 Marib Damm, Jemen (A. R.)

Zur Herbeiführung einer endgültigen Entscheidung, ob der geplante neue Marib Damm an der antiken Sperrenstelle (rechter oberer Rand im Bild 11) oder alternativ als direkter Abschluß des einzustauenden Tales errichtet werden sollte, wurde von der finanzierenden Behörde nochmals eine Expertengruppe eingeschaltet. Während im Widerlagerbereich bei der wadi-abwärts gelegenen Sperrenstelle, wo heute noch Reste der Hauptbewässerungskanäle und deren hydraulisch hervorragend gestalteten Einlaufbauwerke zu sehen sind, Kalkstein in leicht geneigter Lagerung



Bild 11 Staubbecken des Marib-Dammes, Arabische Republik Jemen



Bild 12 Felszone beim linken Widerlager des Marib-Dammes, Jemen

anstand (Bild 12), wurde bei der oberstrom vorgesehenen Alternative die Neigung der Schichtflächen wesentlich steiler (rechtes WL) bzw. bereits die Übergangszone zum metamorphen Grundgebirge (linkes WL) vorgefunden. Karstbildungen wurden an beiden Stellen erbohrt, wobei sich im Bereich der alten Sperre vermutlich wegen der weniger geneigten Schichten des Fels und wegen des höheren Druckgefälles bei aufgestautem Wasser ein größerer Hohlraumanteil zeigte. Dies war ein wesentlicher Grund dafür, daß die Entscheidung zugunsten der Wadi-aufwärts gelegenen Sperrenstelle fiel, trotz vergleichsweise 15 % mehr Dammvolumen bei 10 % geringerem Stauraum. Der 700 m lange und 40 m hohe Erddamm wird maximal 400 Mio. m³ Wasser und damit etwa 10 mal so viel wie die seinerzeitige etwa 800 Jahre vor unserer Zeitrechnung erstmals errichtete Talsperre stauen können.

3 Böschungen

3.1 Baugrube Bogenbrücke Lingenau, Österreich

Bei der Untersuchung der Ursache eines Böschungsbruches stellte sich folgendes heraus: Die an einem 43° geneigten Hang gelegene Baugrube für das rechte Widerlager der Bogenbrücke über die Bregenzer Ache (Spannweite 210 m) war mit annähernd senkrechten Böschungen hergestellt worden. Das Gebirge bestand aus Mergel, dem ein tonhaltiger, vereinzelt von "Lehmassen" durchzogener Mergelsandstein unterlagerte. An der nördlichen Baugruben-Felswand standen aufgrund des Trennflächengefüges potentielle Gleitkeile an (Bild 13). Solange der Durchtrennungsgrad in den Schichten und Klüften klein war bzw. im vollkommen durchtrennten Zustand ausreichend Gleitwiderstand in diesen potentiellen Gleitflächen gegeben war, lag der Stabilitätsfall vor (7).

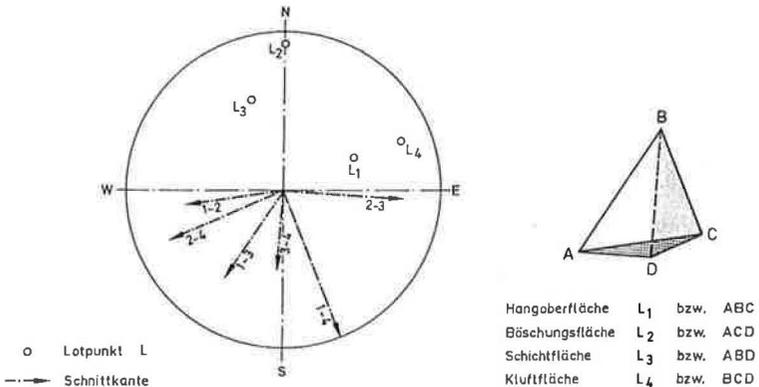


Bild 13 Potentielle Gleitkörper (aus der Lagekugel entwickelt) beim Widerlageraushub für die Bogenbrücke Lingenau, Österreich

Besondere Beachtung erforderten daher die Lehmlassen. Diese waren allerdings weder bei der Oberflächenaufnahme des Gebirges festgestellt noch bei der Augenscheinnahme der Baugrubensohle vorgefunden worden, obwohl die Baugrube an ihrer tiefsten Stelle in den Mergelsandstein einband. Eine im Rahmen der Erkundungsbohrungen angetroffene Lehmlasse wurde aufgrund ihrer erbohrten Tiefenlage als unschädlich eingestuft; die räumliche Betrachtung dieser Schwächezone hätte jedoch gezeigt, daß sie nahe unter der tiefsten Baugrubenecke verlief.

Infolge bereits begonnener allgemeiner Gebirgsentspannung im Bereich der bis zu 20 m tiefen Baugrube und eines überdurchschnittlichen Regenerenignisses baute sich der Scherwiderstand in der obersten Lehmlasse soweit ab, daß trotz einer vorhandenen kleinen Fußstützung eines potentiellen Gleitkörpers, dieser mit einer Felsmasse von ca. 500 m³ abrutschte. Glücklicherweise entstand nur Sachschaden.

3.2 Einschnitt Expressway No One, Irak

Die größten, etwa 30 m tiefen Einschnitte längs der 1.200 km langen Autobahn waren im westlichen Streckenteil zwischen Bagdad und den Staatsgrenzen zu Jordanien und Syrien in der Nähe der Stadt Rutba herzustellen. Der angetroffene teilweise sehr harte Kalkstein stand mit eingelagerten Mergel- und Tonmergelschichten an, die z. T. geringe Verwitterungsbeständigkeit aufwiesen. Das Trennflächengefüge zeigte überwiegend horizontale Schichtung und vertikale orthogonale Klüftung; das Gebirge stellte also ein stabiles Blockwerk dar. Deshalb war die Wasserempfindlichkeit der weichen Zwischenschichten der dominierende Faktor bei der Auslegung der Böschungsform (Bild 14), die ein schnelles Ableiten von Regenwasser sicherstellen mußte. Durch die Anwendung annähernd gebirgsschonenden Sprengens (8) konnte dies zufriedenstellend erreicht werden.



Bild 14 Felsböschung neben dem Irak Expressway No. One in der Nördlichen Wüste, Irak

3.3 Einschnitt zum Jetty des Marine Terminals, Thailand

Zwischen dem 1,3 km langen Produkt-Pipeline-Jetty und der Gastrennungsanlage in der Cholburi-Provinz galt es, auf kürzestem Weg den Höhenrücken zu überwinden, der sich längs der Küste des Golf von Thailand in etwa nord-südlicher Richtung erstreckt. Das im Sattel zwischen dem Khao Laem Chabang und dem Khao Bo Ya zu durchquerende Randgebirge besteht im Wesentlichen aus Quarzit und quarzitischem Schiefer unterschiedlichen Verwitterungsgrades. Wegen des unregelmäßigen Trennflächengefüges war es nicht möglich bzw. nicht notwendig, die nordseitige und südseitige Böschung unterschiedlich zu behandeln. Standsicherheitsuntersuchungen gaben eine maximale Böschungsneigung von 50° vor, die über einen Großteil der Einschnittlänge beibehalten werden konnte (Bild 15).

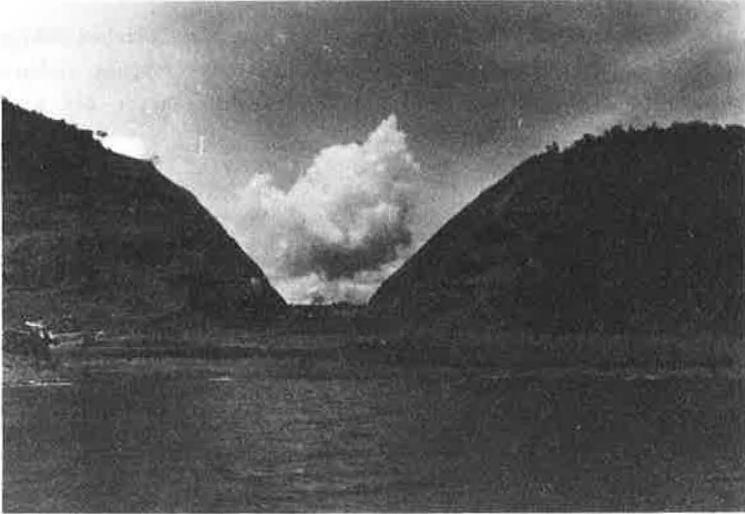


Bild 15 Einschnittböschungen für die Zufahrt zum Jetty eines Marine Terminals, Thailand

3.4 Böschungen in Steinbrüchen, Ghana und Guinea

Im Rahmen eines ghanaischen Programmes zur landesweiten Sicherstellung ausreichender Versorgung mit Zuschlagstoffen für den Straßen- und Hausbau waren am Rande der Wirtschaftlichkeitsanalysen auch die technischen Probleme des Lösens, Ladens, Transportierens, Aufbereitens und Bereitstellens/Lagerens des Materials zu behandeln. Eine Teilaufgabe bestand darin, Anweisungen auszuarbeiten, nach denen die jeweiligen Abschlagsböschungen mit ausreichenden, den voraussichtlichen Standzeiten angepaßten Standsicherheiten herzustellen waren. Da die in Frage kommenden Lagerstätten mit ihren überwiegend metamorphen quarzitischen Gesteinen meist buckelförmige Gestalt besaßen, ergab sich die vorteilhafte Situation, daß bis zum Erreichen höherer, mit größerem Risiko behafteter Böschungen ausreichend Zeit zur Verfügung stand, um die theoretischen Stabilitätsberechnungen in ihrer Aussagekraft vor Ort überprüfen zu können (Bild 16). Dabei bot sich außerdem die Möglichkeit,

die jeweiligen individuellen Erfahrungen mit den tatsächlichen Gebirgsverhältnissen, aber auch mit den tatsächlich zur Verfügung stehenden Sprengmitteln mit einzubringen sowie den Lernfortschritt des einzuweisenden lokalen Personals zu berücksichtigen.



Bild 16 Anfahren des Steinbruches Sunyani, Ghana

Die Lösung der vorliegenden Aufgaben war Vorbild für ein ähnliches Projekt in Guinea. Hier stand im wesentlichen nahezu unverwitterter Granit an, was die Arbeit in geringem Umfang erleichterte.

3.5 Forststraße Khagan Valley, Pakistan

Im Rahmen eines sog. "low cost road"-Projektes sollten die lokalen Planer unterstützt werden, nachdem Rutschungen und Felsstürze den weiteren Bau einer Straße in Frage stellten. Die Hauptproblematik der Aufgabe bestand u. a. in der Definition derjenigen Felszonen, die sich angenähert im Grenzgleichgewichtszustand befanden. Die stark zerklüfteten, verwitterten und brüchigen Schiefer, hatten infolge Entwaldung des Hanges, aufgrund der Baumaßnahme und wegen des vermehrten Zutritts von Oberflächenwasser weiter an Stabilität verloren (Bild 17). Da

aufwendige Konstruktionen wie z. B. großräumige Felsicherungen oder gar Hangbrücken aus Kostengründen grundsätzlich nicht in Betracht zu ziehen waren, beschränkten sich die Sanierungsvorschläge auf den Bau von Naturstein-Trockenmauern und die Anwendung von Gabbionen, jeweils in Verbindung mit möglichst dauerhaften Entwässerungsmaßnahmen.



Bild 17 Rutschungen und Felsstürze Forststraße Khagan-Valley, Pakistan

4 Tunnel

4.1 Erstellung von Tunnelbaurichtlinien, Jugoslawien

Um in eine jugoslawische Dienstvorschrift für die Projektierung und den Bau von Straßentunneln internationales Know-how einfließen zu lassen, wandte sich die maßgebende jugoslawische Behörde bezüglich des Hauptabschnittes über die Berechnung von Tunnelbauwerken an geeignete Experten. Dazu waren u. a. neben den deutschen auch die entsprechenden österreichischen und schweizer Normen und Richtlinien auszuwerten. Es sind also nicht nur reine Bauprojekte, sondern - wie das Beispiel zeigt - auch Projekte der Verwaltung, die aus dem Ausland zur Bearbeitung anstehen.

4.2 Hedjaz-Eisenbahnprojekt, Syrien/Jordanien/Saudi-Arabien

Bei der Untersuchung, ob ein Neubau der historischen Hedjaz-Eisenbahn von Damaskus über Amman nach Medina wirtschaftlich sinnvoll ist, waren insbesondere im saudi-arabischen Hoheitsgebiet drei Trassen gegenüberzustellen

- ein Korridor längs der alten Strecke
- eine Trasse in der Nähe der neuen Wüstenstraße
- ein küstennaher Verlauf der Bahnlinie.

Von besonderem Einfluß auf die Baukosten waren dabei - neben den flugsand-gefährdeten Wüstenabschnitten - die Tunnelstrecken.

Haupt-gestein	Nebengestein bzw. Eigenschaften	Maßnahmen
Granit	mit vertikalen O-W-verlaufenden, vertikalen Basaltzonen von bis zu 10 m Dicke	Besondere Vorkehrungen bei den Übergangszonen Zusätzliche Sicherungen bei trassenparallelen Basaltzonen
Basalt	im allg. Standfest zum geringen Teil mit Opalinustonen	— Sichere Wasserableitung in den Ton-Zonen
Sandstein	grobkörnig, massig, im allg. standfest feinkörnig, geschichtet z. T. in Wechsellagerung mit Tonsteinen	Evtl. Firstsicherung im allg. Firstsicherung
Mergel	mit Kalkeinschlüssen und Tonlagen	Spritzbetonauskleidung

Bild 18 Übersicht über die in den Tunnelstrecken des Hedjaz-Eisenbahnprojektes zu erwartenden Gebirge

Eine vereinfachte Übersicht über die Geologie in den Tunnelbereichen mit den für den Kostenvergleich angesetzten besonderen Ausbaumaßnahmen zeigt Bild 18. Bezüglich des Lösens wurde generell vom Sprengaushub ausgegangen. Aufgrund ihres im Trassenvergleich größten Anteils an Tunnelstrecken besonders am Golf von Aqaba (Bild 19) stellte sich die küstennahe Alternative als teuerste Möglichkeit heraus (9).

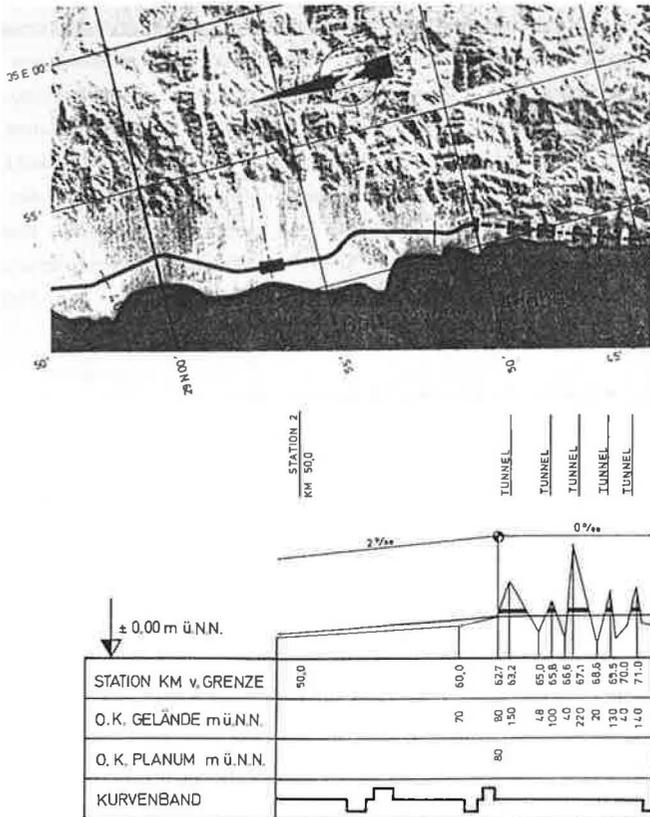


Bild 19 Tunnelreiche Strecke am Golf von Aqaba der Küstenvariante des Hedjaz-Eisenbahnprojektes

4.3 U-Bahn Projekt Algier, Algerien

Zur Entlastung des Oberflächenverkehrs ist bereits seit langem der Bau einer U-Bahn geplant und zwar auf der Basis des französischen Systems der spurgeführten gummibereiften Fahrzeuge. Für die erste küstenparallele Linie wurden bereits ca. 2 km Probestollen vorangetrieben. Trotzdem flacht die Diskussion über die Vor- und Nachteile dieses Systems gegenüber dem "fer sur fer" der bei uns üblichen betriebskostengünstigen U-Bahnsysteme nicht ab, wobei im Rahmen der notwendigen Überlegungen hinsichtlich Trassenanpassung (geringere Maximalgefälle, größere Minimalradien) auch eine Vielzahl von felsmechanischen Detailfragen zu lösen sein werden. Die unübliche Situation, nämlich ein im gegebenen Fall nicht konstant angeordneter Pilotstollen, der längs einer modifizierten Trasse innerhalb und auch außerhalb des Ausbruchprofils quasi mäandriert, konnte jedoch aufgrund von Voruntersuchungen als beherrschbar dargestellt werden. Die Realisierung des Projektes scheiterte bislang an der Finanzierung.

4.4 Karawankentunnel, Österreich/Jugoslawien

Aufzeichnungen über den Bau und die Erhaltungsarbeiten am Eisenbahntunnel durch die Karawanken sowie umfangreiche Voruntersuchungen bildeten die Basis der felsmechanischen Bearbeitung des Karawanken-Straßentunnels. Die ca. 8 km lange Tunnelröhre mit einem Ausbruchquerschnitt von ca. 100 m² unterquert mit einer maximalen Überdeckung von 1.100 m auf österreichischer Seite überwiegend Dolomite und Kalksteine, wobei erstere über mehrere hundert Streckenmeter dickbankig anstehen. Auf jugoslawischer Seite dominieren Tonschiefer mit Quarzkonglomerat- und Sandsteineinschaltungen. Gebirgsfaltungen und Störzonen treten südlich des Hauptkammes wesentlich stärker auf als nördlich davon; mit Überschiebungszonen mit Gips und Anhydrit wird gerechnet (10). Nachfolgend sollen nur einige der beim Bau zu beherrschenden Probleme aufgezählt werden:

- Abplatzungen infolge druckhaften Gebirges
- Ausquetschungen beim Durchfahren tonreicher und mylonitischer Zonen
- Geologisch bedingte Überprofile im dickbankigen Dolomitbereich (dachartige und großplattige Firstnachbrüche)
- Sohl-Hebungen, Quellungen in den Anhydritstrecken
- Erhöhter Wasseranfall im Bereich von Störzonen
- Durchörterern stark zerdrückter Tonschiefer
- Schlagwettergefahr wegen verstärkter Methangasführung in den Kalk-, Sandstein- und Konglomeratlagen im Tonschiefer.



Bild 20 Nordportal des Karawanken-Straßentunnels, Österreich/Jugoslawien

Das Projekt, das im Spätsommer 1986 auf jugoslawischer Seite und im Frühjahr 1987 auf österreichischer Seite (Bild 20) in die Realisierungsphase getreten ist, wird von der Fachwelt mit großem Interesse verfolgt.

4.5 Tunnelsystem Talsperre Bakun, Malaysia

Für ein auf 2.400 MW Leistung konzipiertes Wasserkraftwerk in der Insel-Provinz Sarawak, soll der Batang Balui Fluß zu einem Speichersee von ca. 40 km³ Inhalt aufgestaut werden. Die Vorplanung sieht neben einer ca. 400.000 m³ großen Kraftwerkskaverne 4 Umleitungsstollen von je 13 m Durchmesser für ein angenommenes Hochwasser während der Bauzeit von 8.000 bis 9.000 m³/s, 9 auf 200 m³/s ausgelegte stahlgepanzerte Zuleitungsdruckstollen von je 7 m und ebensoviele Ableitungsstollen (mit Betonauskleidung) von je 9 m Durchmesser vor (Bild 21). Die im Projektgebiet anstehende Belaga Formation läßt sich in drei felsmechanisch relevante Gebirgszonen einteilen:

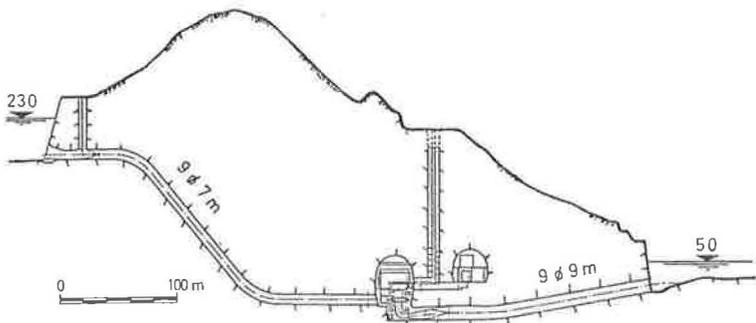


Bild 21 Tunnelsystem des Wasserkraftwerkes (Vorprojektstadium) Bakun, Malaysia

- Bereiche mit überwiegend Grauwacke (Sandsteine und Sandstein-konglomerate)
- Bereiche, die überwiegend von Schiefen geprägt sind
- dünne Einlagerungen aus Schiefer, Schluffsteinen und Grauwacke

Das Trennflächengefüge wird im wesentlichen gebildet von

- | | | |
|----|-------------------------------------|--|
| a) | Schichtung: | $\alpha \approx 140^\circ$ bis 160°
$\beta \approx 50^\circ$ bis 80°
$d_{\max} \approx 5$ m (Grauwacke)
$d_{\min} \approx 5$ mm (Schiefer/Schluffstein) |
| b) | Kluftsystem I: | $\alpha \approx 235^\circ$ bis 250°
$\beta \approx 50^\circ$ bis 80° |
| c) | Kluftsystem II: | $\alpha \approx 100^\circ$ bis 120°
$\beta \approx 50^\circ$ bis 80° |
| d) | Kluftsystem III:
(untergeordnet) | $\alpha \approx 320^\circ$ bis 350°
$\beta \approx 20^\circ$ bis 40° |
| | wobei: | α = Winkel zwischen Nord und Horizontalpro-
jektion der Falllinie
β = Neigung
d = Schichtdicke |

Versetzungen sind bevorzugt in den Kontaktzonen Grauwacke/Schiefer zu finden, mit Verschiebungsmaßen von maximal 2 m.

Bezogen auf die Umleitungsstollen liegt die Schichtung querschlägig. Die Klüfte des Hauptsystems I laufen hier parallel zu den Stollen, was vor allem Nachbrüche und erhöhten Wasserandrang erwarten läßt. Da überwiegend Grauwackezonen durchörtert werden, ist das Risiko jedoch begrenzt. Beim Auffahren der Zu- und Ableitungsstollen werden sowohl die Schichtung als auch die vorhandenen Kluftsysteme schräg angeschnitten werden.

Für die weitere Planungsphase bis zur Ausschreibung dienen mehrere Pilotstollen zur detaillierten Aufnahme des Trennflächengefüges und zur Durchführung aller für ein Projekt dieser Größenordnung erforderlichen, zum Teil großmaßstäblichen Feldversuche und Probenahmen für gezielte Laborversuche.

5 Erosionen / Subrosionen

5.1 Accra - Cape Coast Straße, Ghana

Während der Zeit der Projektbetreuung der im Abschnitt 3.4 beschriebenen Steinbrüche wurde ein Abschnitt der küstennahen Hauptverkehrsverbindung ausgebaut. Die Böschungsneigung neu hergestellter Anschnittböschungen betrug ca. 1 : 1. Innerhalb kürzester Zeit stellten sich Erosionsrinnen ein, die sich bereits nach ca. 2 Jahren erheblich ausweiteten (Bild 22). Drei Gründe sind dafür verantwortlich:

- a) die starke Wasserempfindlichkeit des weitestgehend zersetzten metamorphen Gebirges
- b) auftreffender Schlagregen
- c) über die Böschungskrone fließendes Oberflächenwasser.

Nach Auskunft der zuständigen Stellen hatte man mit einem schnellen natürlichen Oberflächenschutz durch den üppigen Wuchs der vorhandenen Fauna gerechnet, der sich jedoch auf der stark glimmerhaltigen Felsoberfläche nicht einstellte. Für die Ableitung von Oberflächenwasser fehlten die notwendigen Mittel. Eine voraussichtlich konstruktiv günstigere Lösung wäre in diesem Fall die Ausführung einer senkrechten Böschung gewesen, weil hiermit sowohl die Angriffsmöglichkeit des erosionsfördernden Schlagregens als auch dessen Auswirkung aufgrund der Flächenreduzierung des freigelegten Fels verringert worden wäre. Ein am

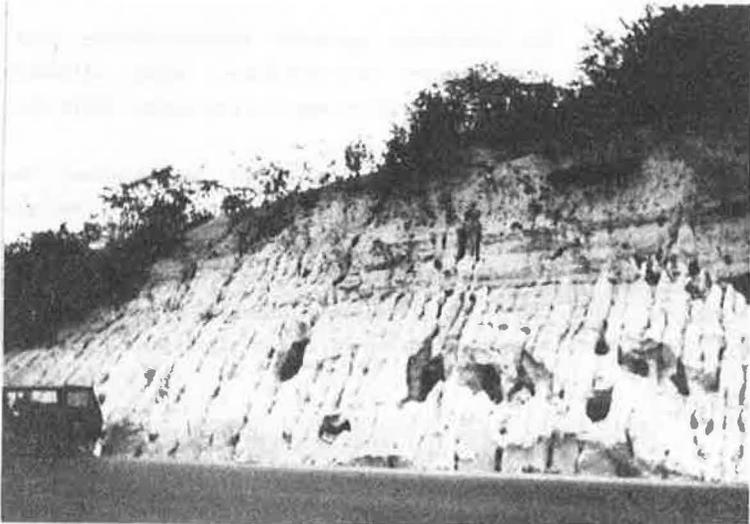


Bild 22 Erosionen an einer neu angelegten Böschung, Accra - Cape Coast-Road, Ghana

Böschungsfuß möglicher und an der Böschungskrone überhängender Bewuchs hätte als weitere Maßnahme zum Böschungsschutz im Falle von Böschungshöhen bis etwa 4 m beigetragen.

5.2 Flughafen Oran - Es Senia, Algerien

Anlaß zur Untersuchung des Untergrundes im Bereich der Start- und Landebahn des zweitgrößten algerischen Flughafens waren aufgetretene konzentrische Risse um die Kreuzfugen der Betonpiste (Bild 23). Als Ursachen stellten sich Subrosionen heraus, die dadurch entstanden, daß Oberflächenwasser durch undichte Fugen eindrang, welches als Sickerwasser seinen Weg durch den darunter anstehenden Gips suchte und diesen dabei auslöste. Da sich das Grundwasser bereits im gesättigten Zustand befand, bildeten sich überwiegend im Bereich des Ruhewasserspiegels

Hohlräume aus. Die Entstehung typischer Gipskarstformen ließ sich anhand mehrerer Aufgrabungen nachvollziehen, wobei offensichtlich unterschiedliche Entwicklungsstadien angetroffen wurden (Bild 24).

Die Dringlichkeit der Sanierung ließ keine umfangreichen Untersuchungen zu, die zudem trotz hohen Aufwands kaum eine vollständige Kartierung aller Hohlräume gebracht hätten. Die Aufzeichnungen und Reste einzelner früherer Sanierungsmaßnahmen erlaubten die Schlußfolgerung, daß bisher keine plötzlichen Einbrüche erfolgt waren. Daraus wurden die Wesenszüge des weiteren Vorgehens abgeleitet:

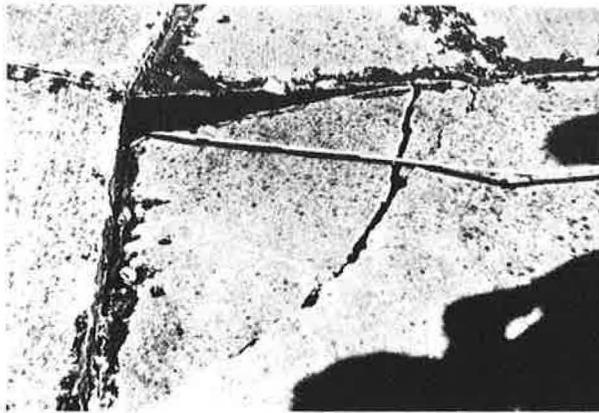


Bild 23 Schäden an der Start- und Landebahn infolge von Subrosionen, Flughafen Oran Es-Senia, Algerien

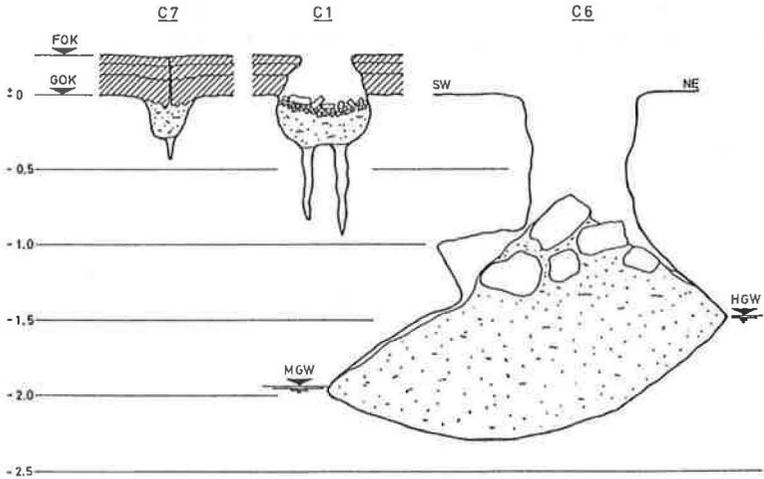


Bild 24 Entwicklung von Gips-Karst-Hohlräumen, dargestellt an einzelnen aufgenommenen Schadensstellen, Oran, Algerien

- Temporäre Sperrung der Start- und Landebahn (zumindest für schwere Flugzeuge) und kurzfristige Sanierung der beobachteten Schadensstellen (verstärkt in Nacharbeit)
- Vorgezogener Neubau der für einen späteren Zeitpunkt vorgesehenen zweiten Piste mit vollständigem Austausch der anstehenden Evaporite bis in eine Tiefe, in der evtl. neu entstehende Hohlräume (trotz umfangreicher Maßnahmen zur Verhinderung von Auslaugungen) unschädlich sind
- Vollsanierung der vorhandenen Piste analog zu den Maßnahmen für die neue Piste.

In diesem Zusammenhang sei noch erwähnt, daß auch bei der geotechnischen Bearbeitung des im Abschnitt 3.2 zitierten Iraq Expressway No One Probleme durch das Vorhandensein von Gips unterschiedlicher Art beim Erdbau zu bewältigen waren (11).

6 Zusammenfassung und Schlußbetrachtung

In diesem Beitrag wurden ausgewählte Beispiele felsmechanischer Aufgabenstellungen und Problemlösungen anhand weltweit verteilter Projekte (Bild 25) zusammengestellt. Das Interesse des Verfassers an dem angesprochenen Fachgebiet erwuchs in der ersten Felsmechanik-Vorlesung, die an einer deutschen technischen Universität überhaupt gehalten wurde und zwar von Professor Leopold Müller an der TH München, und verstärkte sich durch die Möglichkeit der Mitarbeit an den Lehrveranstaltungen bei dessen Nachfolger, Professor Franz Pacher, wofür an dieser Stelle besonders gedankt sei.

Die Vielfalt der vom international tätigen Consultant zu behandelnden felsmechanischen Fragen konnte anhand der gezeigten "case-histories" nur umrissen, keinesfalls jedoch umfassend dargestellt werden. Auch in Zukunft werden umfangreiche felsmechanische Aufgaben zu bewältigen sein bei

- Gründungen und Tunnelbauten, weil im Bestreben, wirtschaftlicher zu bauen, neue Techniken entwickelt werden, bei deren Anwendung die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Gebirge intensiv zu analysieren ist
- Böschungen, da diese bei fortschreitendem Waldsterben in erhöhtem Maße gegen Erosion zu schützen oder sogar schon zu stabilisieren sind und

- neuen Ingenieurbauwerken generell, da weiterhin Verkehrswege für Hochgeschwindigkeitszüge, insbesondere Alpenbasistunnel, und unterirdische Lagerräume etc. zu planen und zu bauen sein werden.

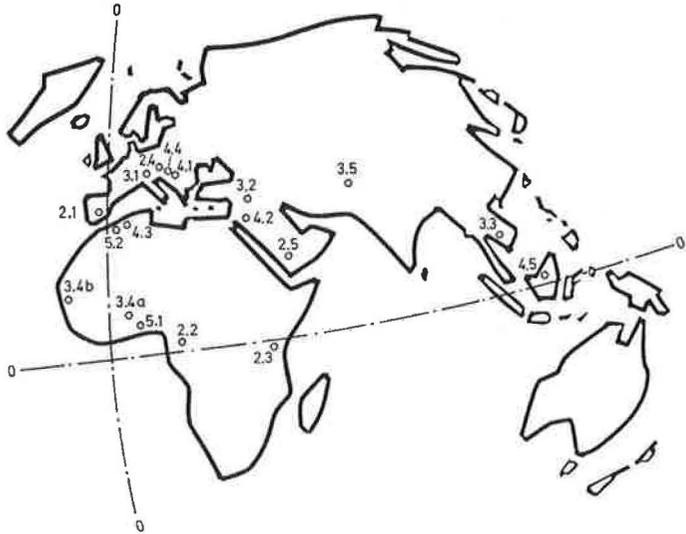


Bild 25 Übersicht über die geografische Verteilung der aufgezeigten Beispiele

Literatur

- (1) Pacher, F. und Werner, H.-U.:
Einführung in die Felsmechanik,
Eigenverlag, 2. Auflage 1978, vergriffen.
- (2) Werner, H.-U.:
Geotechnische Probleme bei Großprojekten im außereuropäischen
Ausland,
Festschrift zum 65. Geburtstag von o. Prof. Dr.-Ing. Richard
Jelinek, München, 1979
- (3) Werner, H.-U., Venegas, H. und Axhausen, K.:
Untergrundverbesserung durch Injektionen für den Bau des
Radioteleskops auf dem Loma de Dilar, Sierra Nevada, Granada.
Berichte von der 3. Nationalen Tagung über Ingenieurgeologie,
Ansbach, 1981
- (4) Werner, H.-U.:
Foundation of a Radio-Telescope at an Altitude of 3,000 m
Proceedings of 5th International Congress on Rock Mechanics,
Melbourne, Australia, 1983
- (5) Werner, H.-U.:
Gründungsprobleme beim Bau von Seilschwebebahnen
Rockmechanics, Supplement 5, Springer, 1976
- (6) Pacher, F.:
Zusammenfassende felsmechanische Begutachtung für die Bergstation
Hunerkogel, 1969, unveröffentlicht

- (7) Werner, H.-U.:
Der Einfluß des ebenen Durchtrennungsgrades von Gefügeflächen auf die Standfestigkeit von Felsböschungen
Berichte vom 2. Internationalen Kongreß über Felsmechanik, Belgrad, Jugoslawien, 1970
- (8) Merkblatt für die gebirgsschonende Ausführung von Spreng- und Abtragsarbeiten an Felsböschungen
Forschungsgesellschaft für das Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 1984
- (9) Werner, H.-U. und Huhn, H. (†):
Ingenieurgeologische Untersuchungen für das neue Hedjaz-Eisenbahnprojekt, eine Feasibility Studie
Felsbau, 2. Jahrgang Nr. 2, 1984
- (10a) Herzog, U.:
Geologisch-geotechnischer Bericht zum generellen Karawankentunnel-Projekt, Klagenfurt, 1978
- (10b) Nosan, A. et. al.:
Bericht über die geologischen Untersuchungen für das Vorprojekt des Karawankentunnels, Belgrad, 1978
- (11) Dorsch Consult, Consulting Engineers:
Report on Gypsum-Containing Soil, Munich, 1982, unpublished

Schriftenreihe
Lehrstuhl und Prüfamnt
für
Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München
Herausgegeben von
Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik
und Felsmechanik

- | | |
|-----------------|--|
| Heft 1
1982 | Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden
- vergriffen - |
| Heft 2
1983 | Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik |
| Heft 3
1984 | In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinnthalbrücke Schaippach |
| Heft 4
1985 | Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande |
| Heft 5
1985 | Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle |
| Heft 6
1986 | Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien |
| Heft 7
1986 | Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse |
| Heft 8
1986 | Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben |
| Heft 9
1987 | Testing of bentonite suspensions |
| Heft 10
1987 | Beiträge zur Felsmechanik |

