

MITTEILUNGEN
des Institutes für Bodenforschung und Baugeologie
Abteilung Baugeologie
Universität für Bodenkultur Wien

Reihe: Angewandte Geowissenschaften



Vorträge 1990/1991

Herausgeber:
B. SCHWAIGHOFER
H.W. MÜLLER

Wien, Dezember 1991

MITTEILUNGEN
des Institutes für Bodenforschung und Baugeologie
Abteilung Baugeologie
Universität für Bodenkultur Wien

Reihe: Angewandte Geowissenschaften

Heft 2

**BAUGEOLOGISCHES
SEMINAR**

Vorträge 1990/1991

Herausgeber:
B. SCHWAIGHOFER
H. W. MÜLLER

Wien, Dezember 1991

INHALTSVERZEICHNIS

KNITTEL, A.: Computer - Werkzeug des Geotechnikers	1
HOLZER, R.: Ingenieurgeologische Probleme bei der Beurteilung der Standsicherheit von Felsböschungen in der Slowakei	38
SCHOMBURG, J.: Tonmineralrohstoffe und ihre Einsatzmöglichkeiten im Bauwesen	51
LITSCHER, H.: KW Koralpe - Geologische Erkundung und Betreuung während der Planung und Bauausführung	63
RIEDMÜLLER, G.: Geologische Aspekte der Gebirgsklassifizierung im Tunnelbau	78
NOWY, W.: 80 Jahre II. Wiener Hochquellen- wasserleitung - ein geologisch- geotechnischer Rückblick	95
SCHERMANN, O.: Überlegungen zur Langzeitsicherheit von Abfalldeponien aus geologischer Sicht	116
ZIMMERMANN, H.: Geotechnische und mineralogische Untersuchungen im U-Bahn- Bauabschnitt U3/14	121

"Computer - Werkzeug des Geotechnikers"

Dipl.Ing. Andreas KNITTEL, Geoconsult, Salzburg

1. Einleitung

Zur Einleitung möchte ich die Begriffe und Arbeitsbereiche erläutern, die in den folgenden Ausführungen von mir verwendet werden.

Die Geotechnik ist das Arbeitsgebiet, das sich im wesentlichen zwei Berufsgruppen teilen: - die Geologen und die Techniker. Als Geotechniker könnte man demnach beide bezeichnen.

Der Begriff **Geotechniker** ist eine Sammelbezeichnung für Baugeologen, Felsmechaniker, Grundbauingenieure.

Diese Bezeichnung leitet sich aber nicht ausschließlich von einem erfolgreichen Studienabschluß ab. Ein Geotechniker kann z.B. ein **Geologe** mit praktischen Erfahrungen an Ingenieurbauwerken sein; - das sind Tunnelbauten, Sperrengründungen, Krafthausgründungen usw. - oder z.B. ein **Ingenieur**, der seine praktische Spezialisierung im Grundbau, der Boden- und Felsmechanik findet.

In diesem Tätigkeitsgebiet treffen sich somit zwei grundverschiedene Charaktere:

Der **Geologe**: Er trägt jenen Teil bei, der sich **meist** - ich betone meist - mit qualitativen Aussagen über den Baustoff des Ingenieurs beschäftigt; Zahlenwerte nennt er fast nur beim Messen von Gefügedaten. Er hat eigene Zeit- und Genauigkeitsbegriffe. Ein Geologe ist meist ein phantasievoller, exzellenter Naturbeobachter.

Der **Bauingenieur** dagegen braucht immer quantitative Aussagen - also Zahlenwerte. Er rechnet gerne und glaubt auch oft an das, was dabei herauskommt. Das Bauwesen billigt der Geologie meist nur einen 2. Rang zu. Im Grunde ist diese Zusammenarbeit aber eine fruchtbare Symbiose.

Der manchmal zitierte **Berechnungsingenieur** ist der Bauingenieur, der sich mit numerischen Berechnungsverfahren auskennt und auch mit der dazugehörigen Problematik in der Natur vertraut ist. Eine Trennung der Person **Computeringenieur** und **Geotechniker** ist meiner Meinung nach nicht sehr sinnvoll.

Seit kurzem ist nun ein **Dritter im Bunde** - ich glaube den hat der Ingenieur mitgebracht:

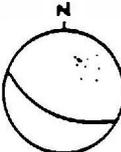
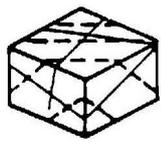
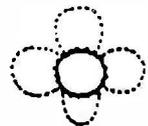
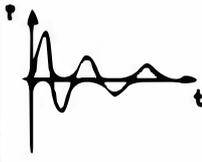
Den **Computer**: Er ist ein neutrales Gerät, meist ohne Lernfähigkeit, er sollte daher wirklich als **Werkzeug** und **Hilfsmittel** und nicht als **Selbstzweck** betrachtet werden.

Was er für Dienste leisten kann, will ich im folgenden an einigen Beispielen illustrieren.

2. Übersicht über nachfolgend vorgetragene Anwendungsbeispiele

Ich habe für heute vier Anwendungsbeispiele vorbereitet, die jeweils einen ganz anderen Stellenwert bei der Lösung von bautechnischen Aufgaben aufweisen und damit aber auch jeweils eine ganz andere Häufigkeit in ihrer Anwendung zeigen (siehe Abb. 1).

Abb. 1: Aufgaben des Computers anhand von vier Anwendungsbeispielen

B S P #	Aufgabe des Computers	Beispiel	Sinnbild
1	<ul style="list-style-type: none"> • ersetzt händisches Auftragen von Meßdaten • übernimmt einfache Rechen- und Zeichenarbeit (auszählen, ...) 	Darstellung und Auswertung von Gefügedaten im Schmidt'schen Netz	
2	<ul style="list-style-type: none"> • errechnet aus Gefügeaufnahmedaten mögliche Klufkörperformen • bringt diese in Beziehung zu einem geplanten Felsbohlraum oder einer Böschung 	Gleichzeitigkeit und Key-Blocks im Fels- und Tunnelbau	
3	<ul style="list-style-type: none"> • Berechnung des Kräfte- spiels im Inneren des Gebirges; z.B. in der Nähe eines Hohlraumbansbruchs 	"Tunnelstark" mit Finiten Elementen	
4	<ul style="list-style-type: none"> • Berechnung von Kräften, Spannungen und Verformungen bei großen, über kurze Zeit stark veränderlichen Belastungen 	"Tunneldynamik" mit Finiten Elementen	

2.1

Ich beginne mit einem bekannten Beispiel, das für den Baugeologen das "tägliche Brot" sein kann: die **Darstellung** und **Behandlung** von **Gefügemäßigkeiten** im **Lagenkugeldiagramm** - auch Schmidtsches Netz genannt.

... diesem ersten Fall ersetzt der Computer bloß Bleistift und Papier; er erleichtert und beschleunigt damit die Auswertung; **bezeichnend** ist aber, daß **genau gleicher Informationsstand** auch ohne Computer **erreicht** werden könnte.

Der PC bringt hier **Zeitersparnis** und **möglicherweise eine breitere Auswertungsvielfalt**, schafft **jedoch keine neuen Erkenntnisräume**, wie das in einem später beschriebenen Verfahren behauptet werden kann.

Da wir heute auch über das dazu notwendige **Werkzeug** sprechen wollen - also **Computer und Programm** - werde ich auch jeweils **kurz auf die Verfügbarkeit, Bedienbarkeit und Praktikabilität** eingehen.

2.2

Im 2. Beispiel ist der Computer nicht mehr **reiner Ersatz für Bleistift und Lineal**, sondern er **erübrigt bereits mehr oder weniger aufwendige Konstruktionen** mit Zirkel und Lineal und er **unterstützt in manchen Fällen durch graphische Darstellungen die Vorstellbarkeit der Ergebnisse** - was wiederum beim Dialog zwischen Geologen und Techniker **hilfreich** sein kann.

Der Computer hat einen **ähnlichen Stellenwert** bei der **Lösung von Aufgaben**, wie beim ersten Beispiel - **jedoch werden diese Arten von Untersuchungen, weil sie bereits recht aufwendig sind, händisch einfach nicht mehr durchgeführt**. Die zu lösende Aufgabe ist **jedoch einfach und von geometrischer Natur**, manchmal bereits in Kombination mit einem **einfachen, räumlichen Gleichgewichtssystem**.

2.3

Beispiel 3 zeigt anhand eines klassischen Tunnelstatik-Beispiels die Anwendung der FE-Methode. Da diese Methode gerade im Tunnelbau sehr populär geworden ist und ihr oft mit Respekt und unbegründet mit Skepsis begegnet wird, möchte ich hier etwas hinter die Kulissen blicken. Vielleicht gelingt es mir ein größeres Verständnis für diese Methode zu wecken und gleichzeitig die Möglichkeiten und Grenzen darzustellen.

Bei diesem Beispiel verwende ich ein Rechenverfahren, das ohne Computer nicht angewendet werden kann. Man nennt diese Methoden "numerische Verfahren". Sie erlauben uns an Lösungen heranzukommen, wie es zuvor nicht möglich war. - Der Computer ist ein unbedingt notwendiger Bestandteil am Weg zur Lösung des Problems.

2.4

Das Abschlußbeispiel soll einen kurzen Einblick geben, welche Komplexität ein Problem dieser Art erreichen kann. Ich bringe hier Aspekte, die untersucht wurden, um den Einfluß einer oberirdischen Detonation auf ein unterirdisches Hohlraumbauwerk zu ermitteln.

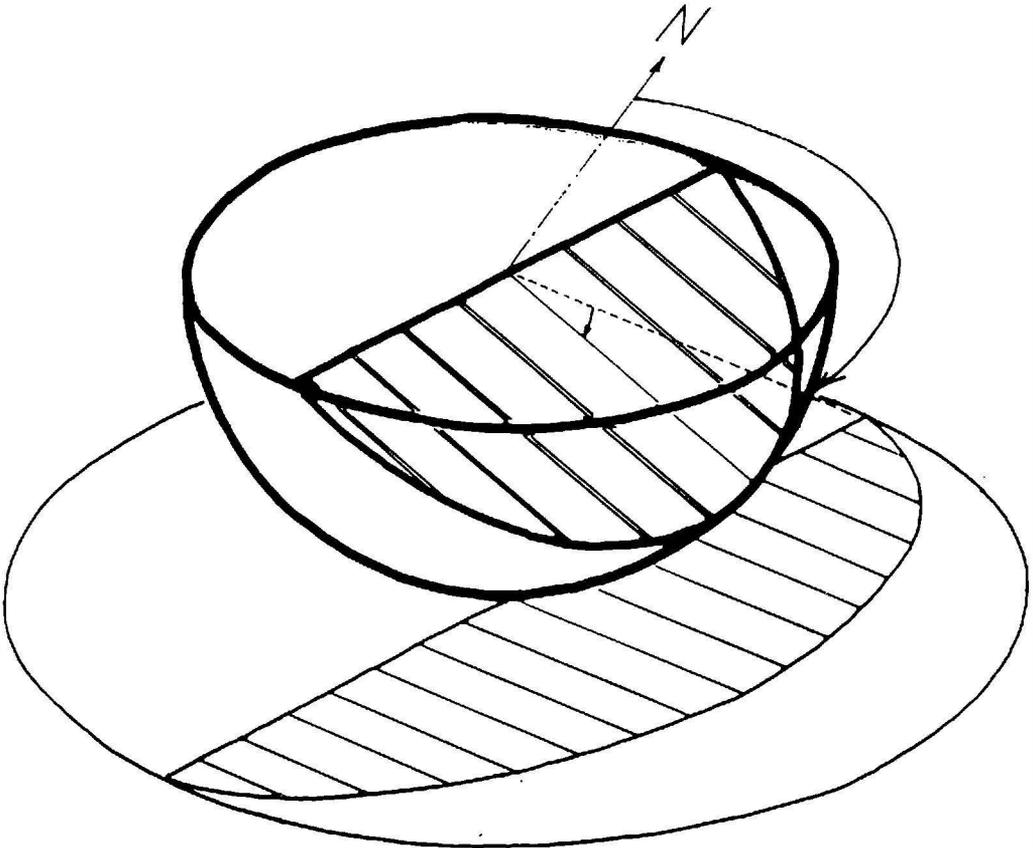
3. Auswertung von Gefügedaten (BSP 1)

Messung von Gefügedaten:

Die Messung von Streichen und Fallen, besser des Fallwinkels und der Fallrichtung (Azimut), von ebenen Gefügeelementen wie Klüfte, Schichtung, Schieferung sowie die Streichrichtung und Neigung von linearen Elementen - Harnische, Lineationen Stengelungen oder Achsen mit dem Geologen-Kompaß muß heute sogar der Bauingenieurstudent in den geologischen Übungen erlernen.

Die Meßwerte lassen sich dann recht einfach in einer ebenen Projektion der Einheitskugel darstellen. Diese Diagramme ergeben für den Geologen "Fieberkurven" des Kartierungsgebiets, die - zugegeben - dem Laien nicht immer etwas sagen.

Abb 2: Lagenkugel, Diagramm (Gefügemessung und Auswertung)



Zahlreiche Konstruktionen, Verfahren und Auswertungsmöglichkeiten der Meßergebnisse lassen sich vorzüglich in diesen Diagrammen durchführen. Ich nenne nur die Ermittlung des Winkels zwischen zwei Ebenen, z.B. Klufscharen, die Lage einer Böschungsfäche in bezug zum Trennfächengefüge, usw.

Abb 3: Listen

Geo-Statistik

Mit 17 Okt 1990 17:50

File: GUL_A.GEO

Richtungsstatistik

Konfidenz	=	99.00 %
Anzahl der Daten	=	594
prozentueller Regelungsgrad	=	51.30 %
Konzentrationsparameter	=	4.10
Vertrauenskegel	=	4.06%
Sphaerischer Öffnungsgrad	=	44.26%
Schwerpunktsflaeche	=	167.5/32.2

Eigenwerte Eigenvektoren

1)	0.121	176/ 38
2)	0.209	82/ 6
3)	0.670	345/ 51

	1.000	

Verteilungsform

Zylindrizitaet	=	28 %
Kleinkreisregelung	=	58 %

Die Probe liegt im Cluster-Feld.

Für die statistische Behandlung werden z.B. Besetzungsdichten von Polpunkten ermittelt, für andere Anwendungen gibt es Kennwerte wie z.B. Prozentueller Regelungsgrad, Eigenwerte und -vektoren, Konzentrationsparameter, sphärischer Öffnungsgrad. Der Ingenieurgeologe interessiert sich oft für Verschnitte bestimmter Ebenen oder für die günstigste Richtung des Ankers einer Hangsicherung, auch unter Berücksichtigung der Reibung.

Alle diese Vorgänge sind Aufgaben, die bis vor kurzem (fast) ausschließlich mit Bleistift und Papier (richtig: Oseate) durchgeführt wurden. Alle eignen sich aber auch für die Bearbeitung mit einem Computer.

Das habe nicht erst ich erkannt! Schon vor vielen Jahren - ja bereits Jahrzehnten - haben Wissenschaftler die Hochschulrechenanlagen mit Lochkarten gefüttert, um Gefügedaten elektronisch auszuwerten. Man muß dazu sagen: meist jedoch für rein wissenschaftliche und regionalgeologische Untersuchungen - nie jedoch für bautechnische Fragestellungen.

Erst der Siegeszug des Personal-Computers (PC), der jetzt (leider) schon auf fast jedem Schreibtisch zu finden ist, hat den PC zum echten Werkzeug auch in der Gefügeanalyse gemacht.

Vor etwa neun Jahren wurde hier auf der Hochschule an einem Tischrechner - es war glaube ich eine Olivetti P6060 mit 64kB Speicher - ein Programm zur Darstellung und statistischen Behandlung von Gefügemessdaten entwickelt. Vor nun bald 6 Jahren erhielt das Baugologie-Institut hier seinen ersten PC - einen Hewlett-Packard HP150 mit 256kB Speicher und einem kleinen aber ausgezeichneten Graphikbildschirm. Auf diesem Rechner wurden sehr praktikable, den Bedürfnissen des Anwenders gerechte Programme für die Behandlung dieser Aufgaben entwickelt.

Der Markt für solche Programme ist nicht sehr groß, dementsprechend klein ist auch der Entwicklerkreis. Die heute auch kommerziell verfügbaren Programme stammen meist aus Hochschulentwicklungen. Dementsprechend ist auch die Benutzerfreundlichkeit geringer gehalten - oder gar nicht vorhanden. Erst wenn ein Programm einige Jahre in Zusammenarbeit mit der Praxis weiterentwickelt und gepflegt wurde, kommt das gut brauchbare Produkt heraus. Ich stelle die Forderung auf, daß wirtschaftlich einsetzbare Programme so benutzerfreundlich sein müssen, daß der Geologe nach zweimonatiger Geländearbeit seine Ergebnisse ohne großartigem Manual-Studium in kürzester Zeit selbst zu Papier bringen kann.

Abb. 4: Diagramme

Gedruckt am Mit 17 Okt 1990 um 16:22
 Datei : F:\TURBO\GEO\DATA\GRI_A.GEO

Gewählte Klassen : Ebene 594 (594)

1 E 176 (176) 11 E 6 (6) 12 E 15 (15) 2 E 83 (83)
 3 E 314 (314)

Grosskreise :

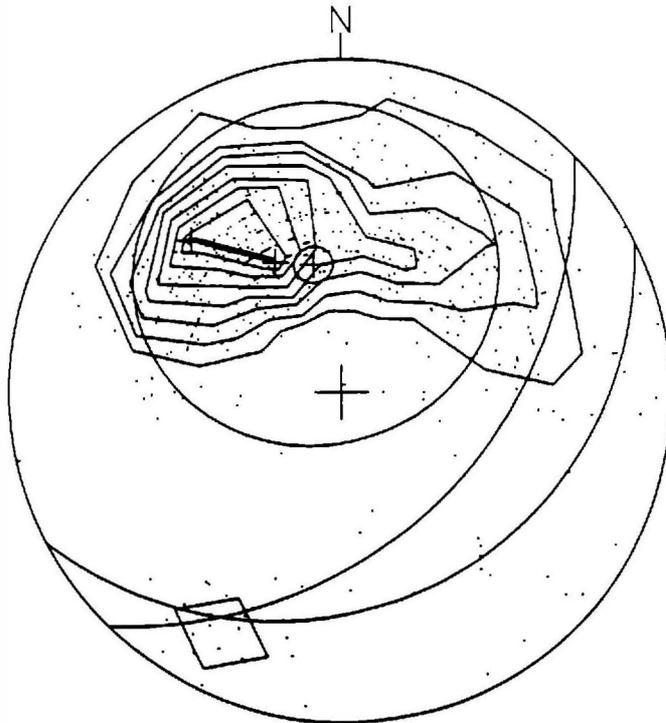
153/36/ 7.7% 135/54/ 7.7%

Isolinien :

1.0 % 2.0 % 3.0 % 4.0 % 5.0 % 6.0 % 7.0 % 7.7 %

Kleinkreise :

168/32/05 168/32/44



Eine neueste, dazupassende Geräte-Entwicklung ist: ein registrierender Geologen-Kompaß, mit dem man die Aufnahmewerte direkt im Gelände speichert und z.B. abends in den Computer lädt. - Er ersetzt jedoch sicher nicht eine gewissenhafte Kartierungsarbeit des Geologen.

Was bietet die computerunterstützte Auswertung nun für zusätzliche Vorteile und Möglichkeiten:

- sehr rasche Auswertung
- bei regionalen Kartierungen oder bei Aufnahmen von längeren Tunnel- oder Stollenbauwerken sind nachträgliche, synoptische Auswertungen über große Bereiche sehr einfach möglich
- beliebige Art der Darstellung: Polpunkte, Großkreise, Isolinien.. und Kombinationen.
- Übernahme von diesen Grundlagenergebnissen in weitere Programm-Module, mit denen geometrische und mechanische Aufgaben gelöst werden können.

Beispiele:

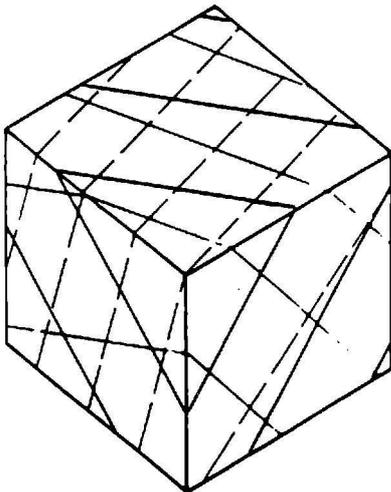
- * Ermittlung der günstigsten Ankerriechung bei Felsböschungssicherungen.
- * Verschnitt mehrerer Ebenen
- * daraus mögliche Klufkörperformen.
- * Gefüge in Bezug auf Hauptbeanspruchungsrichtungen: z.B. Einleitung großer Kräfte bei Fundamenten, Widerlagern (Stichwort:Frøjus)
- * mögliche Klufkörper in Bezug auf Hohlraumform und -lage.

4. Darstellungshilfe/Entscheidungshilfe (BSP 2)

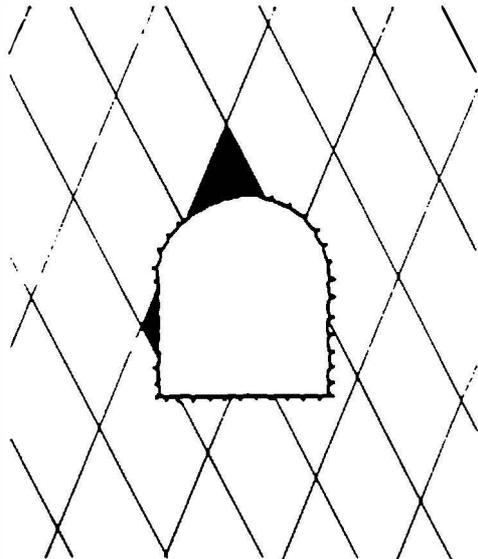
Als zweiten Anwendungsfall möchte ich die räumliche Darstellung von Klüftkörpern und ihren Bezug auf ein Hohraumbauwerk herausgreifen. Dies ist eine der eben angesprochenen Weiterbearbeitungsmöglichkeiten.

Abb. 5: Gefügeblock, Keyblock

Darstellung



Berechnung



Besonders für den Hohiraumbau, aber auch für die Beurteilung von Felsböschungen ist es notwendig, die Form und Größe sowie die Raumlage von Kluftkörpern abzuschätzen. Im Tunnelbau ist auch ihre Stellung relativ zur Vortriebsrichtung von großer Bedeutung.

Im vorigen Beispiel wurde gezeigt, wie die Grundlagen dazu ermittelt werden. Erscheinungen, die mit dem Auge einfach und oft sehr deutlich wahrgenommen werden können, werden nun durch Meßwerte beschrieben und in den Computer gezwängt, damit er uns wieder dieses Bild der Trennflächenscharen oder Kluftkörper am Schirm zeigen kann. - Wozu das ? (Siehe auch Abb. 6)

1.) oft ist es nicht so deutlich erkennbar, wie ein Kluftkörper aussehen kann. Kleinere Aufschlüsse zeigen nur die eine oder andere Schar. - Erst mehrere Aufnahmen und die Auswertung wie im 1. Beispiel bringen Klarheit ins System. Der Computer kann so einen ideellen Aufschluß mit gesamtem Informationsgehalt darstellen.

2.) Mit der Darstellung ist ja das Auslangen noch nicht gefunden. In unserer Branche folgt meist noch die Baumaßnahme, zu der aus geotechnischer Sicht Aussagen gefordert sind - und hier kann ein Computer wirklich helfen:

Ich denke an eine zu errichtende Felsböschung z.B im Straßenbau - es kann aber genauso, etwas aktueller, beim Eisenbahnbau oder eine verbleibende Böschung in einem Steinbruch sein.

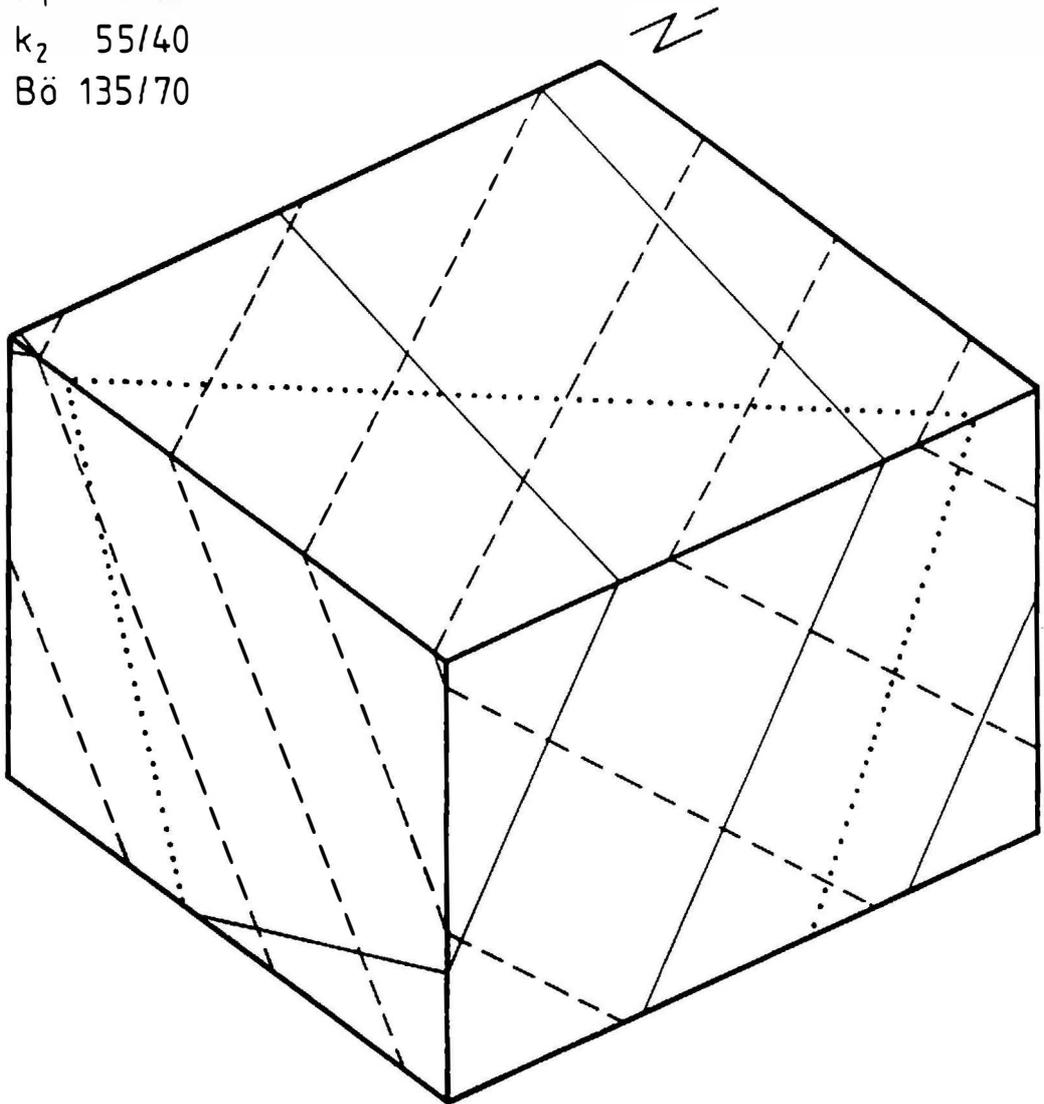
Stellen Sie sich vor, hier (Abb 6.) durch soll ein Verkehrsweg errichtet werden; Richtung SW nach NE. In einem Einschnitt ist eine 15 m hohe Böschung zu errichten. Sie haben erkundet, daß unter einer dünnen Waldbodenschicht Fels mit diesem mechanisch wirksamen Trennflächengefüge zu erwarten ist. Die Aufgabe an Sie lautet etwa: Wie steil darf die Böschung werden, müssen zusätzliche Sicherungsmaßnahmen gewählt werden, usw.

Abb. 6: Block mit Klüften und N-Richtung

k_1 190/60

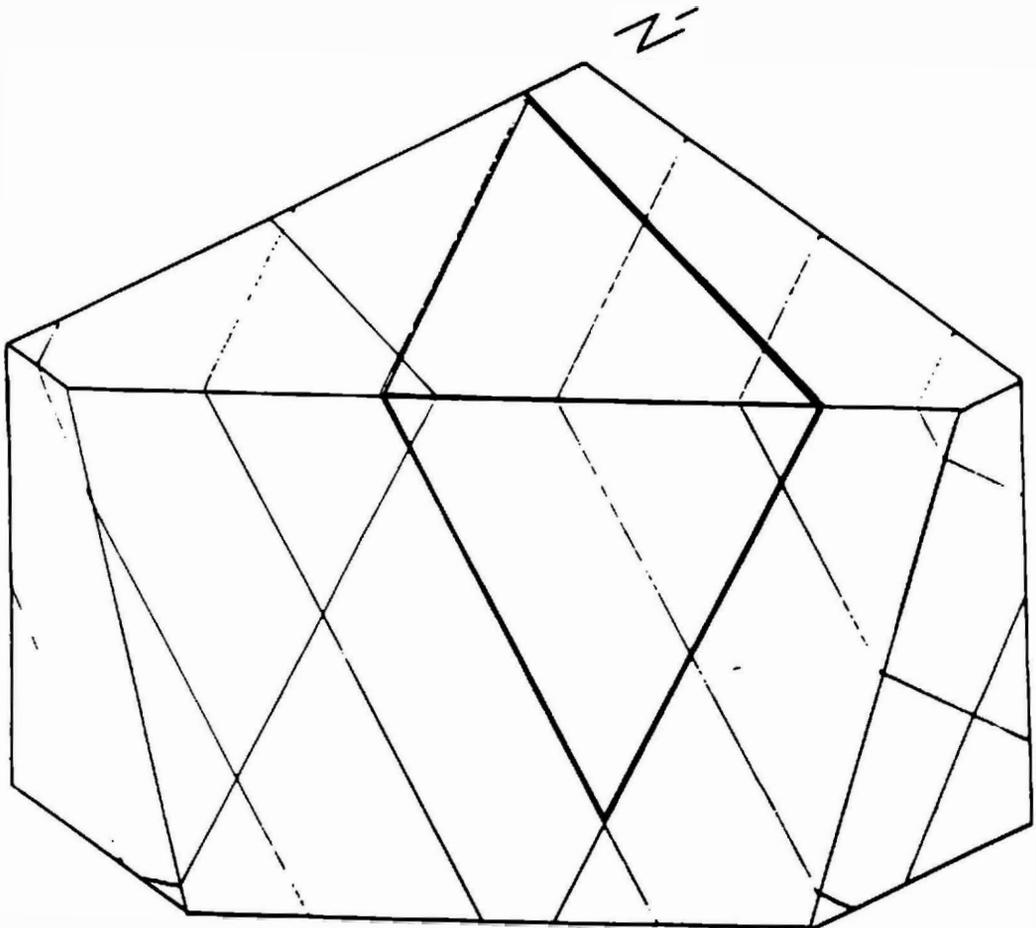
k_2 55/40

Bö 135/70



Im Büro werden Sie - oder ich - nun versuchen eine Böschung durch diesen Block zu legen, die Verschnitte der Trennflächen auf der Böschungsfäche zu konstruieren, Klutkörper suchen und jene rot anmalen, die für eine weitere Untersuchung der Standsicherheit in Frage kommen könnten

Abb. 7: Böschung mit Gefüge im Blockbild



Diese Berechnungen werden nun mit verschiedenen Reibungswerten durchgeführt und vielleicht zeigt es sich, daß der eine oder andere Körper bei der gewählten Böschungsneigung doch gefährdet ist. - Das Spiel kann also mit geänderter Böschungsneigung neu beginnen, oder wir schlagen zusätzliche Mittel zur Sicherung vor: z.B. Ankerungen. Hierzu wäre ebenfalls gleich die günstigste Richtung der Anker, ihre Länge und die aufzunehmende Kraft anzuführen.

Ein Beispiel, wie es von Hand durchgeführt werden kann; der Computer kann es mit einem geeigneten Programm aber viel schneller. Vorteil: mehrere Varianten sind im Nu untersucht, die wirtschaftlichste, oder jene, die im speziellen Fall die geeignetste ist, kann rasch ausgewählt und nachgewiesen werden.

Vorgang mit Computerunterstützung:

Eingangswerte sind aus der Gefügaufnahme, Kartierung und Auswertung wirksame Trennflächen.

Die Lage der geplanten Trasse und der Böschung, oft auch die Böschungsneigung ist aus dem Projekt meist vorgegeben.

Mit dem Computer läßt sich nun der Verschnitt vom Gefüge an der Böschung darstellen und die Geometrie von möglichen Gleitkeilen errechnen und darstellen (siehe Abb. 8: Gleitkeil).

Nach Eingabe von mechanischen Eigenschaften wie Raumgewicht und Reibungsbeiwerte sowie der geometrischen Eichung des Körpers - (Maßstab) - lassen sich die Standsicherheiten oder erforderliche Ankerkräfte errechnen (siehe Abb. 9: Key-Block 2D).

Abb. 8: Gleitkeil

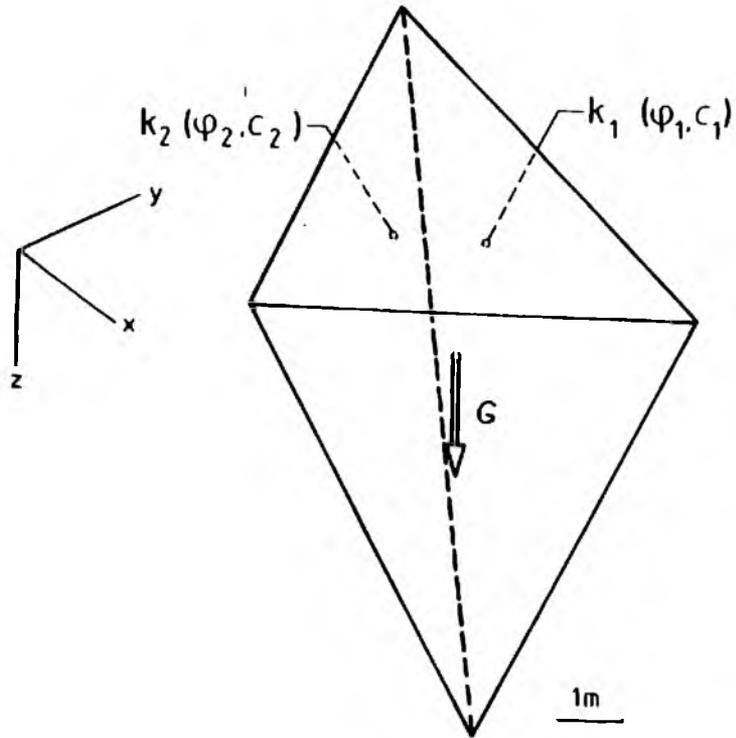
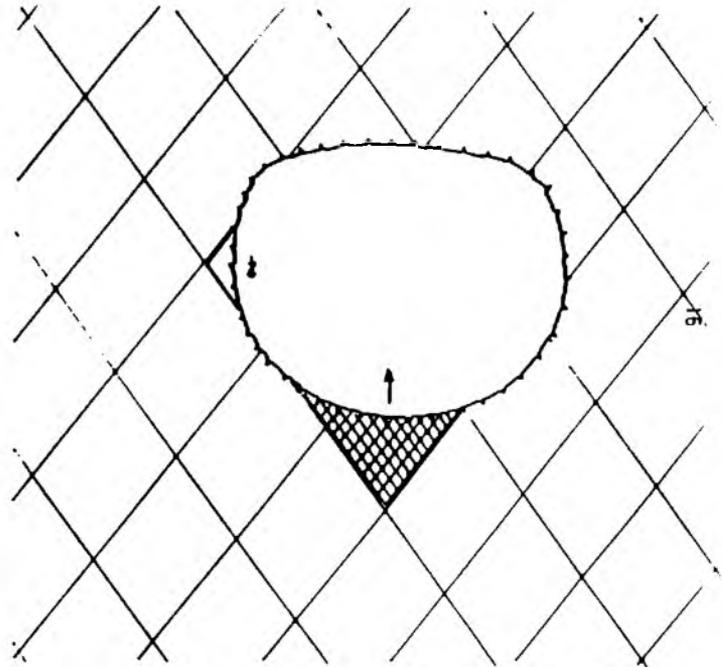


Abb. 9: Key-Block 2D



Gehen wir mit diesem Problem unter die Erdoberfläche - also z.B. in den Tunnel, dann lautet die Frage doch eher:

- * wie liegt das Trennflächengefüge in bezug auf die Vortriebsrichtung
- * welche Klufkörper können bei einer bestimmten Querschnittsform auftreten

und schließlich:

- * können diese Körper aus dem Verband herausfallen - ähnlich einem Schlußstein eines alten Gewölbes.

Dieser Problembereich ist jedenfalls dreidimensional zu betrachten!

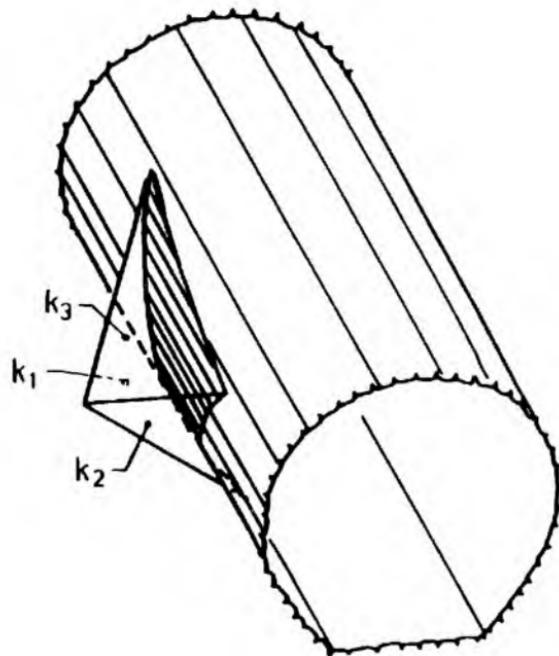
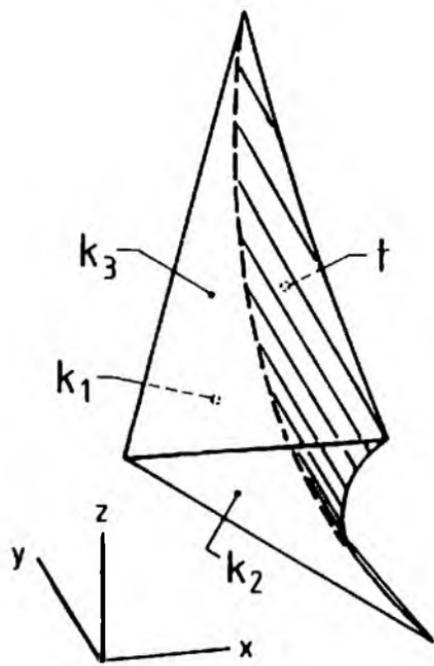
In der Literatur ist dafür inzwischen die Key-Block-Theorie ein Begriff geworden. Prof. Goodman/California ist hier als Vater zu nennen. Die Block-Theorie nach Prof. Charles Fairhurst/Minneapolis beschäftigt sich ebenfalls mit diesen Diskontinuumproblemen. An beiden Instituten wurden zahlreiche Entwicklungen auf diesem Sektor gemacht. Praktisch alle Computerprogramme dazu stammen von Peter Cundall oder Genhua Shi, Mitarbeiter von Fairhurst bzw. Goodman.

Der Vorgang bei der Lösung des Problems unter Tage mit dem Computer ist ähnlich wie im Beispiel zuvor mit der Böschung:

Die Trennflächen und die Tunnelform und -richtung sind bekannt bzw. vorgegeben. Mit dem Computer lassen sich nun sozusagen durch Parallelverschieben der Trennflächen mögliche Klufkörperformen in der Umgebung des geplanten Hohlraumes errechnen und darstellen.

Das Ergebnis kann etwa so aussehen: (siehe Abb. 10: Key-Block 3D)

Abb. 10: Key-Block 3D



Wenn es die Aufgabenstellung erlaubt, kann mit diesem Hilfsmittel eine Trassenoptimierung erfolgen oder die günstigere Vortriebsrichtung bestimmt werden.

Nun noch einige Worte zum erforderlichen Werkzeug:

Alle hier gezeigten Diagramme und Folien wurden aus Berechnungen am PC ermittelt, wenngleich einige mit Hand für die Projektion durchgezeichnet werden mußten, da ein Teil der Software schneller am Matrix-Printer ausgibt und ich - obwohl oder gerade deshalb, weil ich der Leiter der gesamten EDV in unserem Büro bin, also verantwortlich für über 30 PCs, Workstations, Server, des Local-Area- und Wide-Area Netzwerkes und der gesamten Peripherie mit einigen Plottern und Laserprintern - habe noch keine Gelegenheit gefunden, in der Eile der Vorbereitungen alles im Original mit Overheadstiften zu plotten.

Die erforderliche Hardware ist immer dieselbe: ein PC - man sagt IBM AT kompatibel; das heißt ein ganz gewöhnlicher Personalcomputer mit einem Diskettenlaufwerk, um Programme einfüllen zu können und möglichst mit einer Festplatte, um bei den inzwischen schon recht umfangreichen Programmen nicht zum Disk-Jockey aufzusteigen.

Bei den meisten Programmen ist es nützlich einen mathematischen Coprocessor zu verwenden, das beschleunigt die Rechenoperationen erheblich - statt 10 Sekunden wartet man dann nur mehr 2 Sec. auf das Ergebnis.

Für die graphischen Darstellungen sind EGA oder VGA Graphik-Systeme erforderlich, die heute aber als Standard anzusehen sind.

Die meisten Programme können graphische Ergebnisse bereits auf Standard Matrix-Printer ausgeben, ebenso häufig ist eine HPGL-Format Plotterausgabemöglichkeit, seltener sind noch Laseransteuerungen, aber mit geeigneter Hilfssoftware läßt sich inzwischen jede beliebige Peripherie ansprechen.

Eine gut brauchbare Arbeitsplatz-Hardware-Ausrüstung kostet ohne Plotter zwischen ÖS 40.000.-- und 80.000.--, ein geeigneter Plotter etwa 25.000.--; für Hochschulen natürlich viel weniger.

Bei der Software wird es komplizierter. Der Markt ist verhältnismäßig sehr klein - und wie bereits angedeutet - stark von Entwicklungen an Hochschulen geprägt.

Es gibt im Augenblick kein Programmpaket, das alle Erfordernisse befriedigend abdeckt. Es gibt aber Pakete, die einzelne Teilbereiche schon recht gut abdecken und zu dem mäßige bis gute Benutzeroberflächen aufweisen.

Nun noch einen Schritt tiefer in die Computerwelt - näher hin zu zahlenfressenden Superrechnern. Für diese sind folgend beschriebene Berechnungsmethoden eine Delikatesse:

5. Numerische Standsicherheitsberechnungen von künstlichen Hohlräumen im Fels - vorerst und häufigst bei statischer Belastung (BSP 3)

Das Herstellen von untertägigen Hohlräumen ist eine alte Kunst, die Berechnung von Spannungen und Verformungen, die dabei auftreten, ist jedoch im Vergleich dazu ein junges Bedürfnis.

Die Forderung des Ingenieurs, für sein Bauwerk eine quantitative Aussage über die Standsicherheit zu machen, führte im Tunnelbau zu zahlreichen Versuchen, Berechnungsmethoden und Berechnungsphilosophien zu entwickeln. Dies, trotzdem der Begriff "Sicherheit" besonders in diesem Bereich des Bauwesens am wenigsten gut definiert ist.

Ein populärer Versuch, das mechanische Geschehen bei Tunnel-, Stollen- und Kavernenausbrüchen zu simulieren, sind Verfahren nach der Methode der finiten Elemente.

Finite Element Methode

- 1 - Entwicklung seit etwa 30 Jahren
- 2 - Methode setzt den Einsatz eines Computers voraus
- 3 - universelles, numerisches Berechnungsverfahren
für fast alle Ingenieurdisziplinen
- 4 - basiert auf der Kontinuumstheorie !

Diese Berechnungsmethode setzt unbedingt den Einsatz eines Computers voraus. Erst mit der Entwicklung von digitalen Rechenanlagen entstanden auch diese Rechenprogramme. Die eigentliche Entwicklung begann vor etwa 30 Jahren und ist im gleichen Maße wie die Hardware-Entwicklung noch nicht abgeschlossen.

Finite Element Methode
Beispiele für Anwendungen

Automobilindustrie
Luft- / Raumfahrtindustrie ...
Kunststofftechnik
Maschinenbau
Anlagenbau
Reaktorbau
Elektrotechnik
Strömungsmechanik
Bauwesen

Stark von: Platten
Gründungen
Scheiben
Stauwäern

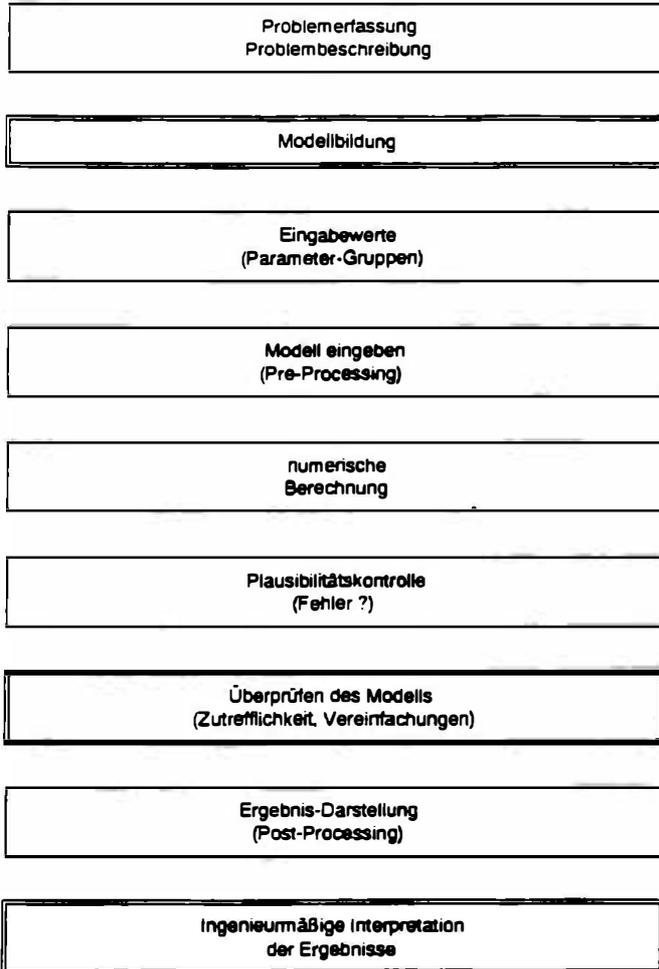
Stahlbau: Stabilitätsuntersuchungen ...

Grundbau: Dämme
Böschungen
Hohlraumbauten ...

Hauptanwendungsgebiet ist heute die Automobilindustrie, gefolgt von der Luft- und Raumfahrtindustrie, der Kunststofftechnik usw. Erst in der letzten Reihe in dieser Aufzählung findet man das Bauingenieurwesen. Innerhalb dieser Gruppe wiederum nehmen die Berechnungen für den Tunnelbau einen Platz in einer hinteren Reihe ein. Das ist wohl auch ein Grund, weshalb die meisten kommerziellen und jedenfalls alle Groß-FE-Programme nicht speziell auf Tunnelberechnungen Rücksicht nehmen. Erst ein intensives Befassen mit oft kiloschweren Manuals läßt den geschulten Anwender einen praktikablen Lösungsweg für sein Problem erkennen.

Später im Beispiel werde ich kurz auf diese Problematik verweisen.

Folgende Schritte charakterisieren einen Berechnungsablauf einer Tunnelberechnung ganz allgemein:



Die **wesentlichsten Stationen** sind **doppelt eingerahmt**. Ich werde mich bei diesen Themen **etwas ausführlicher** halten, **insbesondere bei der Modellbildung**, die mir mit Abstand am wichtigsten in dieser Folge erscheint.

A. Problemerkfassung/Problembeschreibung:

Vor der **Berechnung** müssen die **Ziele definiert** werden.

Bei einer **Tunnelberechnung** kann die **Fragestellung** lauten:

- zu **erwartende** **Oberflächensetzung**
- **Beanspruchung** der **Ausbaumittel**
- **Einfluß** eines **bestimmten** **Vortriebsschemas...**
- **Einfluß** **einzelner** **Eingangsgrößen** **auf** **das**
Untersuchungsergebnis

Sie können sich sicher vorstellen, daß **dieser Katalog** nicht **vollständig** ist und bei einer **anderen Aufgabenstellung**, wie es zum **Beispiel eine Berechnung an einer Gewölbemauer** ist, ganz anders aussieht.

B. Modellbildung

Zur **Modellbildung** gehören folgende **Festlegungen**:

(am **Beispiel einer statischen Tunnel-FE-Analyse**)

- | | | |
|----|----------------------------------|---|
| a) | Netz
Elementtyp | Form und Abmessung des Modells;
Art des Untersuchungsfeldes:
räumlich, rot.-symmetrisch,
ebener Verformungszustand,
ebener Spannungszustand. |
|----|----------------------------------|---|

- | | | |
|----|---------------------------------|---|
| b) | Material | Verhalten - qualitativ: elastisch,
plastisch, zeitabhängig --> Gesetze
quantitativ: E, ν , γ , c, 0 |
| c) | Vorgang
Lasten | Lastfälle und Bauzustände
Eigengewicht - prim. Spannungszust.
Ausbruchslasten ("Vorentlastung")
Wasserdrücke ... |

Zum besseren Verständnis des Begriffes "Modellbildung", der die Übertragung des Problems in der Natur in ein jedenfalls vereinfachtes und idealisiertes Rechenmodell bezeichnet, ist es notwendig, einige Worte über das Wesen der FE-Methode zu verlieren. - Ich halte mich absichtlich kurz und bringe einige Dinge stark vereinfacht - es geht uns heute ums Verständnis.

Die FE-Methode ist ein universelles Werkzeug für fast alle Ingenieurdisziplinen.

In ihrer Anwendung auf Strukturen kann man sie als Weiterentwicklung früherer Rechenverfahren betrachten, bei denen die Struktur durch diskrete Stab- und Balkenelemente dargestellt wurde. Die FE-Methode benutzt nun die gleichen Verfahren der Matrix-Algebra, verwendet aber anstelle von Stäben und Balken finite Elemente, die durch z.B. ebenen Verzerrungszustand, ebenen Spannungszustand, durch Rotationssymmetrie oder durch dreidimensionales Verhalten gekennzeichnet sind.

Dazu wurden im Laufe der letzten etwa 25 Jahre eine Vielzahl von Elementen entwickelt, die jeweils für einen Anwendungsbereich spezielle Vorzüge aufweisen, aber für ein anderes Problem sogar unbrauchbar sein können. Jedes FE-Programm besitzt daher eine mehr oder weniger umfangreiche Element-Bibliothek. Als Größenordnung: kleine Programmpakete stellen 10-30 Elemente zur Verfügung; bei großen Programmen sind es auch weit über 100!

Ein Beispiel am Rande:

Die Königsperre - uns allen gut bekannt - wurde in der Projektierungsphase noch mit Rechenverfahren untersucht, bei denen die Struktur also in dem Fall die Gewölbemauer - durch Stab- und Balkenelemente diskretisiert wurde. Der Untergrund wurde durch entsprechende elastische Bettungen simuliert. Das realistische Schalenverhalten konnte dadurch nur beschränkt dargestellt werden; die Interaktion mit dem Fels ebenso.

Dieses Beispiel sollte lediglich zeigen, wie jung die Anwendung der FE-Methode in unserem Bereich erst ist.

1. Im ersten Schritt eines Berechnungsvorganges wird der zu untersuchende Bereich in Elemente zerlegt und angenommen, daß in diesem Bereich kontinuierliche Bedingungen für die untersuchten Eigenschaften herrschen, die durch einen Typus von Differenzialgleichungen beschrieben werden können. - Hier sehen wir aber bereits, daß diese Voraussetzungen für unseren Baustoff "geklüfteter Fels" gar nicht erfüllt sind und das Verfahren vielleicht gar nicht geeignet sein könnte. - das stimmt auch!! - Nur über spezielle Programmalgorithmen und auch Elementtypen lassen sich solche diskrete Unstetigkeiten unterbringen.

Die Bildung des Elementnetzes und die Auswahl geeigneter Elementtypen ist also eine Aufgabe des Berechnungsingenieurs. Damit geschieht aber bereits ein sehr wesentlicher Schritt der Übertragung Natur-Modell.

2. Der zweite Schritt weist den Elementen noch Eigenschaften zu. Diese sogenannten Materialbedingungen und -gesetze sind in einer Mat-Bibliothek zusammengefaßt. Es werden meist neben den klassischen Bruchkriterien nach Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Tresca und von Mises noch Gesetze jüngerer Forschungen zur Verfügung gestellt, wie z.B. für tonige Böden Critical State, Modified Cam Clay usw. Für die Anwendungen im Grund- und Felsbau sind Mohr-

Coulomb und Drucker-Prager meist ausreichend gut geeignet. Dazu haben die darin enthaltenen Parameter eine physikalische Bedeutung.

Die Aufgabe des Ingenieurs ist es wiederum, ein Gesetz zu verwenden, das den Eigenschaften seines Baustoffes am ehesten entspricht. Weiters muß er dazu noch die nötigen Parameter quantifizieren. Das geschieht - ich spreche aus Erfahrung - meist durch Schätzen! Nicht immer liegt das Ergebnis einer Berechnung dadurch auf der sicheren Seite, daß man z.B. die elastischen Eigenschaften etwas weicher ansetzt. Der Einfluß der zu schätzenden Größe sollte wohlbekannt sein oder er muß - wie folgend auch noch beschrieben wird - durch Parametervariation abgesichert werden.

Für Mohr-Coulomb und Drucker-Prager sind diese Werte der Reibungswinkel ϕ , die Kohäsion c , die Querdehnzahl ν und der Elastizitätsmodul E . Dazu kommt noch, daß das Materialverhalten unserer Stoffe, also Boden und Fels, oft nicht rein elastisch ist. Eine weitere Vorgabe muß nun gemacht werden, wie sich das Material nach Erreichen eines Bruchkriteriums verhält. Oft wird das gesamte Verhalten vereinfacht linear elastisch bis zum Bruch und danach ideal plastisch angenommen.

3. Als Drittes wird nun angegeben, was eigentlich geschieht: Das ist meist die Angabe von Belastungen, wie Eigengewicht, Ausbruchslasten, äußere Lasten von Gebäuden...

Ganz wesentlich ist aber der Ablauf, wann welche Lasten aufgegeben werden und welche Elementgruppen aktiviert bzw. deaktiviert werden. Es gilt also den tatsächlichen Ausbruchs-Sicherungs- und Vortriebsablauf auch in die Rechenprozedur zu übertragen. Wir müssen uns vor Augen halten, daß wir hier überall mit plastischen und teilweise rheologischem Materialverhalten konfrontiert sein können und daher das Superpositionsgesetz nicht mehr anwendbar ist.

Ich wies früher darauf hin, daß es mitunter in Programmen nicht ganz einfach ist, die Prozeduren für Tunnelbauberechnungen anzupassen.

Dazu ein kleines Beispiel:

Das elastische und plastische Verhalten des jungen Spritzbetons ändert sich in der ersten Zeit sehr stark - jedenfalls so, daß es man es in der Rechnung berücksichtigen muß. • Bei einem Tunnelvortrieb haben aber die verschiedenen Bereiche der Spritzbetonsicherung (Kalotte, Ulme, Sohle, vorige Abschlüge) jeweils verschiedenes Alter und damit verschiedene Eigenschaften. Um diese bei einer größeren dreidimensionalen Rechnung in einer Prozedur auch variabel zu steuern, machte ich das Verhalten temperaturabhängig. Mit einer fiktiven "Steuertemperatur" konnte ich dann jeden Bereich geeignet "erwärmen", um die passenden Eigenschaften zu simulieren.

Nun habe ich gezeigt, was der Ingenieur zur Berechnung beiträgt; jetzt wollen wir kurz sehen, was der Computer noch macht:

Nachdem das Netz und die Elementtypen festgelegt sind, kann der Computer die Elementmatrizen und die Gesamt-Systemmatrix aufstellen. Dabei können topologische Fehler im Netz gefunden werden.

Mit der Eingabe der Materialeigenschaften können die Elementsteifigkeitsmatrizen und daraus die Gesamtsteifigkeitsmatrix erstellt werden, die später die linke Seite des zu lösenden FE-Gleichungssystems ist. Dieses System kann schnell einige hundert und tausend Gleichungen erhalten.

Aus dem 3. Schritt stellt sich dann die rechte Seite der Gleichung - der Lastvektor - zusammen.

Danach beginnt die eigentliche Rechenarbeit: das Lösen des Gleichungssystems. Dazu haben Mathematiker schon ganz ausgeklügelte Verfahren entwickelt. Das Herzstück eines FE-Programms ist ein schneller und stabiler Gleichungslöser.

Bei der Modellwahl hat der Ingenieur bereits eine umfassende Kenntnis über das zu erwartende mechanische und auch rheologische Verhalten seines Bauwerks mitzubringen. Ebenso muß er intensive Kenntnisse über die Programm-Möglichkeiten haben. Bei einem falsch gewählten Modell - vielleicht richtiger: bei ungünstiger Annahme - nützt auch ein Computerausdruck mit 2 Dezimalstellen nichts.

Welche Möglichkeiten sich bieten, das Modell zu prüfen, hören wir später noch.

Wir haben nun einen kleinen Ausflug zum Handwerkszeug einer FE-Berechnung gemacht, um einen Eindruck zu gewinnen, was alles sozusagen von vorn herein gewußt werden und berücksichtigt werden sollte.

Wir haben nun am Papier und in Gedanken ein Rechenmodell zurechtgezimmert; nun brauchen wir die notwendigen Zahlenwerte für die Eingabe:

C. Eingabewerte

Die Systemabmessungen liegen meist aus Projektplänen vor. Wie groß das mituntersuchte Umfeld ist, muß ebenfalls spätestens hier fixiert werden.

Die Kennwerte für das Materialverhalten sind meist der größte Unsicherheitfaktor der gesamten Rechnung. In sehr vielen Fällen liegen gerade geologische Voruntersuchungen mit qualitativen Aussagen über den zu erwartenden Untergrundaufbau vor. Die Rechenwerte für einzelne, meist rasch

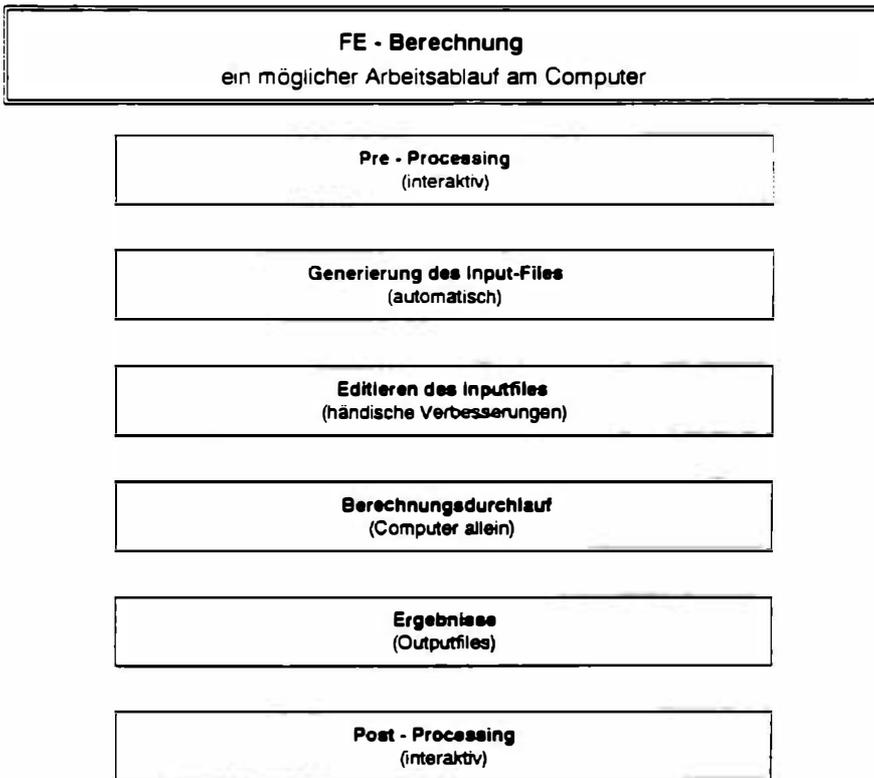
vom Ingenieur zusammengefaßten Homogenbereichen werden geschätzt oder über Erfahrungswerte angepeilt.

Auch wenn einzelne Laborwerte vorliegen, kann seriöserweise nicht mit einem einzigen Satz an Parametern gerechnet werden. Vielmehr ist zur Absicherung der Berechnungsaussage und zur Kenntnis des Einflusses einzelner Parameter eine Serie von Parameterkombinationen aufzustellen. - Die spätere Abarbeitung kann dabei teils automatisiert werden.

D Modell eingeben

Sind alle Vorarbeiten abgeschlossen, beginnt die eigentliche Arbeit am Computer.

Für die Mitteilung des zusammengestellten Modells an den Computer und die diskrete Auflösung der Struktur in finite Elemente, benützt man heute vorzugsweise spezielle Programme - sog. Pre-Prozessoren.



Mit diesen Programmen arbeitet man interaktiv meist auf größeren Graphic-Arbeitsstationen. Man generiert dabei zuerst Modellkörper, danach daraus oder darüber die Elementvermaschungen, definiert Elementtypen, legt Materialkennwerte ab, bringt Randbedingungen an und stellt Lastfälle zusammen. Die Bedienung dieser Programme erfordert bereits einige Übung und Fingerfertigkeit.

Oft sind solche Pre-Processoren vom folgend verwendeten FE-Programmpaket unabhängig. Nach Abschluß der vorhin genannten Eingaben generiert der Preprocessor ein sog. Inputfile für das gewählte FE-Paket. Im Standardfall sind in diesem Datensatz noch geringe Ergänzungen, zumindest Kontrollen vor einem Start des FE-Programms notwendig.

E. Numerische Berechnung

Die eigentliche numerische Berechnung - das Aufstellen und Lösen des oder der Gleichungssysteme macht der Rechner normalerweise selbstständig und ein stabiler Gleichungslöser findet normalerweise auch die Lösung, sofern eine existiert.

Oft sind aber im Zuge des Lösungsvorganges Iterationsprozesse erforderlich, deren Konvergenzverhalten durch Parameter und Voreinstellungen im Inputfile gesteuert werden können. Es empfiehlt sich bei größeren Problemen und jedenfalls bei nicht linearem Materialverhalten zuvor Testläufe an Teilstrukturen oder nur für Einzellastfälle zu machen, um das Konvergenzverhalten solcher Iterationen zu studieren und möglichst zu optimieren.

Ganz wesentlich ist auch die Steuerung des Outputs. Viele Programme schreiben defaultmäßig - d.h. wenn nichts anderes angegeben ist - sehr viele Informationen in das Outputfile, aber sicher nicht die gesuchten Schnittkräfte oder die Oberflächensetzungen. Die Verwendung eines Befehls "WRITE ALL" führt meist auch nicht zu diesen Informationen sondern eher zu einem Programmabsturz wegen Überschreiten der Speicherkapazität.

Auch hier heißt es: man sollte vorher wissen, welche Ergebnisse und Informationen zu welchem Zeitpunkt aufgehoben werden sollen, um später bei der Auswertung daraus Plots und Listen zu erstellen.

F. Plausibilitätskontrollen

Liegen nun "endlich" Ergebnisse vor, - meist in Form von diesen großen Datenfiles, so ist es wichtig erste Plausibilitätskontrollen durchzuführen. Es müssen z.B. Potenzfehler von Eingabegrößen ausgeschlossen werden können usw...

Leider werden diese Kontrollen oft sehr nachlässig durchgeführt- alle folgend gemachten Ergebnisdarstellungen können daher umsonst sein.

Bei den Ergebnissen einer Tunnelberechnung könnte man sich z.B. zuerst die Größe und Lage der Resultierenden in allen Zuständen ansehen und durch einfache Handrechnung überprüfen. Weitere rasche und einfache Überprüfungen sind z.B. für die First- und Oberflächenverformungen angebracht. Meist gibt es hierfür einen Erfahrungswert. Auch die Anteile der Teilverformungen von einzelnen Bauzuständen und die Anteile elastischer und plastischer Verformungen sollten simpel in einem kleinen Diagramm aufgetragen werden. Solche Fieberkurven geben rasch Hinweise, wenn etwas schief gelaufen ist.

Alle Programme arbeiten normalerweise dimensionsneutral. Spätestens hier sollte nochmals geprüft werden, ob nicht N/mm^2 , kN/m^2 , MPa , m , mm usw. bei der Eingabe vermischt wurden.

G. Überprüfen des Modells

Eine viel aufwendigere Überprüfung erfordert die Aussage über die Zutrefflichkeit - also der Richtigkeit der gemachten Modellvereinfachungen für die gegebene Fragestellung.

Bei bereits häufig ausgeführten Berechnungstypen liegen meist schon solche Untersuchungen vor. In der Literatur gibt es dann Veröffentlichungen über die Zutrefflichkeit oder besser über das Maß der Eignung bei diesen und jenen Annahmen und Elementtypen.

Ein ganz typisches Beispiel ist die Berechnung von Tunnelquerschnitten an ebenen Modellen:

Hier finden sich schon halbe Bibliotheken voller Veröffentlichungen über 3D-Vergleichsrechnungen und In-Situ-Messungen. Trotzdem bleibt die Berechnung des 3dim Spannungsumlagerungsprozesses in der Nähe der Onabrüst mit ebenen Modellen eine stark vereinfachte Methode, mit Zutrefflichkeitsgraden zwischen 30 und 80%.

Für den allgemeinen Fall einer Untersuchung, kann die Überprüfung bis zu gesamten Vergleichsrechnungen mit Modell-Varianten führen.

H. Ergebnisdarstellung

Die Ergebnisse einer so umfangreichen Berechnung müssen heutzutage jedenfalls in graphischer Form vorgelegt werden. Ein übersichtlicher Plot kann den Informationsgehalt von einem cm-hohen Papierstapel Listings beinhalten. Eine Überladung von graphischen Darstellungen kann aber ebenfalls rasch zu Unübersichtlichkeiten führen.

Eine ausgewählte Zusammenstellung von Plots, Diagrammen und kurzen Listen sollte die Ergebnisse der Berechnung jedermann verständlich näherbringen können. - Die Zeiten, wo die Ergebnisse nach kg-Papier bewertet wurden, sind hoffentlich vorbei.

Üblicherweise benutzt man zur Erstellung dieser Graphen wieder Programme, die Outputfiles lesen und interaktiv die gewünschte Darstellung sofort auf den Bildschirm darstellen. Mit geeigneter Hardware lassen sich heute schon farbige Bildschirmdarstellungen in wenigen Minuten sogar auf Overheadfolien zaubern.- Die kostengünstigste Variante ist der gewöhnliche Fotoapparat mit Stativ.

I. Ingenieurmäßige Interpretation der Ergebnisse

Viel wichtiger ist nun aber die ingenieurmäßige Interpretation der Ergebnisse. Dies erfordert sowohl Kenntnis des Berechnungsvorganges, der dahintersteckenden Theorie und detaillierte Kenntnisse über das verwendete Rechenmodell - als auch die Erfahrung in der Praxis mit diesen eben berechneten Vorgängen. Meist ist dieser Punkt nur gemeinsam im Team von Berechnungsingenieur und langjährigem Praktiker zufriedenstellend zu beschreiben. - Dies setzt jedenfalls beiderseitige Anerkennung voraus. - Ich

habe schon oft gehört: "Der Tunnel weiß ja gar nicht, daß er berechnet wurde" - oder - "ein guter Mineur ist mehr wert als 10 FE-Berechnungen" - beides ist richtig.

Ein Wort noch zu Computer und Programm:

Es gibt FE-Programme, die auf Personalcomputer der 100.000-Schilling-Klasse einsetzbar sind. Im Augenblick sind jedoch die hier angesprochenen Aufgaben, überhaupt wenn die 3. Dimension explizit berücksichtigt wird, am PC nicht mehr wirtschaftlich lösbar.

Mit größeren Problemen, wie es z.B. eine echter 3D-Tunnelabzweiger oder die gesamte Berechnung einer Staumauer samt Sanierungsvorbau ist, weicht man zweckmäßigerweise auf Rechner neuer Architektur aus, die für Probleme dieser Art besonders geeignet sind.

Ich habe dieses Beispiel und besonders das folgende am Salzburger Hochgeschwindigkeitsrechner, einem Mini-Superrechner mit einem Vektorprozessor, durchgeführt. - Rechner dieser Größe kauft sich heute kein Ingenieurbüro, sondern man kauft Rechenzeit und die Benutzungszeit für das Programm.

Programme für FE-Berechnung gibt es zwischen 50.000,- und mehreren Millionen Schilling zu kaufen bzw. die Benutzungslizenz zu mieten. Großprogramme sind aber für den nicht permanenten Einsatz, wie es auch bei einem größeren Ingenieurbüro der Fall ist, nicht finanzierbar. Auch hier sind benützungszeitabhängige Gebühren in einem Rechenzentrum meist die wirtschaftlichere Lösung.

Die FE-Methode ist nicht das einzige numerische Verfahren, mit dem Lösungen in unserem Aufgabenbereich gewonnen werden können - wahrscheinlich wären andere Methoden oft sogar tauglicher. Der Anwenderkreis dieser anderen Methoden ist aber wesentlich kleiner und daher sind die

Entwicklungen dieser Programme noch nicht so weit fortgeschritten. Dieses Thema wäre aber sicher für einen anderen Abend interessant.

Bei der FEM profitieren wir jedenfalls kräftig von den Entwicklungen für die Luft- und Raumfahrt und die riesige Automobilindustrie.

Zum Abschluß zeige ich noch Aspekte und Teilergebnisse:

6. Numerische Standsicherheitsberechnungen von künstlichen Hohlräumen im Fels - bei dynamischer Belastung (BSP 4)

Für eine Aussage über die Dimensionierung einer Spritzbetonsicherung und Ankerung eines unterirdischen Hohlraumes sowie für die Ermittlung der Mindestüberlagerungshöhe bei einer oberirdischen Detonation, mußte ich in den vergangenen Monaten einige Berechnungen durchführen.

Ich bringe hier nur einige Themen, die es bereits bei der Modellbildung zu berücksichtigen galt. Einige Punkte davon erforderten umfangreiche Vorberechnungen an Teilmodellen.

- Modell 2 dimensional oder 3 dimensional
- wie simuliert man eine Ausbreitung einer Kugelwelle
- in einem 2 dim. Modell
- Materialverhalten: - wie kommt man zu dynamischen Eigenschaften
- Dämpfung: Welches Verfahren ist brauchbar, wie werden die dazu notwendigen Parameter ermittelt.
- Randbedingungen am Modell, so definieren, daß keine Wellenreflexion stattfindet.

7. Zusammenfassung

Wir haben heute gesehen, daß ein Computer Hilfsmittel bei einfachen, häufig wiederkehrenden Aufgaben sein kann. In manchen Anwendungen eröffnet er durch die schnelle Verarbeitung größerer Informationsmengen eine neue Auswertungsvielfalt, die vielleicht teils als Spielerei angesehen werden kann, aber meist jedoch sinnvolle Überblicke bringt.

Bei Anwendungen numerischer Methoden, bei denen der Einsatz des Computers Voraussetzung ist, haben wir ein Werkzeug, mit dem wir an bekannte Lösungen näher als je zuvor herankommen oder sogar in neue Erkenntnisräume eintreten können.

"Ingenieurgeologische Probleme bei der Beurteilung der Standsicherheit von Felsböschungen in der Slowakei"

Dr. Rudolf HOLZER

Lehrstuhl für Ingenieurgeologie der Naturwissenschaftlichen Fakultät der
Komensky Universität Bratislava, CSFR

Einleitung

Das Studium der Standsicherheit von Einschnitten, Anschnitten u.ä. in verschiedenartig gestaltetem Felsverband, die Prognose seines momentanen oder rheologischen Verhaltens sowie der Entwurf einer standsicheren Böschung gehören zu den wichtigsten Problemen der ingenieurgeologischen Praxis.

Insbesondere die Prognose der Sicherheit und Haltbarkeit einer künstlichen Einschnittsböschung verlangt die Erfassung der verschiedenen Einflüsse bei der Änderung des quasistabilen Zustandes infolge des Aushubes, der Sprengarbeiten und der Dynamik des Naturmilieus. Von besonderer Wichtigkeit ist hier die Frage der quantitativen Beurteilung jener Parameter des Felsverbandes, die über seine Festigkeitseigenschaften und sein Deformationsverhalten beim Baueingriff von großer Bedeutung sind.

Problemstellung

Bei der Problembehandlung gehen wir davon aus, daß die Standsicherheit einer Felsböschung vor allem von der Beschaffenheit und der Geometrie der "defekten" Flächen oder Räume abhängt, die grundsätzlich die schwächsten Stellen des Verbandes darstellen.

Struktur und Klassifikation des Felsverbandes sowie Aufgaben der Modellstudien

Viele unserer Geländearbeiten haben gezeigt, daß es bei der Untersuchung der Standsicherheitsfaktoren notwendig ist, folgende Haupttypen des Milieus zu unterscheiden:

- Felsverband mit hoher Festigkeit des Gesteinsmaterials, dessen Blöcke gut verbunden sind; das Diskontinuitätsnetz ist weitmaschig
- Felsverband mit einer starken tektonischen Beanspruchung, das Material zerfällt sehr schnell und das Klufnetz ist sehr dicht
- Felsverband in Charakter und Eigenschaften außerordentlich variabel infolge einer starken lithologischen und tektonischen Inhomogenität
- Felsverband nach Öffnung des Einschnittes infolge verschiedener Prozesse schnell der Auflockerung bis zu völliger Zerlegung des Materials unterworfen (z.B. hydrothermale, metamorphe Prozesse, Verwitterung etc.)
- Felsverband durch Verkarstungsprozesse stark beeinflußt

Unter mehreren Faktoren, die wesentlich das Verhalten des Felsverbandes beeinflussen - vor allem in Bezug auf seine Materialänderungen, Störungen und limitierte Standsicherheit - nimmt die Blockstruktur eine besondere Stellung ein. Durch ihre geometrische Charakteristik und Materialeigenschaften ist ihre Entwicklung mit mehreren Vorgängen verbunden, die vor allem tektonischer, genetisch-lithologischer oder hypergener Natur sind.

Im Hinblick auf die Problematik der typologischen Klassifikation der Deformation von Felseinschnitten wird die Analyse dieser Felsstrukturen an vorderer Stelle stehen. Seit längerer Zeit wurde die Analyse solcher Strukturen zuerst ganz allgemein erforscht - in verschiedenen lithologischen Gesteinstypen - bis wir zu einer ingenieurgeologischen Klassifikation gelangten, die Felsformationen nach Grundbegriffen gliedern und beschreiben läßt:

- 1) nach einzelnen Strukturen und ihren Elementen (Maße und Formen der Stoffelemente, also Bruchstücke, Grundblöcke, Schichtfolgen u.ä.) wie auch nach Elementen ihrer tektonischen Diskontinuität und deren Variabilität (Klüfte, Dislokationen, Störungszonen),
- 2) nach strukturbildenden Beziehungen, welche den physikalischen Zustand und interstrukturelle Funktionen charakterisieren (MATULA, ONDRÁSIK, 1987; GOLODKOVSKAJA, MÁTULA, SAUMJAN, 1987).

Bei jeder Aufgabe der Ingenieurpraxis ist es bei der bekannten Faktorenvariabilität klar, daß kein allgemeines Schema, keine einheitliche Rechenweise für die optimale Standsicherheitsbestimmung einer Böschung relevant ist. Aus diesem Grund wird hier ein Verfahren hervorgehoben, welches aufgrund einer geeigneten ingenieurgeologischen Analyse des betreffenden Felsverbandes eine *Simplifizierung* in Form eines *Modelles* ermöglicht.

Wir gehen davon aus, daß der Felsverband einen Komplex von Blöcken und Bruchstücken bildet, die durch die Diskontinuitätsflächen getrennt sind (L.MÜLLER, 1963, und viele andere). Jeder solche Komplex hat seine eigene interne Organisation, in welcher sich die entstandenen Elemente gegenseitig beeinflussen. Individuell treten die Materialblöcke als eine alleinstehende Einheit auf. Die Eigenschaften dieser Elemente im System können ausreichend durch ihre lithologische Beschreibung und durch die physikalisch-mechanischen Eigenschaften ausgedrückt werden. Nicht weniger wichtig scheint hier die Auflockerung und die sekundäre Füllung der Klüfte zu sein.

Der Felsverband ist ein typisches Beispiel eines offenen Systems, dessen Existenz und Entwicklung sich in sehr naher Koexistenz mit anderen Systemen des Naturmilieus befindet. Zu diesen gehören: das Grundwasser und sein Bewegungsvorgang, die Aktivität von verschiedenen Verwitterungsagentien, die Bio- und Atmosphäre und besonders der Faktor Mensch. Als Konsequenz verschiedener Interrelationen, z.B. Energie- und Materienaustausch, Änderungen des Spannungszustandes u.ä., kommt es zu strukturellen bzw. sogar zu Materialänderungen im Fels.

Eine der wichtigsten Aufgaben der Praxis ist es, ein naturgetreues Modell zu entwickeln, in dem das komplizierte System des Felsverbandes vereinfacht wird. Diese Vereinfachung liegt darin, eine Auswahl von bestimmten *Parametern* zu treffen, die die wesentlichen Eigenschaften des Felsverbandes widerspiegeln und die der Gestaltung eines genügend repräsentativen Modells dienen.

Wir verwenden folgende Parameter:

1) *Lithologie* des Kluftkörpermaterials als erster Parameter der Klassifikation mit einem entscheidenden Beitrag zur Bildung des physischen Charakters des Felsverbandes; die Lithologie gehört zu den Grundelementen des Systems. Sie gibt uns auch Informationen darüber, wie die Zusammensetzung eines bestimmten Gesteinstypes die Bildung der typologischen Strukturcharakteristik beeinflusst (MATULA, HOLZER, 1978).

2) *Blockigkeit* als zweiter Parameter der Klassifikation repräsentiert:

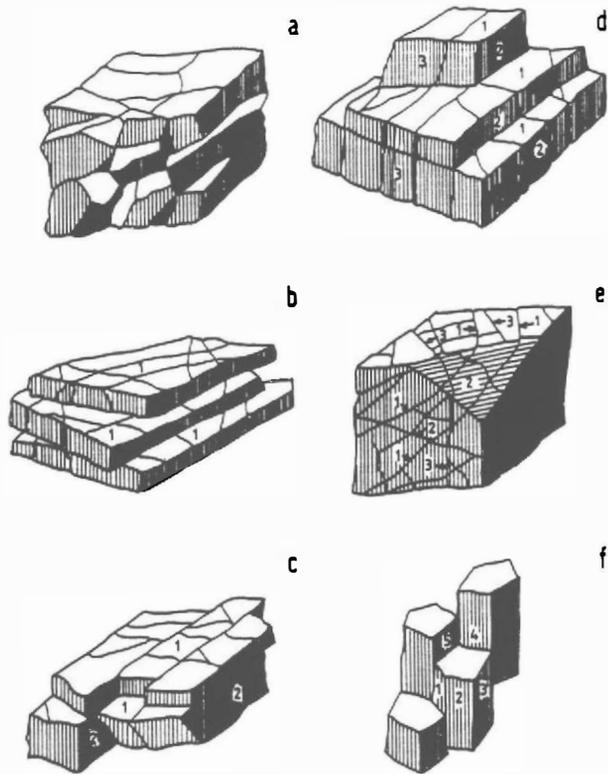
- den Grad der Gliederung des Verbandes in individuelle Blöcke und Bruchstücke mit Dimensionen, die durch den Abstand der Diskontinuitäten in den einzelnen Systemen bestimmt sind;
- die geometrische Form der Blöcke, die durch die räumliche Anordnung der Diskontinuitätssysteme gegeben ist, und
- die räumliche Anordnung der Blöcke im Verband, die völlig von der räumlichen Anordnung der Diskontinuitätssysteme abhängig ist.

Grundtypen der Blockigkeit (MATULA, HOLZER, 1976; MATULA, 1981)

(siehe Abb. 1):

- a) Typ Po: Polyedrische Blöcke; unregelmäßiges Diskontinuitätsnetz ohne Anordnung in ausgeprägte Systeme, Länge der Klüfte meist relativ kurz
- b) Typ Ta: Tafelige Blöcke; ein dominantes System von parallelen Diskontinuitäten (1), z.B. Schichtflächen mit anderen nicht durchlaufenden Klüften, Mächtigkeit der Blöcke kleiner als ihre Länge oder Breite
- c) Typ Pr: Prismatische Blöcke; zwei dominante Systeme von Diskontinuitäten (1 und 2), annähernd orthogonal und parallel, meistens mit einem dritten unregelmäßigen System verbunden, Mächtigkeit der Blöcke kleiner als ihre Länge und Breite
- d) Typ Eq: Gleichdimensionale Blöcke; drei dominante Systeme der Diskontinuität (1, 2 und 3), annähernd orthogonal, teilweise von unregulären Klüften begleitet
- e) Typ Rh: Rhomboidähnliche Blöcke; drei (oder auch mehr) dominante, vorwiegend schiefe Diskontinuitätssysteme (1, 2 und 3), Blöcke annähernd gleichdimensional
- f) Typ Co: Säulige Blöcke; einige Systeme, meistens mehr als drei, von kontinuierlichen, parallelen Klüften (1, 2, 3, 4, 5), oft sog. Querklüfte vorhanden, Länge der Blöcke größer als andere Dimensionen

Abb. 1: Grundtypen der Blockigkeit



Die Blockmaße, gegeben durch den Kluftabstand in dominanten Systemen, können folgend definiert werden (MÁTULA, 1981):

sehr groß	mehr als 200 cm
groß	60 - 200 cm
mittel	20 - 60 cm
klein	6 - 20 cm
sehr klein	weniger als 6 cm

3) Der *Auflockerungsgrad* gibt Angaben über das Volumen der geöffneten Klüfte oder Hohlräume im einheitlichen Volumen eines Felsverbandes. Die Ursachen der Öffnung der Klüfte sind verschieden (tektonisch, lithogenetisch, hypergen u.a.)

Der Grad der Auflockerung wird in einer fünfstufigen Skala als sog. Index der Auflockerung ausgedrückt:

weniger als 0,3 %	1
0,3 bis 2,0 %	2
2 bis 5 %	3
3,5 bis 15 %	4
mehr als 15 %	5

4) Die *Kluftfüllung*, ausgedrückt im Charakter des Materials bzw. im Verhältnis der sandigen zu den tonigen Komponenten ist der letzte Parameter der Klassifikation. Er entspricht der sekundären Mineralsubstanz, mit der die Zwischenräume, die durch Dilatation oder Umkippen der Blöcke entstanden sind, gefüllt sind. Meistens sind es kohäsionslose, in seltenen Fällen tonige Materialien.

Das Verhältnis zwischen dem sandigen und dem tonigen Anteil bestimmt den Index der Kluffüllung:

	1	2	3	4	5
tonig	0-10	10-35	35-65	65-90	90-100 %
sandig	90-100	90-65	65-35	35-10	0-10 %

Das Ergebnis der systematischen Untersuchung der Zusammensetzung und strukturellen Eigenschaften von Feiskörpern stellt die typologische *Klassifikation* dar. Aufgrund der Auswahl an Kennwerten der lithologischen Komplexe und Gesteine in der Slowakei und aufgrund ihrer Bearbeitung in sog. Stammdatenblätterformularen entstand ein übersichtlicher Atlas der Gebirgsformationen. Die einheitlichen Angaben bilden im derzeitigen Ausmaß (326 Datenblätter) eine zuverlässige Basis für regionale Untersuchungen, ebenso auch für viele konkrete Anwendungen.

Das Stammdatenblatt beinhaltet folgende Teile:

Teil 1: Allgemeine Angaben über die Lokalität, wie z.B. Typ, Maße, Orientierung u.a.

Teil 2: Angaben über die Gebirgsformation in einem Komplex der systematisch geordneten quantitativen und qualitativen Werte. Sie beinhalten vor allem eine präzise Information über die Diskontinuität und Charakteristik ihrer Systeme (Typ und Abstand der Klüfte, Orientierung, Länge, Rauigkeit, Öffnung, Füllung, Wassergehalt).

Daraus erfolgen die Aussagen über die Form und Größe der Blöcke, Auflockerung und Füllung der Klüfte in einzelnen homogenen Bereichen.

Teil 3: Angaben über die Grundeinheit des Gesteins und seine allgemeine Charakteristik: Ort der Probennahme, Orientierung des Probenmonolithes, Farbe, Mineralzusammensetzung, Struktur,

Textur. Tabellarische Bearbeitung der Indexwerte sowie der physikalischen und mechanischen Eigenschaften: spezifisches Gewicht, Trockenrohddichte und -Porosität, N-Wasseraufnahmefähigkeit, Ultraschallgeschwindigkeit, Eindringungsfestigkeit, Einachsiale Druckfestigkeit (trocken, wassergesättigt, nach 25 Frostzyklen), Scherfestigkeit, Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul, Poisson-Zahl, Verformungsmodul, dynamischer Elastizitätsmodul, Schmidt-Prallhammerwert.

Außer diesen Angaben beinhaltet der dritte Teil auch Festigkeits- und Verformungsdiagramme des Gesteins, ein Foto der Laborprobe, ein Mikrofoto des Schliffes und ein SCAN-Foto.

Teil 4: Das Resultat aller vorherigen Untersuchungsetappen wird in kodifizierter Form aller wichtigen Parameter dargestellt, ausgedrückt in Abkürzungen der lithologischen Zusammensetzung (z.B. g-Granit, k-Kalkstein, etc.), dann folgt die Bezeichnung der Blockigkeit (nach der oben genannten Klassifikation der Form und Größe der Blöcke), wie auch die Klassifizierung der Auflockerung und Füllung in Ziffern von 1 bis 5.

Teil 5: Die beiliegende Fotodokumentation der Formation beinhaltet auch eine graphische Darstellung der festgestellten homogenen Bereiche, Standorte der Probenahme, bedeutende Diskontinuitätsflächen etc.

Typologische Klassifikation der Formation und Beurteilung der Standsicherheit bei Felseinschnitten

Wenn nach Maßgabe des Projektes die zu untersuchenden Felsformationen über das angeführte Klassifikationsschema hinaus noch einer ausführlicheren Analyse unterzogen werden müssen, ist es notwendig, eine weitere Präzisierung

der ingenieurgeologischen Untersuchungen in der Standsicherheitsfrage vorzunehmen.

1. Analyse des Formationsaufbaues, Gliederung der Grundeinheiten und ihre Verbandseigenschaften
2. Bewertung aller Inhomogenitäten (tektonische, lithologische etc.)
3. Änderungen des Zustandes und der Eigenschaften von Einzelblöcken in allen homogenen Bereichen
4. Bewertung der Auswirkungen der Blockstruktur im morphologischen Bau des Gebietes
5. Detaillierte Bewertung des Zusammenhanges zwischen Gefüge und Grundwasserströmung bzw. ihre Richtungen und Druckeinfluß des Kluftwassers
6. Bewertung der Auswirkungen und der Reaktion der Blockstruktur auf den technischen Eingriff des Menschen, wie z.B. Festlegung der optimalen Technologie der Sprengarbeiten, ihre Folgen auf die Verbandsauflockerung und Zerlegung der Felsformation, die Feststellung des Verhaltens der Gesteinstypen nach der Öffnung des Einschnittes, Bestimmung der wirkungsvollen Sicherungsmaßnahmen, eventuelle Modifikation der Sanierungsarbeiten.

Typologische Klassifikation der Deformationen von Felseinschnitten

Wie uns mehrere praktische Standsicherheitsaufgaben und Beispiele oder Sanierungsmaßnahmen gezeigt haben, ist es zweckmäßig, eine dem Bau des Massivs entsprechende Klassifikation der möglichen Einschnittsdeformationen aufzustellen. Diese Klassifikation ergibt sich aus dem strukturellen Modell des Massivs, seines Zustandes und aus dem Einfluß verschiedener geologischer

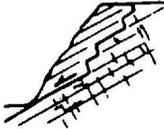
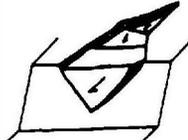
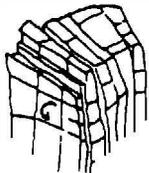
und exogener Prozesse. Es ist wichtig, aus der Blockstruktur und oben erwähnter Verbandshaftung der Blöcke die "Beweglichkeit" innerhalb der Formation zu bestimmen. Weiters ist es wichtig auch zu beachten, daß es sich bei dieser Klassifikation immer um Grundbeziehungen zwischen den Faktoren Struktur - Modell - Deformation handelt, welche viele spezifische Modifikationen ermöglichen.

Die Einteilung der Deformationen in Grundtypen zeigt Tabelle 1.

Schlußbetrachtung

Die vorgeführte Methodik der Modellstudien und Klassifikationen von Felsstrukturen hat sich bei vielen Aufgaben der Ingenieurpraxis bewährt. Eine exakte Analyse des Baues und Zustandes eines Felsverbandes bildete die Grundbasis für die Standsicherheitsbeurteilung von Böschungen und Einschnitten nicht nur in der Projektierungsphase, sondern und sogar noch mehr in der Phase der Detailuntersuchungen bzw. bei rasch durchzuführenden Sanierungsmaßnahmen. Dieses Verfahren wurde erfolgreich bei ingenieurgeologischen Untersuchungen betreffend die Änderung der Baudurchführung einer Straße bei Zvolen in der Mittelslowakei (HOLZER, ONDRÁSIK, GREGOR, 1988), weiters bei der Standsicherheitsbeurteilung der Steinbruchwand und der Sanierung der an ihrem Rand befindlichen Bauobjekte in Kosice (JACKO, HOLZER, 1989) sowie bei anderen Projekten verwendet.

Tabelle 1: Einteilung der Deformationen in Grundtypen

Typ der Deformation	Subtyp der Deformation	Struktur der Felsformation	Mechanismus der Deformation
1. planar einfach /1a/ 	1b stufenförmig 	1 dominantes System der Diskontinuität, parallel zum Einschnitt und flacher als die Einschnittsneigung	Abgleiten von plattigen oder prismatischen Blöcken auf vorgegebenen Flächen nach Überschreitung der Gleitfestigkeit.
	1c polygonal 		
2. keilförmig einfach /2a/ 	2b stufenförmig 	2 bis 3 dominante, sich kreuzende Kluftsysteme. Ihre Schichtlinie ist flacher als die Neigung der Böschung und aus der Böschung gerichtet	Abgleiten der pyramidalen oder polyedrischen Blöcke nach Auflösung der Haftkräfte auf beiden Stützflächen des Keiles
	2c polygonal 		
3. kippförmig säulig /3a/ 	3b flexural 	Meistens 1 bis 3 vertikale Systeme der Diskontinuität. Markant säuliger Bau der Formation mit tabularen oder prismatischen Grundblöcken	Umkippen und Absturz der Blöcke. Ausgeprägte progressive Zerlegung der aufgelockerten Struktur meistens nach Überwindung der Haftung an vertikalen Klüften.
	3c blockig 		
4. kombiniert rotationell /4a/ 	4b schicht- u. stufenförmig 	3 und mehr unregelmäßige Systeme der Diskontinuität. Markante tekton. u. litholog. Inhomogenität (Verwitterung, Störungszonen, lithologische Variabilität etc.)	Gleitung, Rutschung und Absturz von meist unregelmäßigen Blöcken. Oft völlige Zerlegung der Struktur. Sehr oft völliger Zerfall der Blöcke
	4c zonal 		
5. brüchig polygonal /5a/ 	5b stufenförmig 	Tektonisch stark beanspruchte Struktur. Mehrere Kluftsysteme mit stark ausgeprägtem Karstprozeß und mit starken Auflockerungserscheinungen.	Absinken und Abstürzen von Blöcken in die aufgelaugten Räume oder Großbewegung der Struktur auf plastischer Unterlage. Oft völlige Zerlegung größerer Teilbereiche des Karstmassives.

Literatur:

- GOLODKOVSKAYA G.A., MÁTULA M., SHAUMYAN L.V., 1987: Ingenieurgeologische Typisation und Bewertung von Felsmassiven (im russischen). MGU Moskau, 272 S
- HOLZER R., ONDRÁSIK R., GREGOR V., 1988: Erfahrungen aus dem Aufbau und nachfolgender Forschung des Einschnittes Velká Stráz (im slowakischen). Wiss. Konf. der Hochschule für Verkehrswesen, Zilina, S. 21-24.
- JACKO S., HOLZER R., 1989: Wohnsiedlung Zelezníky-Kosice: Stabilisation der Steinbruchwand (im slowakischen). Wiss. Bericht Stavoprojekt Kosice, 70 S.
- MATULA M., HOLZER R., 1976: Entwurf der Methodik der ingenieurgeologischen Typisation von Felsmassiven (im slowakischen). Acta Geologica, Bratislava, S.29-58 (deutsches Resumé).
- MATULA M., HOLZER R., 1978: Engineering Geological Typology of Rock Masses. Trans Tech Publications - Grundlagen und Anwendung der Felsmechanik, Karlsruhe, S.107-122.
- MATULA M., 1981: Rock and Soil Description and Classification for Engineering Geological Mapping. Bull. IAEG, Aachen, S.235-274.
- MATULA M., ONDRÁSIK R., 1987: Felsmassive. Skriptum (im slowakischen), Bratislava, 11 S.
- MÜLLER L., 1963: Der Felsbau. Enke Stuttgart, 624 S.

"Tonmineralrohstoffe und ihre Einsatzmöglichkeiten im Bauwesen"

Dr. Joachim SCHOMBURG
DURTEC Ges.m.b.H., Berlin

Allgemeines

Tonmineralstoffe (siehe Tab. 1) nehmen unter den Industriemineralstoffen einen bedeutenden Rang ein. Die geschätzte Weltproduktion beträgt ca. 300 Mio t/a bei Tonen, 22 Mio. t/a bei Kaolinen, 8 Mio. t/a bei Glimmern. Das Gesamtverkaufsvolumen beträgt ca. 30 Mrd. DM/a.

Als umweltrelevante Roh- und Baustoffe haben insbesondere die Smektite (siehe Tab. 2) Bedeutung erlangt.

Der industrielle Einsatz von Smektiten im Bauwesen läßt sich ungefähr seit 1910 nachweisen und erfolgte im Zusammenhang mit Grundbaumaßnahmen. Heute kann eine breite Palette der Einsatzmöglichkeiten registriert werden. (siehe Tab. 3)

Tabelle 1: Nomenklatur der Tonminerale und Smektitgruppe

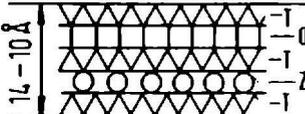
Tonmineralnomenklatur	Smektitnomenklatur	Kristallchemie der Smektite
<p>1. Zweischichtsilikate Kaolinitminerale Serpentinminerale</p> <p>2. Dreischichtsilikate</p> <p>a) nicht quellfähig: Talk Pyrophyllit Glimmerminerale</p> <p>b) quellfähig - Smektite: (SL 0,2-0,6/EZ) Montmorillonitmin. div. Wechsellagerungs- minerale</p> <p>c) quellfähig: (SL 0,6-0,9/EZ) Vermikulite</p> <p>3. Vierschichtsilikate Chlorite</p> <p>4. Bandsilikate Palygorskit Sepiolith</p> <p>(SL: Schichtladung EZ: Elementarzelle)</p>	<p>1. Montmorillonit-Gruppe</p> <p>a) dioktaedrisch: Montmorillonit (Wyoming-Typ oder Cheto-Typ)</p> <p>Beidellit Nontronit Volchonskoit</p> <p>b) trioktaedrisch: Saponit Hectorit Sauconit Primelit Medmondit</p> <p>2. Wechsellagerungs- minerale (unregelmäßig und regelmäßig)</p> <p>z.B. Muskovit- Montmorillonit Chlorit-Montmor. Chlorit-Saponit Halloysit- Montmorillonit ("acid-clays" in Japan)</p>	 <p>T - Tetraederschicht (Si⁴⁺, Al³⁺, O²⁻)</p> <p>O - Oktaederschicht (Al³⁺, Fe³⁺, Fe²⁺, Mg²⁺, Zn²⁺, Li⁺, Ni²⁺, Cu²⁺, Cr³⁺, OH⁻, [F])</p> <p>Z - Zwischenschicht (Na⁺, Ca²⁺, Mg²⁺, K⁺)</p> <p>Morphologie:</p> <p>blättchen-/leisten- förmig, oft mit Quellungsmerkmalen 0 Länge bzw. Breite 2...0,2µm</p>

Tabelle 2: Typen und Eigenschaften smektitreicher Tonmineralrohstoffe

1	2	3 *)	4	5	6
Wyoming-Typ (Na-Montmorillonit)	70-110	700-800	sehr gut	bis ca.650	umfangreiche Nutzung
Bentonite Fullers earth Typ (Ca-Montmorillonit)	60-130 **)	600-800	sehr gut	bis etwa 550-600	umfangreiche Nutzung (Fe-Gehalt schränkt Verwendung ein)
Trioktaedr. Typ (Saponit/ Hectorit)	70-90	um 600	relativ gehemmt gegenüber anderen Bentonitgr.	bis etwa 750	eingeschränkt - Spezialzwecke (geringe Verfügbarkeit, z. T. Syntheseprodukt)
Meta- oder K-Bentonite paläozoische, metamorph bean- spruchte Bentonite	20-40	um 100	stark gehemmt	bis etwa 500	stark eingeschränkt
montmorillonit- haltige Tone.	60-100	300-700	gut	bis etwa 550-600	vielseitige Verwendbarkeit
Smektitreiche Tone Mixed-Layer mineral- haltige Tone	40-70	100-300	gehemmt	bis etwa 500	z.T. eingeschränkt, z.T. hoher Veredlungs- aufwand erforderlich

Legende: 1 (Typ), 2 (Eigenschaften Kationenumtauschkapazität KUK; mval/100 gr.), 3 (Spezifische Oberfläche; m²/g), 4 (Quellfähigkeit), 5 (Thermische Beständigkeit; Grad C), 6 (Allgemeine Charakteristik der Verwendung)

Bemerkungen: alle Werte an natürlichen Proben gemessen

*) Extrem hohe KUK-Werte des Cheto-Typs

***) Summe von innerer und äußerer Oberfläche stark abhängig vom Dispergierungsgrad und der Zwischenschicht-Kationenbelegung (äußere Oberfläche=10 % der gesamtspezifischen Oberfläche)

Tabelle 3: Spezielle Einsatzfälle und Erzeugnisanforderungen von smektreichen Tonmineralen im Bauwesen (SCHOMBURG J. et al., 1987)

Verwendung	Erzeugnis-anforderung	Literaturbeispiele (aus SCHOMBURG et al., 1987)
1. Hüll- und Gleitmittel für die Verlegung von Kabeln und Rohrleitungen in Kanälen und Schächten	pastös granuliert	ODOM (1984)
2. Stützflüssigkeit beim Schlitzwandverfahren (Erstanwender Firma I.C.S., Italien)	Na-Belegung	HARTWELL (1965)
3. "Siegeldecken" für Böden von Teichen, Kanälen...	keine	HARTWELL (1965)
4. Untergrundkonsolidierung, Errichtung von Wasserbarrieren mit Zement-Beton-Milch bzw. -Schlamm	Na-Belegung	RIES (1960)
5. Betonzusatz zur Erhöhung des Haftvermögens, der Wasserdichtigkeit und zur Verringerung der Entmischungsneigung und Schwindung des Betons	Na-Belegung Ca-Belegung natürl. Bel.	FAHN, BUCKL (1968) LORENZ (1957)
6. Herstellung thixotroper Betonsuspension zur Reibungsminderung bei Senkkastengründungen u. Brunnenabsenkungen	Na-Belegung	FAHN, BUCKL (1968)
7. Untergrundabdichtungen gegen Wasser durch Injizieren und Verpressen von Bentonitsuspensionen	Na-Belegung	LANGE et al. (1982)
8. Untergrundabdichtungen von Deponien	keine	HÄNSEL (1982)
9. Dichtungsmaterial beim Bau von Erddämmen (Herstellung von Erdbetonkerndichtungen)	Na-Belegung	BRETH (1955) SZEPESI, LOVAS (1962)
10. Bauwerksabdichtungen gegen Wassereinwirkungen (sog. "oilclay-System")	Na- u. natürl. Belegung, körnig	ENDELL (1953)
11. Herstellung von Puzzolanzementen	dehydroxyliert Feinmahlung	SAVELLI (1943) DIAMOND et al. (1953)
12. Erhöhung der Festigkeit der Granulate von Zementrohmehlen	natürl. Belegung	HILL, SCHWIETE (1958)
13. Zusatz zu Herstellung und Veredlung von Baustoffen (Asbestzementherzeugnisse, Gipsprodukte)	Na-, natürl. Bel. Organophilisierung	ODOM (1984) UCCELLI, ALIG (1955)

Neben den smektitreichen Rohstoffen werden andere Tonmineralrohstoffe entsprechend ihrer eigenschaftsbestimmenden Minerale wie folgt eingesetzt:

- | | |
|---------------------|--|
| - Kaolinit-Minerale | in Kompositdichtungsmaterialien |
| - Pyrophyllit | in Dichtungs- und
Injektionssuspensionen |
| - Talk/Pyrophyllit | zur Baumaterialherstellung |
| - Illitische Tone | Basisdichtungsmaterial,
Baumaterialherstellung
(Porensinter, Mineralwolle) |

Fallbeispiel 1: Deponiebau

In Deutschland ist seit 1990 mit Inkrafttreten der TA-Abfall das Multibarrierenkonzept mit den Bestandteilen Kombinationsdichtung (mehrlagige Tonmineralschichten + Kunststoffdichtungsfolie) und Kombinations-Oberflächenabdichtung (ein- bis zweilagige Tonmineralschicht + Kunststoff-Dichtungsfolie) zwingend vorgeschrieben. Bei Hausmülldeponien ist die Tonmineralbasis-Dichtungsschicht mindestens dreilagig (je 25 cm) auszubilden.

Aus verschiedenen Untersuchungen ist bekannt, daß durch das im Deponiekörper gebildete Sickerwasser Veränderungen der Permeabilität und des Schadstoffixierungsvermögens der Tonmineraldichtungsschicht erfolgen können (HASENPATT, 1988; BRANDL, 1989; HELING & KLAPPERICH, 1991; KOHLER, 1991). In Fortführung des von WEISS A. (1988) unterbreiteten Vorschlages der kombinierten Tonmineralbasis-Dichtungsausführung wurde deshalb ein Ausführungsvorschlag erarbeitet, der eine optimale Anpassung der stofflichen Eigenschaften der Tonminerale an mögliche sickerwasserbedingte Gefährdungsmomente ermöglicht (Tab. 4).

Zusätzliche bautechnische Ausführungsprobleme ergeben sich nicht, da die Dichtungsschichten ohnehin als Einzellagen zu gestalten sind.

Tabelle 4: Kombiniertes Dichtungsaufbau für mineralische Basisabdichtungen

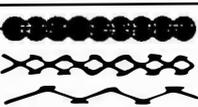
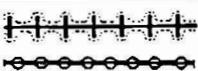
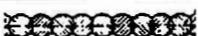
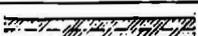
Schichten	Hausmülldeponie/Sonderabfalldeponie
1.Schicht (über Deponie- untergrund- bauplanum)	Na-bentonitvergütete Erdstoffmischung (zur Porenraumversiegelung des Deponieuntergrundes)/-
2.Schicht (bis 4.Schicht bei SAD)	Ca-bentonitvergütete Erdstoffmischung oder mixed-layer-mineralreicher Ton (zur Sorption von Schwermetallen und anderen anorganischen Kationen)/-
3.Schicht	-/mit organophilisiertem Bentonit vergütete Erdstoffmischungen (zur Stabilisierung gegen den Angriff organ. Verbindungen)
4.Schicht	kaolinitischer Ton mit hohem Anteil $<2\mu\text{m}$ und ggf. geringen Karbonatgehalten (zur Pufferung des sauren Deponiesicker- wassers in der Betriebsanfangsphase)/-

Bei der Ausführung der Deponieoberflächenabdeckung wird der Einsatz hochquellfähiger Bentonite bevorzugt, um einen möglichst dichten Verschluss gegen eindringende Oberflächen- und Niederschlagswasser zu gewährleisten.

Fallbeispiele 2: Vertikaldichtungen und Schlitzwandsuspensionen

Die Herstellung von vertikalen Dichtungswänden (Tab. 5) gehört seit Jahrzehnten zu den traditionellen Aufgaben des Bauingenieurs. Der Einsatz erfolgt im Wasserbau, bei Abgrabungsumschließungen und in jüngster Zeit bei der Altlastensanierung.

Tabelle 5: Übersicht über Verfahren zur Herstellung von Dichtwänden und Richtwerte für übliche Wanddicken [d(m)] und erreichbare Wandtiefen [t(m)] (BRANDL (1989))

PRINZIP	DICHTWAND-SYSTEM	GRUNDRISS (schematisch)	ABMESSUNGEN	
			d (m)	t _{max} (m)
VERRINGERUNG DER DURCHLÄSSIGKEIT DES ANSTEHENDEN BODENS	VERDICHTUNGSWAND		0.3-0.5	10-20
	INJEKTIONSWAND		1.0-2.5	20-80
	GEFRIERWAND		≥ 0.7	50
	DÜSENSTRAHLWAND (auch „Jetwand“)		0.4-2.5 ≥ 0.15-0.3* (Lamelle)	30-50 20-30
VERDRÄNGEN DES ANSTEHENDEN BODENS UND EINBAU EINES ABDICHTUNGSMATERIALS	SPUNDWAND		~ 0.02	20-30
	SCHMALWAND		≥ 0.06-0.2**	10-27
	ERDBETON-RAMM-PROFILDICHTWAND		≥ 0.4	15-25
AUSHUB DES ANSTEHENDEN BODENS UND EINBAU EINES ABDICHTUNGSMATERIALS	BOHRPFÄHLWAND (Überschnitten)		0.4-1.5	20-40
	SCHLITZWAND mit Fräse		0.4-1.5	100-170
	SCHLITZWAND mit Greifer		0.4-1.0	40-50
	SCHLITZWAND (Kombinationsdichtung)		0.4-1.0	20-30

*) Gesamtbreite der rautenförmigen Düsenstrahlwände: ≥ 0.5 m
 **) in den Furchenbereichen der Rüttelbohrung deutlich breiter

Bei folgenden Dichtwandssystemen ist der Einsatz von smektitreichen Tonmineralrohstoffen (Bentonite, Tonmehle) als Dichtungsmaterialkomponente bekannt geworden:

- Injektionswand
- Düsenstrahlwand ("Jet grouting")
- Schmalwand
- Schlitzwand

Bei Injektionswänden wird eine geringfügig bentonitvergütete Zementinjektion eingesetzt. Das Verfahren kann vorteilhaft bei der Abdichtung lokaler Leckagen in grobkörnigen Böden (Anteil $< 63 \mu\text{m} < 30 \%$) sein.

Das Jet-grouting-Verfahren ist dadurch charakterisiert, daß eine Zement-Bentonit-Suspension mit oder ohne Luftzusatz unter hohem Druck (bis 1000 bar) in den zu dichtenden Untergrund gepreßt wird.

Gegenüber anderen Techniken zeichnet sich das Jet-grouting-Verfahren dadurch aus, daß auch geneigte Flächendichtungen hergestellt werden können. Schmalwände werden durch Rammen oder Schüttein von Einzelbohlen, die im Flußbereich mit einer Suspensionseinpreßdüse versehen sind, hergestellt. Während des Ziehens der Bohle werden Dichtungsschlämme in den Baugrund eingepumpt. Durch die Überschneidung der schrittweise hergestellten Wandelemente entsteht eine fugenlose Dichtungswand. Die Herstellung der Dichtungsschlämme erfolgt in einer Mischstation mit programmierbarer Dosiereinrichtung. Je nach Beschaffenheit des abzudichtenden Untergrundes wird eine stabilisierte Schmalwand oder eine verpreßte Schmalwand ausgeführt. Bei der verpreßten Schmalwand wird unter Vibrationswirkung das Dichtungsmaterial mit dem rolligen Boden vermischt.

Aus Tab. 6 sind typische Dichtungsmaterialrezepturen zu entnehmen.

Tabelle 6: Dichtungsmaterialrezepturen für das Schmalwandverfahren

stabilisierte Schmalwand	ca. 90 kg Bentonit/oder ca. 400 kg Tonmehl ca. 160 kg Zement/oder ca. 200 kg Zement 1.000 l Wasser
verpreßte Schmalwand	ca. 40 kg Bentonit/oder ca. 200 kg Tonmehl 100 - 150 kg Zement 1.000 l Wasser

Beim Schlitzwandverfahren werden abschnittweise mit einem Rechteckgreifer oder einer Fräse senkrechte Schlitze im Boden hergestellt und mit einer Stützflüssigkeit verfüllt. Je nach angewandter Technologie unterscheidet man zwischen Einphasen-, Zweiphasen- und Trockenschlitzwandverfahren.

Während beim Einphasenverfahren die Stützflüssigkeit im Schlitz verbleibt, dient die Stützflüssigkeit beim Zweiphasenverfahren nur der vorläufigen Schlitzsicherung und wird anschließend durch die eigentlichen Dichtungsmaterialien ersetzt. Das Trockenschlitzverfahren wird speziell bei der Kerndichtung von Erddämmen eingesetzt.

Zur Herstellung der Kerndichtung werden Erdbeton oder weitgehend trockene Tonmineralgemische eingebaut. Die Trockenschlitzwand eignet sich vorrangig für die nachträgliche Abdichtung von Erddämmen und Haldendeponien. Alle Schlitzwandverfahren können als Kombinationsdichtung durch den Einbau von Kunststoff-Folien ausgeführt werden und garantieren dadurch eine hohe Impermeabilität (kf-Werte 10^{-8} m/s).

Typische Schlitzwandrezeptionen sind:

Tonmineralrohstoff	Zement	Wasser
Na-Bentonit 4 %	16 %	80 %
Ca-Bentonit 15 %	15 %	70 %

Bevorzugt werden Na-belegte Bentonite eingesetzt, da sie eine schnelle Filterkuchen- und Krustenbildung an der zu stützenden Wand bewirken. Die Anwendung dieser Verfahren bei der Sanierung von Altlasten kann Probleme mit sich bringen, da die Sickerwässer Ionen (z.B. Ca^{2+} , Mg^{2+} , Cl^- , SO_4^{2-}) enthalten können, die die Erstarrung und Erhärtung des Dichtungsmaterial negativ beeinflussen können. Je mehr die gelösten Ionen den pH-Wert der Suspension ins saure Milieu verschieben, desto größer ist auch ihre schädigende, d.h. durchlässigkeit erhöhende Wirkung. Durch die Erhöhung des Anteils an smektitreichen Tonmineralstoffen in der Rezeptur kann die Stabilität und Beständigkeit erhöht werden.

Fallbeispiel 3: Asbestsubstitution

Im Rahmen der Aktivitäten zu Asbestsubstitution sind zahlreiche alternative Materiallösungen, die keine Asbestose oder kanzerogene Wirkungen befürchten lassen, vorgestellt worden, wobei auch die Einsatzmöglichkeiten von smektitreichen Tonmineralrohstoffen bzw. deren Aufbereitungsprodukte dargestellt werden. Dies betrifft insbesondere die Füllerfunktion, die von Mahlprodukten (z.T. dehydratisiert) übernommen werden kann. Aus Tab. 7 sind Rezepturen für die Herstellung von asbestfreien faserverstärkten Zementverbundmaterial zu entnehmen.

Tabelle 7: Rezepturen für bentonitvergütete Zementverbundmaterialien (nach AUSBORN, SCHOMBURG, 1987)

Zement (%)	Faseranteil (%)	Bentonit (%)	Rohdichte (kg/dm^3)	Biegefestig- (N/km^2)
65	10	5	1,58	25
80	10	10	1,58	26
70	10	20	1,65	29

Fallbeispiel 4: Sanierung von Seen

Die Zielstellung besteht darin, eine Eutrophierung von stehenden und schwach fließenden Gewässern zu verhindern. Dabei nutzt man das Vermögen von quellfähigen Dreischichtsilikaten, Phosphationen, die über Düngemittel und Detergentien in den natürlichen Stoffkreislauf gelangen bzw. durch Frühdiageneseprozesse aus dem unverfestigten Seesediment wieder aktiviert werden können, zu fixieren.

Die quellfähigen Tonminerale (Montmorillonit, Mixed-layer-Minerale) wirken ähnlich dem Al-Sulfat oder Fe-Chlorit als Flockungsmittel oder bilden gemeinsam mit diesen beschwerte Flocken, wobei die Phosphatverbindungen dauerhaft fixiert und am Seegrund gebunden werden. Bei der Sanierung werden Bentonitgaben zwischen 25 und 100 mg/Liter angewandt. Seesiegeldecken zur Konservierung des unverfestigten Seesedimentes bilden sich bei Zusätzen von 1 gr.Bentonit/Liter. Bei der Behandlung eines ca. 8000 m² großen Sees mit Bentonit und FeCl₃ wurden folgende Ergebnisse erzielt:

- Erhöhung der Sichtiefe
- Verminderung der Keimzahlen und des Planktongehaltes,
- Senkung des Gesamtphosphatgehaltes um ca. 40 %,
- starke Reduzierung des Orthophosphatgehaltes (<0,01 mg/Liter).

Damit stellt der Einsatz von geeigneten Tonmineralrohstoffen eine interessante Alternative zu anderen Sanierungsmaßnahmen, wie Tiefenwasserableitung, Sauerstoffbelüftung, biologische Reinigung (Einsatz algenfressender Fauna) und Entschlammung, dar.

Literaturverzeichnis

- AUSBORN, R. & SCHOMBURG, J. et. al.: Verfahren zur Herstellung eines asbestfreien faserverstärkten Zementverbundmaterials.- DDR-WP C04 B/298409, 1987.
- BRANDL, H.: Verfahren zur Sicherung und Sanierung von Altlasten.- Österr. Ingenieur- u. Architektenzeitschrift. 134 (1989) H. 2,57-81.
- HASENPATT, R.: Durchlässigkeit und Diffusion in Tonen.- Mitt. Inst. Grundbau und Bodenmechanik, ETH Zürich, Nr. 133, Zürich (1988), 65-76.
- HELING, D. & KLAPPERICH, V.: Die Durchlässigkeit von Sedimentgefügen für anorganische Elektrolytlösungen.- Mitt. Inst. Bodenforschung und Baugeologie der Univ. für Bodenkultur Wien, H. 1, Reihe Angew. Geowiss., Wien (1991),53-78.
- KOHLER, E.E.: Probleme zur Bewertung der chemischen Langzeitstabilität mineralischer Dichtungen.- Mitt. Inst. Bodenforschung und Baugeologie der Univ. für Bodenkultur Wien, H. 1, Reihe Angew. Geowiss., Wien (1991), 159-171.
- SCHOMBURG, J. et.al.: Verwendung von smektitreichen Tonmineralrohstoffen im Bauwesen.- Baustoffindustrie, Berlin (1987), H.6, 183-185.
- WEISS, A.: Über die Abdichtung von Mülldeponien mit Tonen unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses organischer Bestandteile im Sickerwasser.- Mitt. Inst. Grundbau und Bodenmechanik, ETH Zürich, Nr.133, Zürich (1988), 77-95.

KW Koralpe -*Geologische Erkundung und Betreuung
während der Planung und Bauausführung***

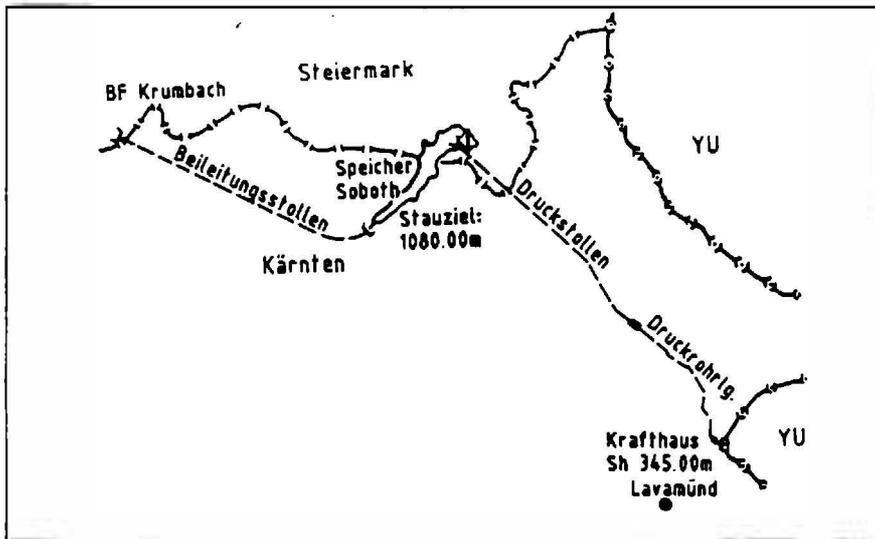
Dr. Heinz LITSCHER
Kärntner Elektrizitäts AG, Klagenfurt

1. EINLEITUNG UND VORGESCHICHTE

Die Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft hat bereits im Jahre 1960 mit topographischen und hydrographischen Erhebungen im südlichen Teil des Koralpenzuges begonnen. Zweck dieser Untersuchungen war, die Möglichkeiten zur energiewirtschaftlichen Nutzung der abfließenden Wassermengen im Feistritz- und Krumbachgraben zu erforschen.

Unmittelbar im Anschluß an diese Erkundungen setzten geologische Übersichtsbegehungen zur Erstellung eines Grundkonzepts für eine Kraftwerksanlage in diesem Gebiet ein (Abb. 1).

Abb. 1: KW Koralpe - Lageplan



Konkrete Untersuchungen mittels Aufschlußbohrungen, Seismik und detaillierten geologischen Kartierungen begannen im Jahre 1977 und fanden ihren Abschluß Ende 1980. Als Grundlage für diese Vorarbeiten diente das in den sechziger Jahren erstellte Projekt. Es erfolgten im weiteren Planungsverlauf Abänderungen und als Ergebnis dieser Projektierungsphase war eine Sperre am Krumbach und eine Sperre am Feistritzbach vorgesehen; beide Speicher sollten durch einen Stollen kommunizierend verbunden werden. Der Kraftabstieg wird über einen Druckstollen und eine Druckrohrleitung zum Krafthausstandort in Lavamünd bewältigt. Die Gesamtfallhöhe dieser Anlage beträgt 735 m.

Ende 1983 mußte aufgrund weiterer geologischer Erkundungen am Sperrenstandort Krumbach wegen ungünstiger Untergrundverhältnisse dieser Sperrenstandort aufgegeben werden (siehe 3.1.).

Das derzeitige Projekt, an dem seit 1987 gebaut wird, umfaßt daher nur noch den als Steinbrockendamm ausgebildeten Feistritzbachdamm mit einer Höhe von 85 m und einer Schüttkubatur von 1,7 Mio. m³. Der Speicherinhalt beträgt rund 16,2 Mio. m³. Druckstollen (ca. 5 km) und Druckrohrleitung (3,2 km) sind im Bau oder bereits fertiggestellt.

Mit dem Bau der Bachfassung am Krumbach und dem Vortrieb des Krumbach-Beileitungsstollens wurde im Sommer 1989 begonnen.

2. ZUR ALLGEMEINEN GEOLOGIE

Sämtliche Bauteile des Kraftwerkes liegen im mittelostalpinen Kristallin der Koridendecke, die sich ca. 40 km in Nord-Südrichtung erstreckt; die nördliche Begrenzung liegt im Einschnitt des Packsattels, die südliche in der Draufurche bei Unterdrauburg. Eine grobe Unterteilung ist in eine zentrale Gneisgruppe und eine höhere Glimmerschiefergruppe möglich. An Gesteinsinhalten liegen vor:

Gneise (vorwiegend Disthenfiasergneise), Amphibolite, Eklogit-Amphibolite, Marmore und Kalksilikatmarmore.

Da dieser Bericht nur auf ingenieurgeologische Aspekte ausgerichtet ist, wird auf die Diskussion über die sogenannte Plattengneistektonik nicht eingegangen.

Die Analyse bruchtektonischer Strukturen im Projektgebiet zeigt grundsätzlich drei Hauptstörungenrichtungen, die

- *annähernd Nord-Süd parallel zur Lavantaler Bruchzone verlaufen,*
- *West-Ost in der sogenannten Jauksattelstörung ihren Ausdruck finden und*
- *in einem NW-SO streichenden Störungsbündel im Bereich des Feistritzbachgrabens.*

Das Streichen des Schieferungsflächengefüges ist im Nordabschnitt Nord-Süd, im Süden des Kristallinostockes Ost-West gerichtet.

Die Koralle war bis auf wenige Kargletscher während der Eiszeit unvergletschert und es hat sich daher eine mächtige, nachgewiesen bis 85 m Tiefe, Verwitterungsdecke gebildet, die nun von tiefen Erosionsrinnen durchzogen wird. In manchen Straßeneinschnitten und Baugruben konnte festgestellt werden, daß unter Erhaltung des Flächengefüges die Gneise und Amphibolite chemisch zersetzt und in ihrem Korngefüge gänzlich entfestigt vorliegen.

Im innersten Talgrund des Feistritzbachgrabens, oberhalb des Weilers St. Vinzenz, wurden auch in der Überlagerungsdecke dunkle, oft stark gerundete Quarzgerölle gefunden, die auf eine tertiäre Verwitterungsdecke hinweisen.

3. GEOLOGISCHE DETAILBESCHREIBUNG

Im vorgelegten Bericht wird nur auf jene Bauteile des Kraftwerkes im besonderen eingegangen, die geologisch interessante Aufschlüsse oder Einblicke ermöglichen.

Im einzelnen sind dies:

3.1 der Sperrenstandort Krumbach

3.2 der Beileitungsstollen Krumbach

3.3 die Sperre Feistritzbach mit Stauraum und

3.4 der Druckstollen, die Druckrohrleitung und der Krafthausstandort in Lavamünd

3.1 Geologie und Tektonik im Bereich des Sperrenstandortes am Krumbach

Die Furche des Krumbaches verläuft in ihrem Oberlauf von West nach Ost und biegt bei der Einmündung des Kesselbaches in Nord-Süd-Richtung ein. Der Oberlauf ist in die Auflockerungszone der Störungsbahn eingeschnitten, die von Maria Rojach (Lavanttal) über den Jauksattel in Richtung Eibiswald zieht. Durch diese Störung wird der Ostrand des Lavanttalbruches in West-Ost-Richtung versetzt.

Im Schnittpunkt des Krumbaches mit dem nördlich einmündenden Kesselbach ist eine deutliche Verbreiterung des Talquerschnittes festzustellen; auch für die Einkerbung des Kesselbaches kann eine tektonische Vorzeichnung angenommen werden.

Der Talkessel ist mit Muren- und Bergsturzmaterial aufgefüllt. Vereinzelt liegt grobes Blockwerk aus Bergstürzen von der orographisch linken Talflanke auf der Talfüllung fächerförmig auf.

Nach umfangreichen geologischen Kartierungsarbeiten im Maßstab 1:500 wurden im Jahre 1977 mehrere Bohrungen im Talboden und in den Flanken niedergebracht, um die Geologie des Untergrundes zu klären. Im Zuge dieser Arbeiten zeigten sich mehrere tektonische Horizonte, die dem jeweiligen Talverlauf entsprechend durchziehen und die bisherigen Annahmen bestätigen:

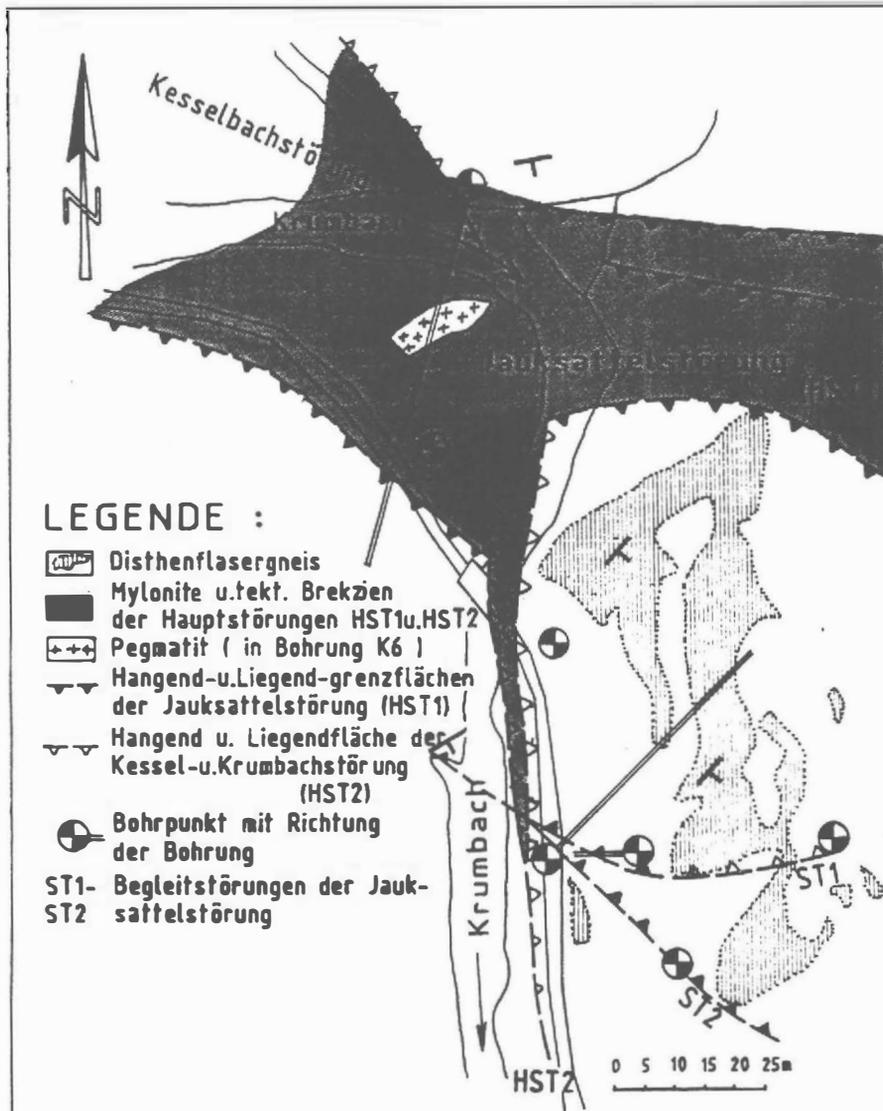
- *Das Störungsblatt der West-Ost verlaufenden Jauksattelstörung, welches als mächtiges Band mit mylonitischen brekziösen Gesteinseinheiten (mit Pegmatileinlagerungen) vorliegt und*
- *die Störung, die Nord-Süd im Einschnitt des Kesselbaches und im weiteren im Einschnitt des Krumbaches durchschlägt, führt ebenfalls mylonitische Gesteinsinhalte.*

Aufgrund der Anordnung der Bohrungen, die nach den jeweiligen Ergebnissen der vorangegangenen ausgerichtet wurden, konnte die Einfallsrichtung der Jauksattelstörung ermittelt werden. Die schwarzen Mylonite und muschelartig brechenden graphitischen Aggregate, die in einer horizontalen Ausdehnung von über 60 m aufgeschlossen sind, liegen auch in den Bohrungen K 3 und K 5 in einer solchen Position, daß die Einfallsrichtung des Störungsblattes mit annähernd 50° nach Süd festgelegt werden konnte.

Die Orientierung der Kesselbachstörung (Nord-Süd) ist in Verbindung mit dem s-Flächengefüge zu sehen, welches nach Südosten einfällt; das Störungsblatt fällt ebenfalls nach Südosten ein.

Die ungünstige geologische Situation, vor allem die Unterschneidung des Felssockels im geplanten Sperrenstandort durch die nach Süd einfallende Jauksattelstörung, haben die KELAG dazu veranlaßt, diesen Sperrenstandort fallen zu lassen und die Überleitung des Krumbaches über eine Bachfassung und einem als Freispiegelstollen konzipierten Beileitungsstollen zu bewältigen.

Abb. 2: KW Koralpe - die tektonischen Strukturen am geplanten Sperrenstandort Krumbach



3.2 Beileitungstollen Krumbach

Der geplante Freispiegelstollen mit einer Länge von 5.477 m (Neigung 1,2 Promille) und einem Querschnitt von ca. 10 m² wurde westlich der Kirche von St. Vinzenz in einer SH von 1.081 m angeschlagen und unterfährt den Breitenkogel (1.377,0 m), den Geißofen (1.482,0 m) und wird am Krumbach in einer SH von 1.087,5 m durchgeschlagen. Die höchste Gebirgsüberlagerung liegt im Abschnitt der Unterfahrung des Geißofens und beträgt ca. 385,0 m.

Eine geologische Detailkartierung im Maßstab 1:10.000 wurde im Herbst 1985 angefertigt. Sie umfaßt einen ca. 500 m breiten Kartenstreifen. Erschwerend bei den Kartierungen war der Mangel an geeigneten Aufschlüssen, bedingt durch die mächtige Schuttüberdeckung, die zum Teil aus der tiefgründigen Verwitterung des Gebirges stammt. Auch sind im Süden des Kartierungsgebietes bei St. Vinzenz vermutlich noch tertiäre Landreste vorhanden.

Verschiedene Gneistypen, "Plattengneise", Disthenfasergneise, Glimmerschiefer und Granatglimmerschiefer sowie Eklogit-Amphibolite und kleinere Marmoreinschlüsse in der Abdachung zum Krumbach, bilden die zu durchörternde Gesteinsabfolge.

Untergeordnet treten Quarzgänge in Verbindung mit schmalen Amphibolitstreifen auf.

Im nördlichen Abschnitt der Stollentrasse durchtrennen Mylonitzonen der parallel zum Krumbach verlaufenden Jauksattelstörung das Gebirge.

Der Stollen wurde mit einer Stollenfräse (3,5 m Durchmesser) aufgeföhren. Trotz sehr schweren, schon in der Prognose beschriebenen Gebirges im Bereich der Jauksattelstörung konnte nach mehrmaliger Überföhstung der Durchschlag im Krumbachgraben erfolgen.

Neben diesen tektonischen Hindernissen wurde auch das flache Lagerungsgefüge zu einem wesentlichen Erschwernis. Die in der Ausschreibung

angeführten Gebirgsgüteklassen wurden in den Klassen I bis III nahezu im gleichen Prozentsatz wie ausgeschrieben, aufgeföhren. In den höheren Klassen IV bis VI fand aber eine markante Verschiebung zur Gebirgsgütekategorie VI und "Sonderbaumaßnahmen" statt.

Hier hat sich wie schon so oft gezeigt, daß eine prognostische Abgrenzung bestimmter Gebirgsgüteklassen, vor allem in schwerem Gebirge, bei ungünstigen Aufschlußverhältnissen im Detail nicht möglich ist.

3.3 Sperre Feistritzbach und Stauraum

Die Aufstandsfläche für das Dammbauwerk im Einschnitt des Feistritzbaches wurde bereits im Jahre 1977 durch 11 Rotationsbohrungen aufgeschlossen. Durch Wasserabpreßversuche wurde die Wasserwegigkeit im Gebirge ermittelt und es wurden auch eine Unzahl mineralogisch-petrographischer Analysen zur Feststellung des Gesteinsbestandes durchgeführt.

Eine Gliederung der Sperrenstelle ist aufgrund der morphologischen Verhältnisse in

- *den Bereich der orographisch linken Flanke und Talschulter*
- *den zentralen Bereich mit einer Störungsbahn im tiefsten Talabschnitt und*
- *den Bereich der orographisch rechten Talflanke, der durch hervorstehende Felsbarrieren gegliedert und von einer Störungsbahn durchschnitten wird,*

möglich.

Für alle Bereiche ist die tiefgründige Verwitterung, die in Mulden und Einschnitten durch Bohrungen erkundet über 25 m betragen kann, charakteristisch. Die an die Oberfläche tretenden Felsrippen sind aber sehr

kompakt und zeigen nur bei ausgeprägtem Kluff- und Lagerungsgefüge Auflösungsstendenzen (rechte Talflanke).

Zur Gestaltung der Dammaufstandsfläche wurden in Teilabschnitten die obersten Lagen der Verwitterungsdecke abgetragen und nach einer für die Baustelle anwendbaren Bewertung (Verwitterungsgrad V1 - V3) des jeweiligen Aufschlußzustandes die Schüttung vorgenommen. Das 1,7 Mio m³ umfassende Dammschüttmaterial wurde aus drei im Stauraum liegenden Steinbrüchen entnommen.

Auch in den Steinbrüchen waren dieselben Kriterien wie bei der Dammaufstandsfläche Grundlagen bezüglich der Materialbeschaffenheit und maßgebend für den Einbau in die jeweiligen Dammmzonen.

Zu bemerken ist noch, daß das Sperrenbauwerk einen Asphaltbetondichtkern hat und daß der Kontrollgang, von dem aus die Untergrunddichtung eingebracht wurde, in anstehendem Fels gegründet ist. Als Untergrunddichtung wurde ein mehrreihiger Injektionsschleier geplant, der in mehreren Phasen - unter Berücksichtigung des Felszustandes und Gefügeaufbaues - injiziert wurde. Die Injektionsarbeiten waren noch im Sommer 1991 im Gange.

3.4 Druckstollen, Druckrohrleitung und Krafthausstandort in Lavamünd

3.4.1 Der Druckstollen

Der im Endzustand mit Beton ausgekleidete, ca. 5 km lange Druckstollen wurde im Magdalensberg oberhalb von Lavamünd angeschlagen. Problematisch beim Vortrieb war der große Wasserandrang im Stollenabschnitt von km 1,7 - 2,1; es wurde eine Marmorlinse angefahren, aus deren Kluff- und Karstsystemen in den ersten Tagen bis zu 300 l/s Wasser ausgeflossen sind; dieser Wasserzutritt ist im Laufe der Zeit auf 60 bis 80 l/s zurückgegangen.

In Verbindung mit dem Wassereinbruch sind auf der Paßhöhe der Soboth-Bundesstraße mehrere Quellen trocken gefallen, die aber im letzten Jahr (ab 1990) wieder langsam angesprungen sind, nachdem sich durch die Abdichtungen im Stollen der Bergwasserspiegel wieder aufgebaut hat.

Ein weiteres Problem für den Fräsvortrieb (3,5 m Durchmesser) war die flache Lagerung, die immer wieder durch das Aufsitzen von Felsplatten auf den Bohrkopf den Vortrieb behinderte. Der häufige Wechsel der Gebirgsgüteklassen erschwerte ebenfalls den Vortrieb.

Grundsätzlich ist jedoch festzuhalten, daß in den Gebirgsgüteklassen nur unwesentliche Verschiebungen im Bereich der Gebirgsgüteklassen IV bis VI und Sonderbaumaßnahmen der Ausschreibung zum tatsächlichen aufgefahrenen Gebirge eingetreten sind.

3.4.2 Die Druckrohrleitung

Die 3200 m lange Druckrohrleitung (Durchmesser 1,60 m auf 1,40 m verjüngt) wurde nach einem von der KELAG im Zuge der Errichtung der Kraftwerksgruppe Fragant entwickelten System in einer bis zu 5 m tiefen Künette verlegt, zur Gänze von einem Betonmantel umgeben und überschüttet. Die durchgehende Betonumhüllung bietet neben einem ausgezeichneten Korrosionsschutz den Vorteil eines kontinuierlichen Reibungsschlusses in der Sohlfuge. Sie kann zur Stützung der im geschlossenen System ohnehin reduzierten Längsbiegewirkungen des DRL-Stranges im Krümmerbereich herangezogen werden, um das Verformungsverhalten der Knickpunkte zu beherrschen, wobei das Gleichgewicht des Stranges selbst nicht betroffen wird. Nur in Fällen starker Richtungsänderungen, wo mittels zusätzlich eingelegter Bewehrungslagen nicht das Auslangen gefunden wird, werden Sondermaßnahmen (Anker, Festpunkte) erforderlich. Parallel verlegte Drainrohre links und rechts des Rohrstranges sorgen für eine sichere Abfuhr anfallender Hangwässer. Zusätzlich sind in stark vernäbten Strecken oberflächennahe Drainagen mit entsprechend gesicherten Ausleitungen angeordnet.

In steilen Hanglagen sind zur Erhöhung der Gleitsicherheit Ankerpunkte und zur Stabilisierung der Hinterfüllung Querwerke aus Beton, Holz oder Sandsackbarrieren vorgesehen.

Im mittleren Abschnitt des Rohrstranges mußte ein von Hangbewegungen durchsetztes Gebiet durchfahren werden, das intensive geotechnische Voruntersuchungen erforderte. Aufgrund des hohen Verwitterungsgrades des Untergrundes und der oft steilen Hanglage wurde als Ergebnis dieser Untersuchungen eine Zonengliederung für den Aufbau der obersten Hangschwarte erarbeitet.

Zone 0:

Der guterhaltene Fels ist nur schwach geklüftet, mit Kluffabständen von 1m. Verwitterungsspuren in Form von oxydierten Streifen entlang von K- und s-Flächen treten nicht auf.

Zone 1:

Der Fels ist im Zentimeter- bis Dezimeterbereich geklüftet; Verwitterungsspuren im Einflußbereich offener K- und s-Flächen sind deutlich zu erkennen.

Zone 2:

Der stark verwitterte Fels, der häufig von mylonitführenden Klüften durchsetzt ist, weist eine Gesteinszersetzung aufgrund chemischer Einflußfaktoren auf. Bildung von Gesteinsgrus.

Zone 3:

Stark verwitterter Boden mit eingelagerten Gesteinstrümmern.

Zone 4:

Humusdecke von verwittertem, grusigem Blockwerk durchsetzt.

In Absprache mit dem Sachverständigen für Geologie der Obersten Wasserrechtsbehörde durfte eine Gründung des Rohrstranges im schlechtesten Fall im Material der Zone 2 erfolgen; es mußten jedoch in derartigen Abschnitten zusätzliche Sicherungsmaßnahmen, sowohl in der Aushubkünette als auch in der Auflagerfläche durchgeführt werden.

Die Beobachtung der an mehreren Stellen eingebrachten Felsanker zeigte bis zum Herbst 1989 keine Verformungen im geklüfteten Fels der Ankerstrecken an. Ebenso sind auch an der Oberfläche keinerlei Bewegungen in der Hangschwarte im unmittelbaren Trassenbereich festzustellen.

Die Wasserschüttung aus den Drainagen schwank in Abhängigkeit von den jeweiligen Niederschlägen (0,2 - 0,5 l/s).

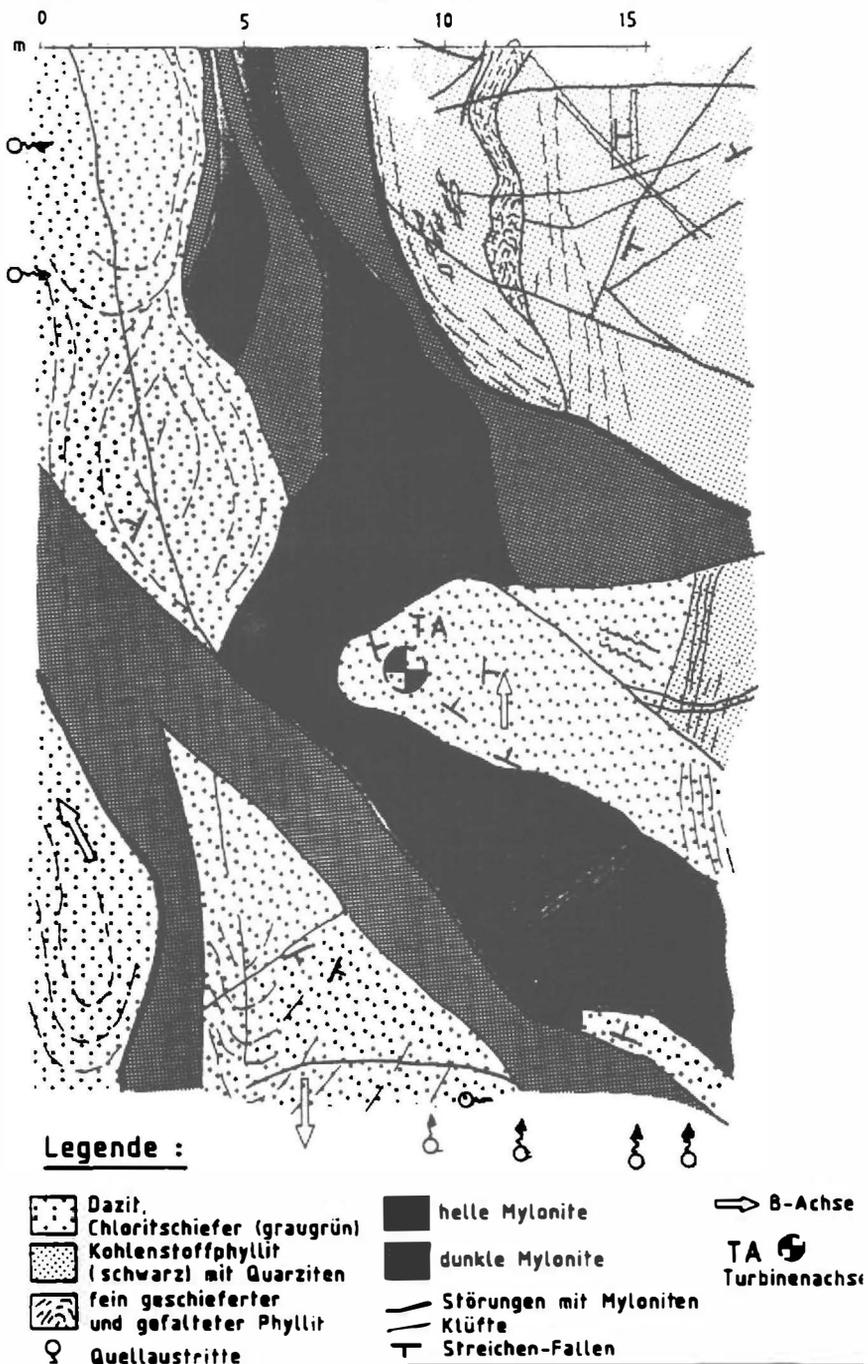
3.4.3 Krafthausstandort in Lavamünd

Zur Festlegung des Krafthausstandortes wurden am östlichen Siedlungsrand von Lavamünd, im Bereich zwischen Bundesstraße und dem alten Bahndamm der Bahnverbindung Lavamünd-Unterdrauburg (Dravograd), drei Rotationsbohrungen bis zu einer Maximaltiefe von 51 m abgeteuft.

Durch diese Bohrungen wurden Mylonitzonen mit eingelagerten Chlorit-Phyllit- und Dazitinsen aufgeschlossen. Außerdem konnte ein hangwasserführender Horizont im Grenzbereich Überlagerung/anstehender Fels (Mylonit) ermittelt werden (Abb. 3).

Problematisch für den Baugrubenaushub war der große Hangwasserandrang und die damit verbundene Einwässerung der Mylonitzonen. Um das zu verhindern, wurde die Sohle in kleinen Abschnitten aufgeschlossen und sofort durch eine Magerbetonschicht (über 1 m dick) gesichert.

Abb. 3: KW Koralpe - Geologie der Krafthausgründungsfläche



4. SCHLUSSBEMERKUNG

Die geologischen Aufschlüsse, die vor und während des Baugeschehens für das Kraftwerk Koralpe erzielt wurden, konnten nahezu lückenlos dokumentiert werden. Die Aufzeichnungen geben einen Einblick in den geologischen Bau des Gebietes im südlichen Abschnitt der Koralpe; die Auswertung aller vorliegenden geologischen Unterlagen kann erst in späterer Zeit erfolgen.

"Geologische Aspekte der Gebirgsklassifizierung im Tunnelbau"

Univ.Prof.Dr. Gunther RIEDMÜLLER
Institut für technische Geologie, TU Graz

1. Einleitung

Die Gebirgsklassifizierung gehört zu den wichtigsten Aufgaben im Tunnelbau. Dies gilt sowohl für die Planungsphase, wie auch für die Bauausführung. Die Gebirgsklassifizierung bildet eine wesentliche Grundlage für Planung, Ermittlung der Baukosten, Entwurf, Baudurchführung und Abrechnung. Trotz dieser Wichtigkeit, vielleicht auch gerade deshalb, ist die Vorgangsweise bei der Gebirgsklassifizierung im Tunnelbau weltweit noch immer ein heiß diskutiertes Thema.

Die Zielsetzung der Gebirgsklassifizierung besteht grundsätzlich darin, das Gebirge entlang einer Tunneltrasse nach seinem Verhalten beim Öffnen des Hohlraumes zu klassifizieren.

Das Gebirgsverhalten wird bestimmt durch miteinander in vielfachen Wechselbeziehungen stehenden geologischen, geomechanischen und tunnelbautechnischen Einflußfaktoren. Daraus folgt, daß bei einer Gebirgsklassifizierung diese Einflußfaktoren berücksichtigt werden müssen.

In diesem Beitrag möchte ich mich zur Hauptsache auf die geologischen Aspekte der Klassifizierung im Gebirgstunnelbau nach der NATM beschränken. Es soll aufgezeigt werden, worin die Aufgabe des Geologen bei der Gebirgsklassifizierung bestehen kann und welche Methoden ihm dabei zur Verfügung stehen.

Betrachtet man die geschichtliche Entwicklung der Gebirgsklassifizierung, so läßt sich feststellen, daß ausgehend von TERZAGHI (1946) und STINI (1950), bei denen Gebirgseigenschaften mit einem zu erwartenden Auflockerungsdruck in

Beziehung gebracht wurden, verschiedenste Ausgangsparameter zur Gebirgsklassifizierung verwendet wurden.

Einen Meilenstein vorwärts bedeutete das Klassifizierungssystem von LAUFFER (1958), welches das Gebirgsverhalten nach Stehzeit und freier Stützweite kennzeichnete und bereits zeitabhängige Grenzkennlinien des Gebirges beinhaltete.

Im Zeitraum von Ende 1960 bis ca. Mitte 1970 wurden zahlreiche Klassifizierungssysteme publiziert, in denen versucht wurde, Gebirgsgüteklassen aus Gesteins- und Gebirgskennwerten, wie Gesteinsfestigkeiten, Kluftdichte, Qualität von Bohrkernen usw. zu bestimmen. Diesen Klassifizierungen war gemeinsam, daß sie eine quantitative Bewertung mittels Parameter versuchten, die entsprechend ihrer Bedeutung für den Tunnelbau numerisch bewertet wurden. Die Bewertungsparameter und ihre Gewichtung wurden aus Fallstudien abgeleitet. Aus den Bewertungszahlen ergaben sich die entsprechenden Gebirgsklassen mit bestimmten tunnelbautechnischen Aussagen.

Aus der Fülle dieser Gebirgsklassifizierungen haben sich in den letzten Jahren die Gebirgsklassifizierungen von BIENIAWSKY (1973, 1986) und BARTON (1974) international stärker durchgesetzt. Dies geschah zur Hauptsache wegen ihrer klaren publizistischen Dokumentation und der Einfachheit ihrer Handhabung. Auch ein Geotechniker mit geringer Erfahrung kann nach diesen Systemen das Gebirge klassifizieren.

Aus unserer alpinen Sicht ergeben sich eine Reihe grundsätzlicher Einwände gegen diese sogenannten "Rating Klassifizierungen".

Es sind dies folgende Unzulänglichkeiten:

- Die Ermittlung der Parameter ist teilweise subjektiv. Erfahrungen zeigen, daß die Bewertung von verschiedenen Personen durchgeführt, verschiedene Ergebnisse brachte.

- Diese Schwierigkeit hängt u.a. auch damit zusammen, daß die Zuordnung der Parameter zu Kategorien infolge der geologisch bedingten Merkmalsstreuung vielfach sehr kompliziert ist und besondere Methoden, z.B. "Fuzzy set" Analysen erfordern würde.
- Nachdem die Parameterermittlung für die Klassifizierung zur Hauptsache an der Ortsbrust während des Vortriebes erfolgt, ist es schwierig, jene Parameter zu erfassen, die repräsentativ für den betreffenden Gebirgsbereich sind. Dies gilt vor allem für geteilte Querschnitte.
- Die Wechselbeziehungen der verschiedenen Einflußfaktoren werden nicht berücksichtigt.
- Das Verformungsverhalten des Gebirges findet keine, oder eine zu geringe Berücksichtigung. Die Einbindung der Gebirgsklassifizierung in eine mit dem Vortrieb erfolgende Verformungsmessung ist nicht gegeben.

Diesen sogenannten "Rating Systemen" stehen jene Gebirgsklassifizierungen gegenüber, die seit Jahrzehnten in Österreich im Zusammenhang mit der NATM angewendet werden. An ihrer Entwicklung waren maßgeblich RABCEWICZ, PACHER, MUELLER und GOLSER beteiligt. (PACHER, RABCEWICZ, GOLSER 1974; ÖNORM B 2203).

Das Hauptaugenmerk gilt bei den alpinen Klassifizierungen neben einer qualitativen Gebirgsbeschreibung dem Verhalten des Gebirges beim Öffnen des Hohlraums in Wechselwirkung mit den jeweiligen Ausbaumaßnahmen. Die österreichische Klassifizierung setzt im Sinne der NATM eine gleichzeitig mit dem Vortrieb erfolgende messende Beobachtung der Gebirgsreaktionen voraus.

Einwände gegen das österreichische Klassifizierungssystem bestehen zur Hauptsache darin, daß die Klassifizierung große Erfahrung und Intuition erfordert, Gesteins- und Gebirgskennwerte nicht eindeutig definiert sind und die Klassifikationskriterien nicht oder nur sehr schwer objektiviert werden können.

Im folgenden möchte ich versuchen, einerseits den Stellenwert der Gebirgsklassifizierung beim Tunnelbau nach der NATM näher zu erläutern und andererseits Vorgangsweisen aufzuzeigen, aus denen hervorgeht, wie von Seiten der Geologie diesen, sicherlich teilweise berechtigten Vorwürfen gegen die österreichische Gebirgsklassifizierung entgegengewirkt werden kann.

Betrachtet man Projektsablauf und Bauausführung eines Tunnels, so läßt sich erkennen, daß die Gebirgsklassifizierung in wesentlicher Weise Planung und Baudurchführung bestimmt.

Vorerkundungen, Analysen und Erfahrungen schaffen die Voraussetzungen für den Bauentwurf. Die Grundlage des Entwurfskonzeptes bilden Charakteristik und Verteilung der Gebirgsklassen. Daraus ergeben sich Regelstützmaßnahmen, Baumethoden, Bauabfolgen und schließlich die Ausschreibungsunterlagen.

Bei der Baudurchführung erfolgt vor Ort die Gebirgsklassifizierung während des Tunnelvortriebes. Durch geotechnische Messungen wird überprüft, ob eine Stabilisierung eingetreten ist oder ob trotz Einbaues der vorgesehenen Stützmittel keine Stabilisierung der Gebirgsdeformationen erreicht werden kann.

Diese laufende messende Beobachtung der Gebirgsreaktionen bildet die Voraussetzung für eine erfolgreiche Baudurchführung nach der Neuen Österreichischen Tunnelbaumethode.

Haben sich die Deformationen im erforderlichen Ausmaß beruhigt, so kann man im Sinne einer wirtschaftlichen Vorgangsweise eine zu konservative Gebirgsklassifizierung korrigieren. Läßt sich aus den geotechnischen Messungen hingegen feststellen, daß die Stützmittel zu schwach dimensioniert wurden und das Gebirge die sekundären Beanspruchungen nicht ertragen kann oder eine Entwicklung in Richtung eines Nachbruches bzw. Verbruches zu befürchten ist, so muß zunächst die Klassifizierung vor Ort und damit der Stützmitteleinbau geändert werden. Bei sehr starken Abweichungen der tatsächlichen von prognostizierten Verhältnissen muß unter Umständen sogar eine Änderung des Baukonzeptes bzw. der Regelstützmittel erfolgen.

Derartige Eingriffe in den Bauentwurf sind vor allem für den Auftraggeber unerfreulich. Sie ermöglichen dem Auftragnehmer einen Ausstieg aus dem Vertrag und sind im allgemeinen mit hohen Zusatzkosten verbunden.

Dieses vereinfachte Schema der Projektierung eines Tunnels läßt erkennen, daß Fehler bei der Gebirgsklassifizierung zu unsicheren Kalkulationsgrundlagen sowie zu Mängeln in der Ausschreibung und Bauausführung führen. Sie bilden damit die häufigsten Anlässe von Vertragsstreitigkeiten.

In meinem Vortrag möchte ich zunächst einige Schwerpunkte geologischer Tätigkeiten bei der Gebirgsklassifizierung während der Projektierung und dann anschließend ein Beispiel zur Gebirgsklassifizierung während der Baudurchführung behandeln.

2. Gebirgsklassifizierung vor Baubeginn

Die geologische Grundlage jeder Gebirgsklassifizierung vor Baubeginn ist die Erstellung geologischer bzw. geomechanischer Modelle. Sie werden entlang einer Tunneltrasse aus einer Fülle von geologischen, hydrogeologischen und geotechnischen Daten ermittelt und erfordern eine Charakteristik des Gebirges, die Zusammenfassung geotechnischer Einheiten, Differenzierung von Homogenbereichen, Abschätzung primärer und sekundärer Spannungszustände sowie möglicher Versagensmechanismen beim Tunnelvortrieb.

Ausgehend von einer Gebirgscharakteristik werden unter Berücksichtigung von Festigkeitskennwerten Gebirgsfestigkeiten bzw. geotechnische Einheiten und schließlich Homogenbereiche in bezug auf geotechnische Eigenschaften ermittelt.

In weiterer Folge werden unter Berücksichtigung der Hohlraumgeometrie die zu erwartenden Sekundärspannungen den Gebirgsfestigkeiten gegenübergestellt. In jenen Bereichen, in denen die elastischen Bedingungen des Gebirges überschritten werden, erfolgt eine Abschätzung möglicher

Versagensmechanismen. Daraus wird dann schließlich die Gebirgsklassifizierung abgeleitet.

Bei der Gebirgsklassifizierung müssen die Einflußparameter des Gebirges (Gestein, Trennflächen, Spannungszustand) in ihrer Wechselbeziehung mit dem Bauvorgang (Vortriebsgeschwindigkeit, Baufolgen, Ausbauwiderstand) betrachtet werden. D.h. eine umfassende Gebirgsklassifizierung sollte wesentliche Elemente der Gebirgscharakteristik, das Verhalten des Gebirges bei/bzw. nach Öffnen des Hohlraumes und die damit in Wechselbeziehung stehenden Bauvorgänge bzw. Ausbaumaßnahmen enthalten.

Die Ermittlung der sogenannten Gebirgsgüteklassen wird vom Geologen in enger Zusammenarbeit mit dem Geotechniker und dem Tunnelprojektanten durchgeführt.

Der gesamte Vorgang, der von der Gebirgscharakteristik über die Ermittlung von Gebirgsfestigkeiten, die Differenzierung von Homogenbereichen zur Gebirgsklassifizierung führt, ist mit einem iterativen Prozeß vergleichbar, bei dem statistische bzw. probabilistische Methoden angewendet werden sollten.

Zur Illustration der Problematik der Gebirgsklassifizierung im Zuge der Tunnelprojektierung möchte ich nun einige Beispiele aus meiner Tätigkeit vorstellen.

2.1. Semmering-Basistunnel

Nach der Trassenfindung erfolgte für das § 4-Verfahren eine sogenannte Grobklassifizierung. Es ist dies eine Differenzierung in drei Klassen, die der klassischen Unterscheidung in "standfest", "gebräch" und "druckhaft" entspricht und etwa den GGKL 1/2, 3/4 und 5/6 der ÖNORM B 2203 gleichgesetzt werden kann.

Diese Dreigliederung läßt sich geomechanisch einfach definieren und ist für eine rasche Anschätzung, die zur Hauptsache auf geologischen Parametern und Analogievergleichen beruht, gut geeignet.

Die Vorgangsweise bei der Grobklassifizierung für den Semmering-Basistunnel war folgende:

Der erste Schritt bestand in einer Homogenbereichsgliederung. Dabei wurden lithologische Einheiten, tektonische Störungen und die Geometrie der Trennflächen berücksichtigt.

Voraussetzung dazu bildete eine geologische Detailkartierung im Maßstab 1:5000 und die Auswertung von ca. 4000 Gefügemessdaten.

Eine wichtige Unterstützung waren Kernbohrungen. Sie wurden zur genaueren Erfassung von Störungen und geologischen Grenzen abgeteuft.

Für die Gefügehomoengliederung waren zunächst größere, durch die Kartierung erfaßbare, strukturelle Einheiten maßgebend.

Bei großen Datenmengen und komplizierten strukturellen Verhältnissen, wie dies im Trassenkorridor des Semmering-Basistunnels der Fall war, mußte mittels statistischer Methoden eine weitere Untergliederung der strukturellen Einheiten erfolgen.

Nach der Gefügehomoengliederung wurde der Einfluß des Trennflächengefüges auf den Tunnel untersucht. Eine wertvolle Methode war dabei die Auswertung nach der "Block Theory" von GOODMAN (R.E. GOODMAN, GEN-HUA SHI 1985). Aus den jeweiligen Volumina kritischer Klüftkörper, oder bei Eingabe von Trennflächenreibungswinkeln, aus der sogenannten "Total Sliding Force", der Gesamtheit der auf kritischen Trennflächen wirksamen Scherkräfte, ergaben sich Hinweise über die Beeinträchtigung der Hohlraumstabilität durch das Trennflächengefüge in Abhängigkeit von Hohlraumgeometrie und Tunnelachsrichtung. Die GOODMAN-Auswertung ermöglichte die Ableitung von Profilasymmetrien, Tendenzen zu Nachbrüchen und potentiellen Versagensmechanismen.

Die Extrapolation lithologischer und struktureller Merkmale in das Tunnelniveau führte schließlich unter Berücksichtigung der Primärspannungen zur Abgrenzung von Gebirgsbereichen von denen man annehmen konnte, daß sie sich durch ihr Deformationsverhalten unterschieden.

Aufgrund der Gegenüberstellung geschätzter Gebirgsfestigkeiten und Ulmspannungen konnte eine Grobklassifizierung in "standfest" bzw. "nachbrüchig" und "druckhaft" erfolgen.

Problematischer gestaltete sich die Unterscheidung der "gebrächen" Klasse. Beim "gebrächen" Gebirge sind Gebirgsfestigkeiten und Ulmspannungen nahezu gleich groß. Kennzeichen sind unterschiedlich tief reichende Auflockerungen mit nachdrängenden Gewichtskräften. Sie führen zu gefügebedingten Ablösungen aus dem Gebirgsverband und beeinträchtigen Standzeit sowie freie Stützlänge.

Im Zuge der weiteren Projektierung, die derzeit im Gange ist, werden nun genauere Aussagen über die zu erwartenden Gebirgsklassen verlangt. Dazu sind spezielle gefügekundliche Analysen in Aufschlüssen, hydrogeologische Untersuchungen und eine Verdichtung von Kernbohrungen sowie eine repräsentative Zahl von mechanischen Gesteins- und Gebirgskennwerten erforderlich.

Die Untersuchungen konzentrieren sich im wesentlichen auf jene Gebirgsabschnitte, für die erwartet wird, daß die Ulmspannungen höher als die Gebirgsfestigkeiten sind.

Zur Ermittlung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Gebirges werden Bohrlochaufweitungsversuche bei möglichst hohen Primärspannungen durchgeführt.

Aus Kernproben werden Gesteinskennwerte ermittelt. Neben den Druckfestigkeiten sind vor allem die Scherparameter parallel sowie normal zur Schieferung von Wichtigkeit. Die aus Bohrkernen ermittelten Daten streuen im allgemeinen sehr stark, sodaß eine größere Anzahl von Laboranalysen erforderlich ist.

In Ergänzung zu den mechanischen Bohrloch-in-situ-Versuchen sind Bohrlochschallmessungen vorgesehen. Die Bohrlochgeophysik ermöglicht die Erfassung größerer, tiefliegender Gebirgsbereiche.

Der Beitrag des Geologen zur Gebirgsklassifizierung besteht in dieser Planungsphase u.a. darin, die in-situ-Versuche und Probenentnahmen zu steuern und zu überprüfen, inwieweit die Kennwerte repräsentativ sind und auf welche Gebirgsbereiche sie übertragbar sind.

Eine spezifisch geologische Aufgabe bei der Detaillierung der Gebirgsklassifizierung wird derzeit im westlichsten Abschnitt des Semmering-Basistunnels bei Mürzzuschlag durchgeführt.

Der Tunnel durchörtert in diesem Abschnitt bei geringer Überlagerung einen vorwiegend aus Kalkmarmoren bestehenden Karbonatgesteinskörper, der bergwärts unter zerscherter Semmeringquarzitinsen und Phyllite des Altkristallins einfällt.

Die Karbonatgesteinsrippe wird im Abstand weniger Zehnermeter von steil stehenden NE-SW streichenden Störungen zerlegt. Die bruchtektonische Beanspruchung führte zur Ausbildung von Zerrüttungsstreifen mit unterschiedlicher Mächtigkeit und Trennfächendichte.

Nachdem für die Gebirgsklassifizierung dieses Abschnittes der Zerlegungsgrad, insbesondere jener der Kalkmarmore einen wesentlichen Einflußparameter bildete, wurde für eine genauere Differenzierung von gebrächem und druckhaftem Gebirge, dessen Verteilung bei der Grobklassifizierung mit 80 % und 20 % geschätzt wurde, eine räumliche, quantitative Erfassung von Zerlegungsgradklassen erforderlich.

Infolge der stark streuenden Daten, der unscharfen Abgrenzung mit diffusen Übergängen verschieden zerlegter Gebirgsbereiche, des Vorliegens von vorwiegend unpräzisen Meßergebnissen bis hin zu Zufallsbeobachtungen, kann das Problem einer Abgrenzung von Homogenbereichen in bezug auf die Gebirgszerlegung mit den üblichen statistischen Methoden nicht bewältigt werden.

Einen Ausweg bildet die "Fuzzy Logic". Es ist dies eine mehrwertige Logik, die es ermöglicht, mittels sogenannter "membership functions" Unschärfen mathematisch zu formulieren und Zugehörigkeiten mit einer reellen Zahl zwischen 0 und 1 auszudrücken. Dabei bedeutet 1 eine völlige Übereinstimmung und 0 das Gegenteil.

Für unsere Aufgabe wurde die "Fuzzy Set Analyse" in Form des "Approximate Reasonings" angewendet (NGUYEN, ASHWORTH 1985).

In Aufschlüssen und an Bohrkernen wurden Trennflächenabstände gemessen. Aus den Meßdaten wurden mittels "WEIBULL" - Verteilungen Häufigkeiten errechnet. Sie bildeten die Grundlage für "Fuzzy Set" Analysen. Das "Approximate Reasoning" ermöglichte eine zahlenmäßige Erfassung der Zugehörigkeit in Zerlegungsgradklassen und damit eine Abgrenzung von Homogenbereichen in bezug auf die Gebirgszerlegung.

Mit dieser Methode ergaben sich auch Argumente für das Auftreten einer Störung, die dem Wallersbach folgt. Kalkmarmoraufschlüsse im Bereich der vermuteten Störung zeigten Zerlegungsgradwerte, die typisch sind für die unmittelbare Nachbarschaft von Störungen.

Derzeit haben wir mit Korrelationsanalysen von Trennflächenzerlegungen, ermittelt in Aufschlüssen, und mit solchen, die an Bohrkernen erfaßt wurden, begonnen. Die vorläufigen Ergebnisse verweisen auf nichtlineare Regressionen, wobei sich bei niedrigen Zerlegungsgraden eine Annäherung ergibt.

2.2 Selzthaltunnel Oströhre / Pyhrnautobahn

Bei hangnahen Tunneltrassen oder Portalbereichen können kriechende Massenbewegungen besondere Spannungszustände bzw. Deformationsvorgänge bewirken, die schon im Planungsstadium die Erstellung einer Sonderklasse rechtfertigen.

Je detaillierter die geologischen bzw. geotechnischen Probleme erfaßt werden, desto sorgfältiger kann eine entsprechende Sonderklasse spezifiziert werden. Durch eine auf Grundlage umfangreicher geologischer und geotechnischer Untersuchungen maßgeschneiderte Sonderklasse können Vertragsstreitigkeiten und unnötige Zeit- und Kostenüberschreitungen vermieden werden.

Ein Beispiel dazu liefert die derzeit in Projektierung befindliche Oströhre des Selzthaltunnels. Wir haben bei der geologischen Kartierung erkannt, daß im Bereich des N-Portals ein ausgedehnter, tief in den Berg reichender Talzus Schub vorliegt.

Es konnte angenommen werden, daß die Ursache dieser großen Massenbewegung die glaziale Übertiefung des Ennstals war, in Verbindung mit einer talparallelen Störung, die den Hangfuß geschwächt hatte. Aus morphologischen Merkmalen konnte gefolgert werden, daß innerhalb des postglazialen Talzus Schubareals größere Bereiche auch heute noch in Bewegung sind. Die aktiven Hangbewegungen konnten bis in eine Höhe von ca. 150 m über das Tunnelniveau verfolgt werden.

Inklinometermessungen in Bohrungen ergaben das Vorhandensein einer ca. 20 m mächtigen, annähernd hangparallelen Kriechzone, deren Bewegungsrate durchschnittlich 5 mm/Jahr beträgt. Die neu zu bauende Oströhre wird teilweise in diese aktive Kriechzone hineinreichen.

Aus den geologischen Befunden ergibt sich die Notwendigkeit, eine Sonderklasse zu schaffen. Diese kann unter Umständen darin bestehen, daß mittels stark bewehrtem Ulmstollen ein Kalottenwiderlager hergestellt wird. In Verbindung mit einer asymmetrischen, auf den besonderen Spannungszustand ausgerichteten Ankerung, eventuell auch unter Verwendung von Injektionspfählen wäre es möglich, daß die Kriechbewegung in einen Bereich oberhalb des Tunnels gezwungen wird.

2.3. Bolu Tunnel

Mit einem Beispiel aus der Nordtürkei möchte ich von einer Gebirgsklassifizierung berichten, die in der Phase einer "Preliminary Design Study" projektspezifisch auf Grundlage umfangreicher geologischer Detailkartierungen und der Auswertung einiger, gezielt angeordneter Erkundungsbohrungen entwickelt wurde.

Die Planungsarbeiten, die derzeit in Zusammenarbeit mit der GEOCONSULT erfolgen, betreffen einen dreispurigen Autobahntunnel, der auf der Strecke Istanbul - Ankara den Bolu-Paß unterteufen soll.

Das Gebiet des Bolu-Paßes befindet sich im unmittelbaren Einflußbereich der nordanatolischen Störung.

Die geologischen Verhältnisse sind sehr komplex. Auf engstem Raum sind tertiäre Sedimente, mesozoische Metasedimente und metamorphe Gesteine eines kristallinen Basements miteinander verschuppt.

Neben enger Verfaltung und Verknetung wird das Gefüge von W-E streichenden Blattverschiebungen mit dazu gehörigen Sekundärscherzonen beherrscht. Der annähernd N-S verlaufende Tunnel ist günstig zu den Hauptgefügeelementen orientiert.

Maßgebend für die Gebirgsklassifizierung war die Auflösung der ungemein komplexen geologischen Verhältnisse durch eine tunnelbautechnisch relevante Differenzierung in drei Gebirgstypen.

Diese drei Gebirgstypen waren:

- (1) Größere Scherkörper aus kompetenten Gesteinen höherer Festigkeit. Es waren dies Marmore, Amphibolite, Meta-Granite und Meta-Granodiorite.

Aus einer Abschätzung von Gebirgsfestigkeiten und Primärspannungen konnte man für diese Gebirgstypen elastische Bedingungen bei der Hohlraumöffnung ableiten. Dieser Gebirgstyp trat nur untergeordnet auf.

- (2) Der zweite Gebirgstyp bestand aus vorwiegend stark zerlegten, karbonatischen und quarzitischen Meta-Sedimenten.

Es wurde angenommen, daß bei diesem Gebirgstyp die Gebirgsfestigkeiten kleiner als die Primärspannungen sind, die Kalotte jedoch mit Bögen, Spritzbeton und Anker stabilisiert werden kann.

- (3) Der dritte, bei weitem überwiegende Gebirgstyp setzte sich aus tonigen Myloniten zusammen. Es liegt eine tektonische Melange vor, bei der Festgesteinsklasten mit Durchmessern im cm- bis m-Bereich in einer tonigen, weich- bis steifplastischen Matrix schwimmen. Tonmineralanalysen der Grundmasse ergaben hohe Smektitgehalte. Bei einigen Proben bestand die 2 μ m-Fraktion ausschließlich aus Smektit.

Bei diesem Gebirgstyp mußte angenommen werden, daß die Kalotte nicht stabilisiert werden kann, sodaß ähnlich wie beim U-Bahnbau in bindigen Lockergesteinen, eine Querschnittsteilung mittels stark ausgebauten UImstollen entworfen wurde.

2.4. Sanyi Tunnel

Als letztes Beispiel von Gebirgsklassifizierungen während der Projektierungsphase möchte ich über Ergebnisse von Planungsarbeiten für einen 7 km langen Eisenbahntunnel in Taiwan berichten. Der sogenannte SANYI Tunnel No. 1 ist Teil des Hochgeschwindigkeitsstreckenausbauens entlang der Westküste der Insel.

Die Aufgabe bestand darin, die vorliegenden geologischen und geotechnischen Daten für die Gebirgsklassifizierung eines Tunnelvortriebes nach der NATM zusammenzufassen.

Von Seiten des Auftraggebers bestand der Wunsch, daß eine Gebirgsklassifizierung entwickelt wird, die mit Hilfe eines Bewertungssystems auch von Geologen und Ingenieuren mit geringer tunnelbautechnischer Erfahrung nachvollzogen werden kann.

Der Tunnel durchörtert, etwa N-S verlaufend, eine aktive Aufschubung, die in der Literatur bekannte "Sanyi fault" (SUPPE 1985). An dieser, über viele Zehnerkilometer nachweisbaren Störung, wurde eine jungtertiäre Sandstein-Siltsteinwechselfolge über quartäre Beckenfüllungen aufgeschoben. Ohne näher auf die hochinteressanten geologischen Details einzugehen, möchte ich ganz kurz unsere Gebirgsklassifizierung darlegen.

Ausgegangen sind wir von einer Differenzierung von Gesteinstypen in Hinblick auf Festigkeitseigenschaften. Dabei konnten sechs Gesteinstypen (A - F) unterschieden werden.

Die Gesteinstypen A bis F wurden in weiterer Folge in drei Gebirgstypen zusammengefaßt. Maßgebend war dafür eine Bewertung der Einflußfaktoren Verwitterung, Schichtflächenabstand und Zerlegungsgrad.

Unter Berücksichtigung von Primärspannungen, Bergwasserverhältnissen und Hohlraumgeometrie bildeten die drei Gebirgstypen schließlich die Grundlage für den Entwurf von vier Gebirgsgüteklassen.

3. Gebirgsklassifizierung während der Baudurchführung

Zum Schluß möchte ich als Beispiel für den geologischen Beitrag zur Gebirgsklassifizierung während der Baudurchführung unsere Ergebnisse vom "Grasbergtunnel" der Semmeringschnellstraße im Abschnitt Gloggnitz - Maria Schutz vorstellen.

Der Grasbergtunnel durchörtert in hangnaher Lage, bei einer maximalen Überlagerung von ca. 60 m eine stark zerscherte Gesteinsfolge aus Quarzphylliten.

Der Bau des doppelröhrigen Tunnels begann mit dem Vortrieb eines Pfeilerstollens (12 m² Querschnitt).

Der Vortrieb in der bereichsweise tonig mylonitisierten Phyllit- bis Quarzphyllitfolge erwies sich als sehr schwierig. Trotz der geringen Überlagerung kam es zu starken Druckerscheinungen, die zu Scherbrüchen in der Außenschale führten, Deformationen von Bögen und Ankerplatten verursachten und massive Nachankerungen erforderten.

Die Konvergenzmessungen ließen zunächst keine Gesetzmäßigkeiten erkennen. Die Horizontalkonvergenzen variierten zwischen wenigen Zentimetern bis max. 22 cm. Auch die visuelle Ansprache des Gebirges vor Ort ermöglichte keine Differenzierung von Gebirgstypen.

Erst durch eine systematische Ermittlung geologischer Parameter und einer statistischen Auswertung der Daten mittels multivariater Diskriminanzanalysen ergaben sich drei signifikante Merkmalsgruppen, die jeweils drei Gebirgskennlinien mit den Maximalkonvergenzen 8 cm, 15 cm und 21 cm zugeordnet werden konnten.

Die für die Zugehörigkeit bestimmenden Einflußparameter waren zur Hauptsache der Anteil toniger Mylonite, Ton- und Montmorillonitgehalt von Schieferungs- und Hamischflächen und die Überlagerungshöhe. Die Beeinflussung der Gebirgsverformungen durch tiefgründige Verwitterung und Auflockerung war von geringerer Bedeutung.

4. Schlußfolgerungen

Aus den Beispielen geht hervor, daß der Geologe bei der Gebirgsklassifizierung wichtige Aufgaben erfüllen kann. Die Aufgaben umfassen sämtliche Planungsphasen und erstrecken sich auch in die Baudurchführung.

Voraussetzungen für einen erfolgreichen geologischen Beitrag sind umfangreiche Datenermittlungen und eine Auswertung mit Hilfe statistischer bzw. probabilistischer Methoden.

Es wurde aufgezeigt, daß ein generelles Gebirgsklassifizierungssystem im Tunnelbau nicht möglich erscheint.

Wie WEISS (WEISS E. H. 1976) mit seiner projektsbezogenen Klassifizierung für den Arlbertunnel gezeigt hat, müssen bei einer sinnvollen, praxisorientierten Gebirgsklassifizierung die spezifischen Gebirgsverhältnisse und die jeweilige Tunnelbaumethode Berücksichtigung finden.

5. Literatur

BARTON, N., R. LIEN and J. LUNDE: Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support.- Rock Mech. 6, 183-236; 1974.

BIENIAWSKY, Z. T.: Engineering Classification of Jointed Rock Masses.- Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng. 15, 335-344; 1973.

BIENIAWSKY, Z. T.: Rock Mass Classifications in Rock Engineering.- Exploration for Rock Engineering, ed. Z.T.Bieniawski, A.A. Balkema, 97-106, Johannesburg; 1986.

GOODMAN, R. E. und GEN-HUA SHI: Block Theory and its application to Rock Engineering.- 338 S., Englewood Cliffs NJ, (Prentice-Hall Inc.); 1985.

- LAUFFER, H.: Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. - Geologie und Bauwesen 24, 46-51, 1958.
- NGUYEN, V., U. und A. ASHWORTH: Rock mass classification by fuzzy sets.- Proc. 26th US Symposium on Rock Mech., Rapid City, SD/26-28 June 1985.
- ÖNORM B 2203: Untertagebauarbeiten; Richtlinien und Vertragsbestimmungen, Werkvertragsnorm; 1974.
- PACHER, F., L. RABCEWICZ, und J. GOLSER: Zum derzeitigen Stand der Gebirgsklassifizierung im Stollen- und Tunnelbau.- Proc. XXII Geomech. Kolloq., Salzburg, Straßenforschung 18, 51-58, Wien; 1974.
- STINY, J.: Tunnelbaugeologie. - Springer-Verlag, Wien, 1950.
- SUPPE, J.: Principles of Structural Geology.- 537 S., Englewood Cliffs NJ, (Prentice-Hall Inc.); 1985.
- TERZAGHI, K.: Rock Defects and Loads on Tunnel Supports. - Sect.1; The Commercial Shearing and Stamping Co., Ohio, 1946.
- WEISS E. H.: Die baugeologische Prognose für den Schnellstraßentunnel durch den Arlberg, Tirol-Vorarlberg.- Rock Mech., Suppl. 5, 133-156; 1976.

80 Jahre
II. Wiener Hochquellenwasserleitung -
ein geologisch-geotechnischer Rückblick

Dr. Walter NOWY
Ingenieurkonsulent für Baugeologie, Klosterneuburg

Der Ursprung der II. Wiener Hochquellenwasserleitung liegt im Hochschwabmassiv, welches geologisch den nördlichen Kalkalpen zuzuordnen ist. Die in diesem Gebiet sehr ergiebig austretenden Wässer haben ihre Ursache sowohl in den klimatischen als auch den geologischen Gegebenheiten. Vereinfacht ist die großregional-geologische Situation dadurch gegeben, daß vorwiegend Karbonatgesteine der Trias geologisch älteren, jedoch undurchlässigen Tonschiefergesteinen aufliegen.

Bedingt durch die weitläufige Nordbewegung der Kalkalpen während der Gebirgsbildungsphase einerseits und der daraus resultierenden Großstrukturen andererseits sind die großen Wasseraustritte vor allem im Norden des Hochschwabgebiets anzutreffen. Nach Fassung einer großen Anzahl dieser Quellen fließt das Hochquellenwasser in einer rund 170 km langen Hauptleitung von Weichselboden bis Wien in den Lainzer Tiergartenbehälter, wo die Verteilung in das Wiener Rohrnetz erfolgt.

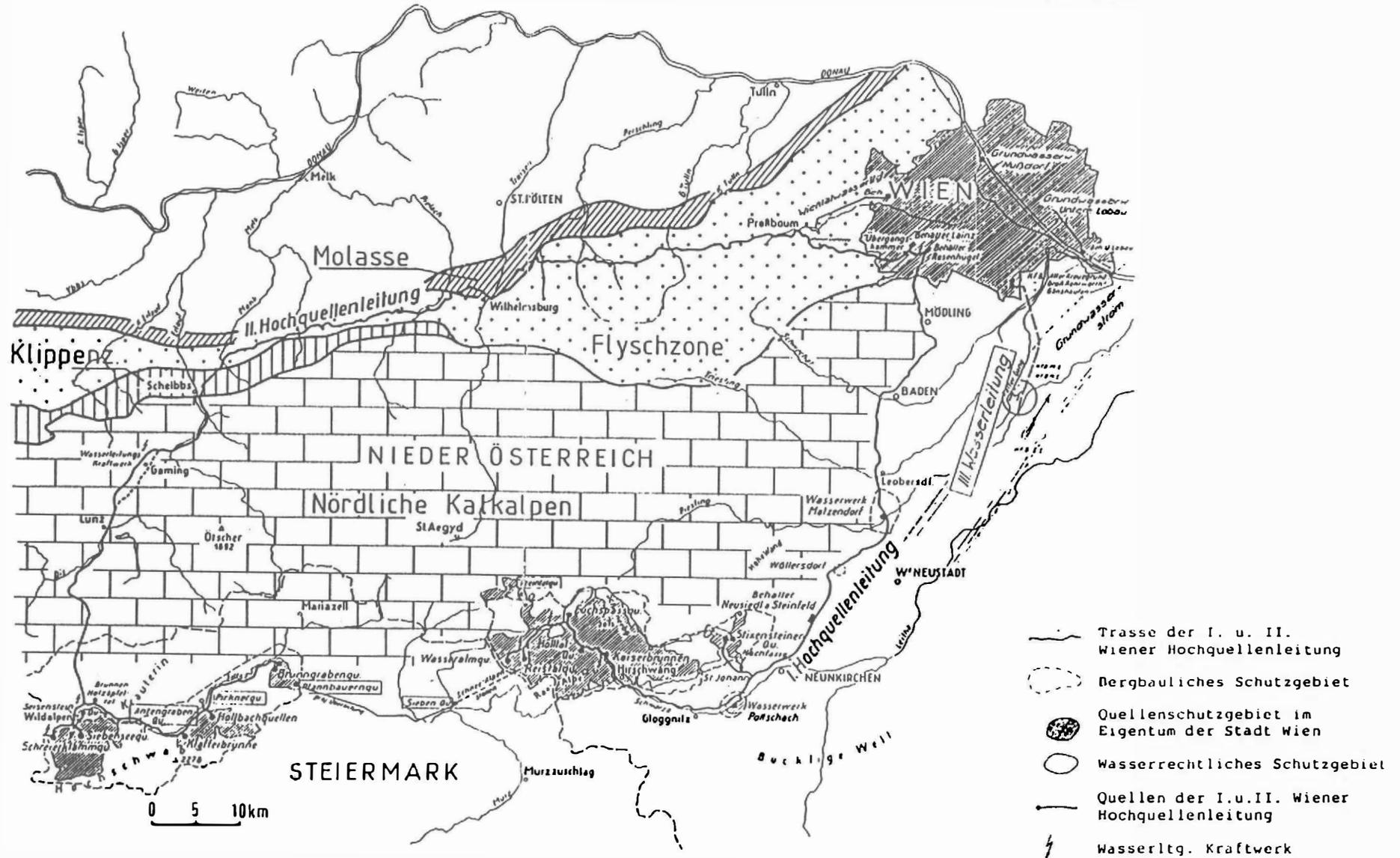
Die Trasse des Hauptkanals umfaßt 77 km Stollenstrecken, 74 km Hangkanal, 100 Aquädukte von insgesamt 6,2 km Länge, einfache Rohrbrücken von 1100 m Länge sowie 19 Dükerleitungen mit einem Durchmesser von 900 bis 1200 mm Lichtweite (Abb. 1, 2).

Dieses gewaltige Bauwerk stellt nicht nur im Hinblick auf seine bautechnische Leistung während der Bauzeit in den Jahren 1906 bis 1910, sondern auch auf eine zukunftsorientierte Wasserversorgung für die Großstadt Wien eine Großleistung dar.

Abb. 1: Kurze Beschreibung der Anlageverhältnisse der II. Wiener Hochquellenleitung

Peter Steinwender

DK 628.14 (436.14)



Die geologischen Vorarbeiten während den Planungs- und Projektierungsarbeiten begannen bereits in den Jahren 1901/1902. Sie standen unter der Leitung von Herrn Prof.Dr. KITTEL, dem damaligen Direktor der Abteilungen Geologie und Paläontologie am Naturhistorischen Hofmuseum in Wien. Ihm stand sein Mitarbeiter Herr Dr. BLASCHKE zur Seite. Die sehr umfangreichen Arbeiten, die dem damaligen Stellenwert der Geologie entsprechend mehr auf die historische Ansprache der jeweiligen Gesteine sowie deren altersmäßige Einstufung ausgerichtet waren, liegen nur mehr als Fragmente in Form vereinzelter Publikationen vor. Grund dafür war, daß sowohl Prof.Dr. KITTEL als auch Dr. BLASCHKE bereits in den Jahren 1914 bzw. 1915 verstorben waren und somit nicht mehr das umfangreiche Daten- und Informationsmaterial entsprechend dokumentarisch festhalten konnten.

Während in der Planungs- und der anschließenden Bauphase der Schwerpunkt vor allem auf eine optimale geodätische Linienführung der Trasse gerichtet war, erzwangen erst im Jahre 1927, als im Bereich von Scheibbs durch Hangbewegungen eine Gefährdung des Wasserleitungskanals bestand, diese Gegebenheiten eine bauwerksbezogene Einschaltung und Mitwirkung eines Geologen.

Hiefür wurde Prof.Dr. STINY, Professor des damaligen Geologischen Institutes auf der Technischen Universität, von den Wiener Wasserwerken herangezogen. Unter Zugrundelegung seiner detaillierten geologischen Aufnahme der Massenbewegungen wurde in diesem Abschnitt der II. Wiener Hochquellenwasserleitung ein Umgehungsstollen als notwendig erachtet. Dieser wurde in den Jahren 1928/29 gebaut.

Bereits in dieser Zeit als auch in den nachfolgenden Jahren gelang es dank des mühevollen Zusammentragens aller bisherigen geologischen Aufzeichnungen und Unterlagen durch F. TRAUTH, Mitarbeiter der Geologischen Bundesanstalt, eine mehr oder weniger lückenlose geologische Aufnahme entlang der II. Wiener Hochquellenwasserleitung zusammenzustellen. Die Arbeit wurde 1948 unter dem Titel "Die II. Wiener Hochquellenwasserleitung im Abschnitt der nördlichen Kalkalpen" veröffentlicht. In den Jahren 1937/38 erzwangen weitere Schäden den Neuausbruch einer Teilstrecke des Hochpyhrastollens, ebenso wie

immer wieder Sanierungen in Bereichen vorhandener oder ausgelöster Massen- und Hangbewegungen durchgeführt werden mußten.

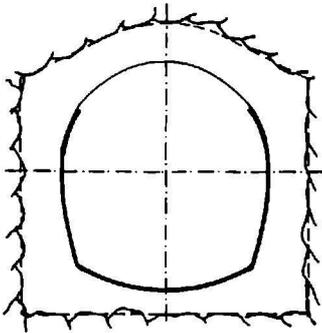
Mitte der 70er-Jahre wurden für die anhaltenden geologisch-geotechnischen Probleme und Schwierigkeiten entlang einzelner Trassenabschnitte Mitarbeiter der Geologischen Bundesanstalt, wie der heutige Direktor Hofrat Dr. GATTINGER und Dr. JANOSCHEK, herangezogen. Die in Teilabschnitten durchgeführte geologisch-geotechnische Kartierung diente als erste Entscheidungshilfe zur Durchführung von Sanierungen, wie Hangdrainagen, Leitungsumlegungen etc. In der Folge wurde diese Tätigkeit von Herrn Dr. SCHNABEL, der nun seit fast zwei Jahrzehnten in den Flysch- und Klippengesteinsabschnitten Niederösterreichs Kartierungen für die Geologische Bundesanstalt ausführt, sowie von Herrn OBR.Dr. PLACHY von der Magistratsabteilung 29 durchgeführt.

Ursache dieser immer wieder notwendigen geologischen Beratungen für die Wiener Wasserwerke waren nicht nur die geologisch äußerst ungünstigen Verhältnisse auf langen Abschnitten entlang der II. Wiener Hochquellenwasserleitung oder das Zusammentreffen komplizierter, tektonisch hochbeanspruchter Zonen wie im Bereich des Erlauftales, sondern auch die sukzessive Verschlechterung der Bausubstanz. Der Bauphilosophie der damaligen Zeit entsprechend wurde ein Bauwerk in steifer und massiver Bauweise errichtet, um den anhaltenden Hangbewegungen oder Gebirgsdrücken standzuhalten. Den angetroffenen unterschiedlichen geologischen Untergrundverhältnissen wurde jedoch durch eine Vielzahl von statisch unterschiedlich bemessenen Kanalausbildungs- und Stollenausbruchsprofilen Rechnung getragen (Abb. 3).

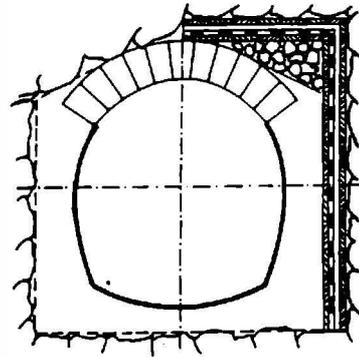
So wurden von den damaligen Planern und Projektanten bei den Stollenstrecken in Abhängigkeit von den jeweiligen Gebirgsverhältnissen - standfest, gebräch oder stark druckhaft - verschiedene Ausbruchsprofiltypen erstellt, die zur Anwendung und Ausführung kamen. Ebenso wurden die Kanalprofile jeweils den vorgefundenen Boden - und Untergrundverhältnissen angepaßt.

Abb.3: Stollenausbruchsprofiltypen in Abhängigkeit der geologischen Verhältnisse

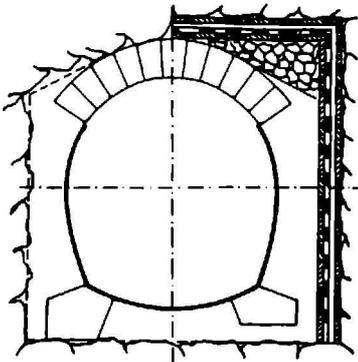
Profil B₂
Verstärktes Betonprofil in
gebrächem Gestein



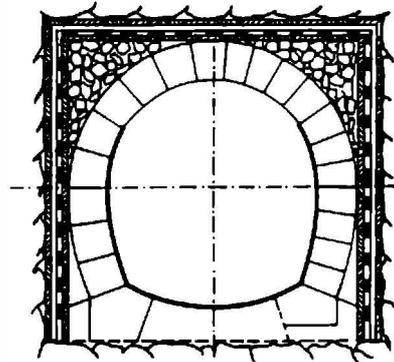
Profil B₃
Verstärktes Betonprofil mit Betonquader-
gewölbe für Strecken in gebrächem
Gestein mit unverläßlichem First



Profil B₆
Verstärktes Betonprofil mit armierter Sohle und
Betonquadergewölbe für Strecken mit
Sohlenblähungen und unverläßlichem First in
gebrächem Gestein

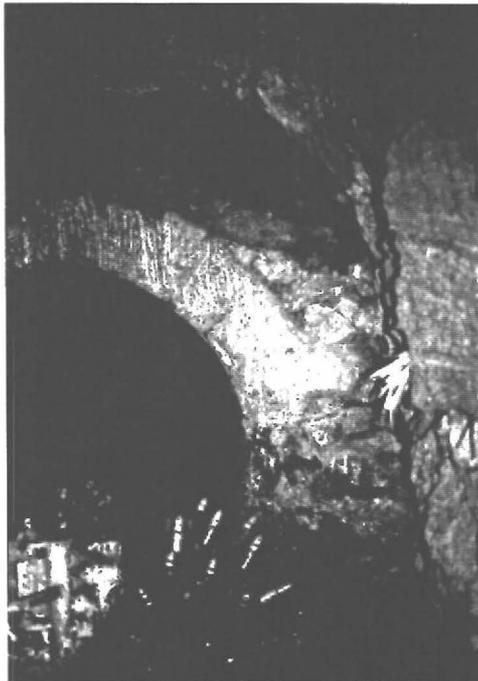


Profil B₁₂
Quaderdruckprofil mit armierter Sohle
Im druckreichsten Gebirge



Bei den Stollenprofilen ist ersichtlich, daß die statisch unterschiedlich ausgeführten Ausbruchprofile den gesamten Gebirgsdruck aufnehmen mußten. Durch die vorausseilende Gebirgssicherung mittels Holzzimmerung und den dann nachfolgenden Druckprofilausbau verblieb vorerst noch ein Leerraum zwischen dem Holzstützmittelausbau und dem endgültigen Innenausbau. Somit belastete der Gebirgsdruck vorerst den Holzeinbau, bis dieser langsam zusammenbrach, und in der Folge mußte dann der Innenausbau den vollen Gebirgsdruck aufnehmen. Bei anhaltendem Gebirgsdruck kam es somit nicht nur zu Zerstörungen des ursprünglichen Sicherungseinbaues, sondern auch des Innenausbaues in Form von Rissen, Scherrissen mit Verbrüchen, die eine Sanierung einzelner Strecken erforderlich machten (Abb. 4).

Abb. 4: Verbliebener Hohlraum zwischen standfestem Gebirge und Stollen-Innenauskleidung (Leitungs-km 58.168)



Ebenso wurde beim Bau der Kanalstrecken die Wichtigkeit und Bedeutung der Hangwässer erkannt und in Abhängigkeit von den Untergrundbedingungen dementsprechende Adaptierungen bei den Profiltypen vorgenommen (Abb. 5).

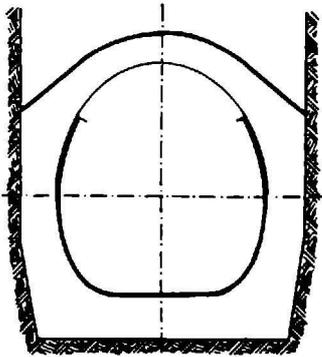
So sah die Planung nicht nur Sohldrainagen, sondern auch bergseitige und bei Notwendigkeit auch talseitige Drainagekörper zur Ableitung der hangwärts zutretenden Hangwässer vor. Diese Maßnahmen sowie zusätzliche talseitige Ausleitungen führten zu einer Verbesserung bzw. Stabilisierung der Hangverhältnisse. Erst nach Jahrzehnten wurde durch Zusinterungen und Einschlämmungen von Feinstoffmaterial die Wirkung mehr und mehr beeinträchtigt.

Die Zunahme von Schäden, sowohl im Abschnitt Scheibbs - Kirnberg als auch im Bereich Wilhelmsburg, wo durch intensive Regenfälle Massenbewegungen ausgelöst wurden, führte bereits seit langem zu Überlegungen, inwieweit eine "Generalsanierung" oder Teilsanierung einzelner Abschnitte notwendig ist.

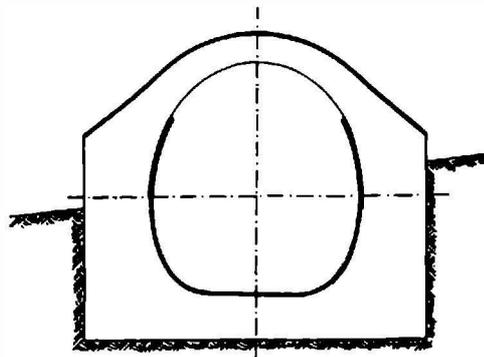
Als Grundlage für die Beantwortung dieser Fragen wurde in den letzten Jahren eine neue geologisch-geotechnische Trassenaufnahme von Wien bis Gußwerk durchgeführt. Sinn und Zweck dieser Kartierung war es, neben einer rein geologischen Neuaufnahme entlang eines Streifens der II. Wiener Hochquellenwasserleitung, vor allem geotechnische Aspekte, wie auslösende Faktoren, die die Hangverformung beeinflussen können, sowie alle vorhandenen geologischen Daten und Informationen zusammenzutragen. Als Ergebnis sollten jene Abschnitte herausgefiltert werden, die aus geologisch-geotechnischer Sicht für die II. Wiener Hochquellenwasserleitung eine akute, potentielle oder keine Gefährdung darstellen. Dabei wurden aber nicht nur rein geologisch-geotechnische Aspekte, sondern auch betontechnologische und bautechnische als auch bodenmechanische und bodenphysikalische Parameter und Daten gesammelt, die im Zuge von Erkundungen ermittelt und für die Beurteilung herangezogen wurden.

Abb. 5: Profile der Kanalstrecken

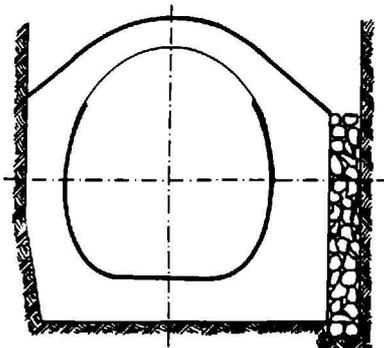
Profil 1a
Normales Betonprofil in trockenem
Terrain



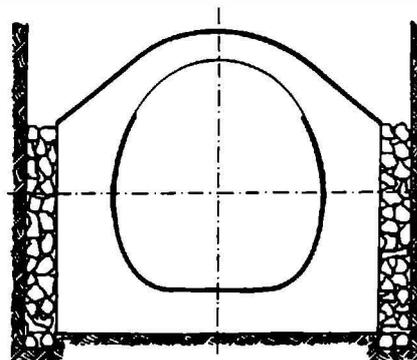
Profil 1d
Verstärktes Betonprofil in seichter
Künette



Profil 1b
Bergseitig verstärktes Betonprofil mit
Steinschichtung in wasserreichem
Terrain



Profil 1c
Belderselts verstärktes Betonprofil mit
berg- und talseltiger Steinschichtung
für Bachunterfahrungen

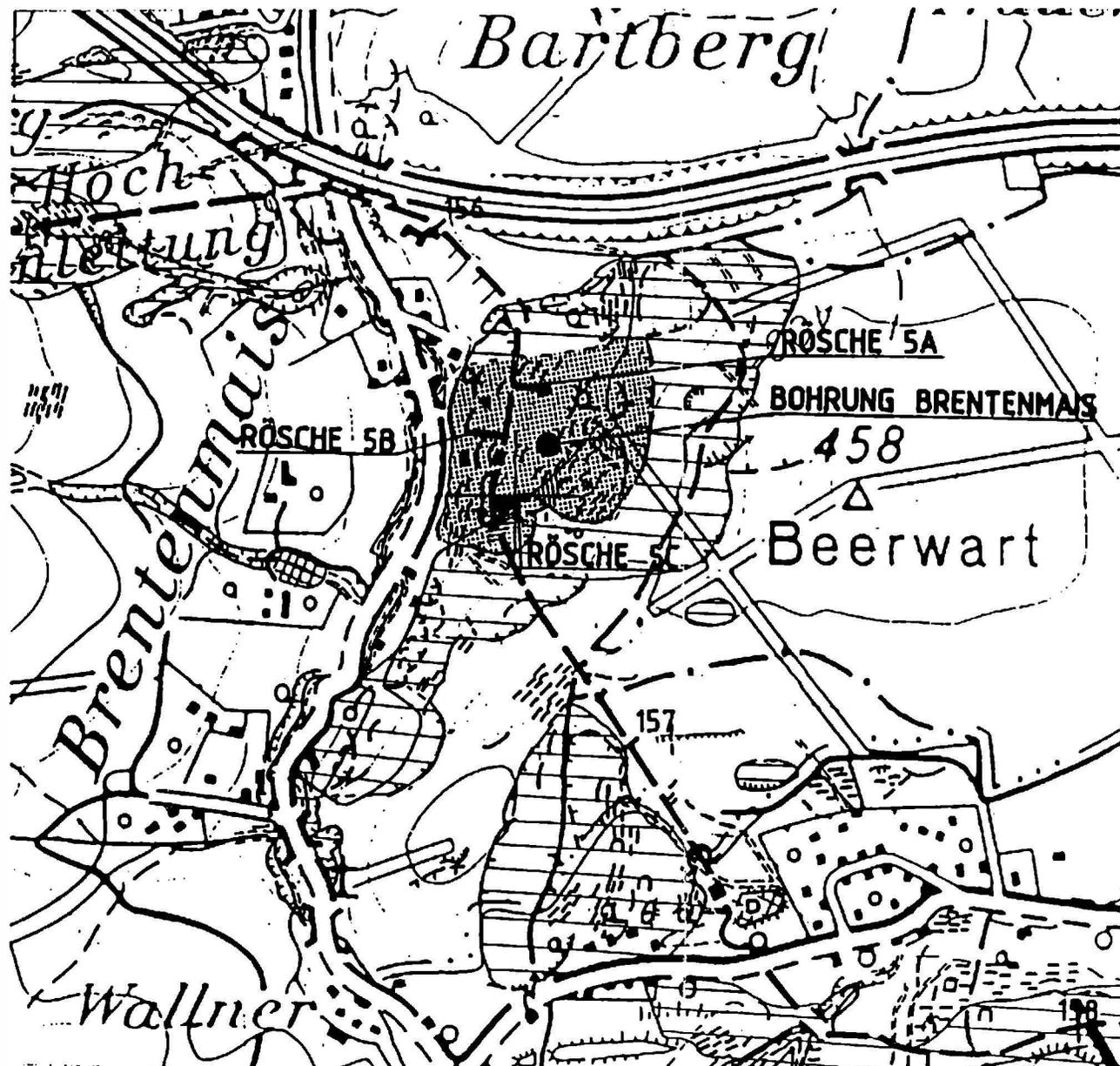


Als Ergebnis der im Herbst 1989 in Angriff genommenen geologisch-geotechnischen Geländearbeiten (Abb. 6, 7) kann nun durchgehend entlang der II. Wiener Hochquellenwasserleitung eine geologisch-geotechnische Kartierung und Aufnahme vorgelegt werden. Die umfangreichen Geländeaufnahmen entlang des 170 km langen Streifens konnten nur durch Übertragung der Arbeiten an die Herren Prof.Dr. SCHWAIGHOFER und Ass.Prof.Dr. MÜLLER/ Universität für Bodenkultur, Dr.SCHNABEL/Geologische Bundesanstalt, sowie an die Mitarbeiter des Büros Dr.NOWY, Dr.SCHIMANA, Dr.LEITHNER und Dr.HEIM, gelöst werden.

Bedingt durch die anstehenden aktuellen Probleme entlang des Leitungsabschnittes zwischen Scheibbs und Wien [Abschnitt von ca. Leitungskilometer 60 bis zum Ende bei Leitungskilometer 170] wurde dieser Bereich vorgezogen. Hier wiederum stand der Abschnitt von zirka Leitungskilometer 56 bis Leitungskilometer 81, das ist der Bereich vom Zugangsstollen 50 in Kienberg/Gaming bis nach Kirnberg an der Mank, in der Dringlichkeit der Untersuchungen im Vordergrund, da an zahlreichen Stellen sowie im Abschnitt Scheibbs an eine großräumige Umfahrung gedacht wurde bzw. die Entscheidung für die Sanierbarkeit kleinerer Streckenabschnitte fallen mußte.

Im Bereich Kienberg/Gaming [Umgehungsleitung zum Zugangsstollen 50] waren schon seit dem Jahre 1960 im bestehenden Stollen Schäden in Form von Rissen und Verformungen bekannt. Diese starken und deutlich sichtbaren, seit langer Zeit mit Sorge beobachteten Risse und Verformungen wurden aufgrund umfangreicher Meßbeobachtungen festgestellt und nach eingehenden geologisch-geotechnischen Studien auf Hangbewegungen sowie ein langsames Zusammenbrechen des alten, ursprünglich nicht kraftschlüssigen Ausbauprofiles in diesem Streckenabschnitt, zurückgeführt.

Abb. 7: Geologisch-geotechnische Kartierung im Maßstab 1:10.000, Abschnitt Leitungs-km 156 bis 157



Legende Geotechnik

Rutschmassen, instabile Bereiche

- aktiv
- potentiell
- abgeschlossen
- fraglich
- Tiefgang <2m / 2-6m / >6m
- Abrasionsrisse gesichert / vermutet
- Abgrenzungen gesichert / vermutet

Morphologische Elemente

- Geländekante
- Wulst, geologisch bed. Versteilung
- planierter Bereich
- Graben / Erosionsrinne
- Vernässung / Quellaustritt

Auswirkung der Massenbewegungen

- akute Gefährdung der Leitung
- potentielle Gefährdung der Leitung
- keine Gefahr

Der zweite Abschnitt, dem im Rahmen der Generalsanierung der II. Wiener Hochquellenwasserleitung eine besondere Bedeutung zukam, war der Abschnitt Scheibbs, in dem die Errichtung eines Ersatzstollens vorgesehen ist (Abb. 8).

Dieser Ersatzstollen soll mit einer Länge von zirka 5 km zwischen dem Lueger Aquädukt und dem Nordportal des Hochpyhrastollens die gefährdeten Leitungskanal- und Stollenabschnitte umgehen. Dieser Bereich ist seit langem als problematischer Abschnitt bekannt.

Die Probleme sind größtenteils geologisch bedingt. Unmittelbare Ursache für die Schäden am Leitungskanal sind zum einen die instabilen Hangverhältnisse und zum anderen unzureichende Stollenbauwerke, die nicht mehr imstande sind, dem sich plastisch verhaltenden Gebirge auf Dauer zu widerstehen.

Bereits kurz nach Fertigstellung der II. Wiener Hochquellenwasserleitung war deshalb bei Neustift der Bau des Ersatzrinnstollens notwendig geworden. Bis heute sind noch der Hochpyhra-Ersatzstollen und der neue Österreicherstollen hinzugekommen. Zusätzlich wurden in den instabilen Hangbereichen umfangreiche, begleitende Drainagesysteme angelegt, und im Bereich Scheibbs mußte aufgrund akut auftretender Schäden im Zusammenhang mit dem Bau des Bundesgymnasiums in den Leitungskanal eine Dichtfolie eingebracht werden. Besonders in diesem Abschnitt besteht seither eine andauernde Gefährdung des Leitungskanals, und die durchgeführten Sanierungsmaßnahmen, wie eben Auskleidung mit Dichtfolie oder umfangreiche mit Brunnen ausgeführte Hangentwässerungen, stellen praktisch nur ein Provisorium zur Überbrückung des Zeitraumes bis zur endgültigen Sanierung durch einen Ersatzstollen dar.

II. Wiener Hochquellenleitung

SCHNITT ÖSTERREICHERREICHERVILLA

ABSCHNITT SCHEIBBS

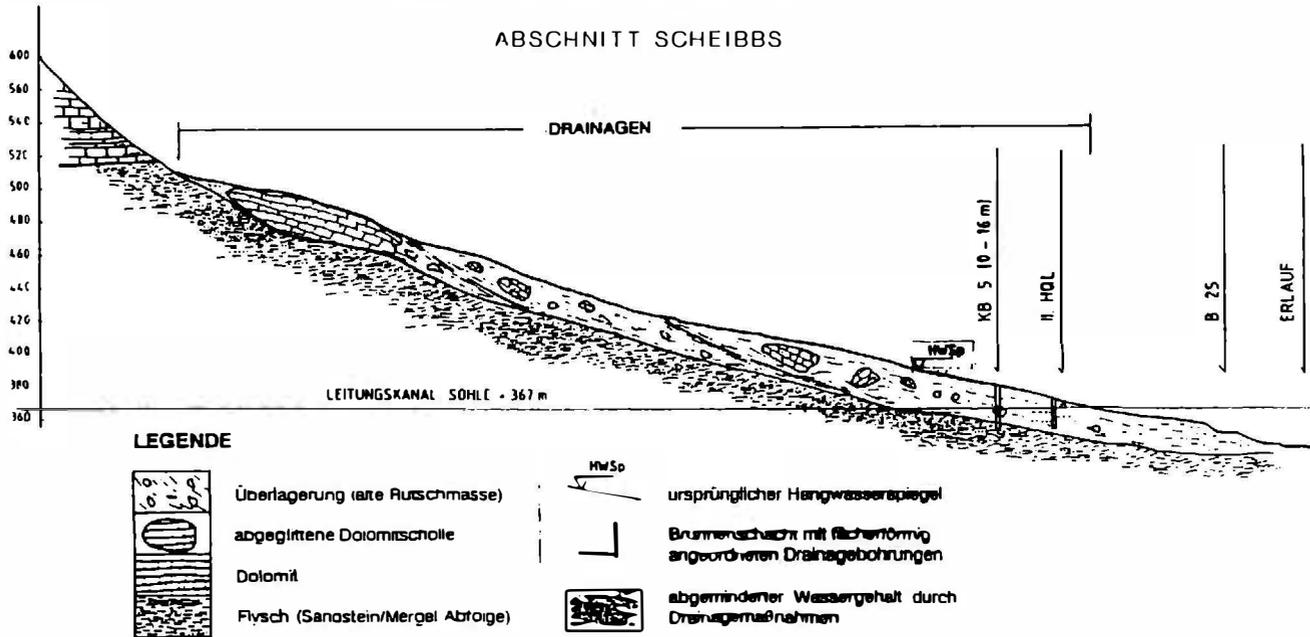


Abb. 8: Massenbewegung bei Leitungs-km 63,450 (Abschnitt Scheibbs)

Seit mehreren Jahren besteht somit die Notwendigkeit und auch die Absicht, einen Umgehungsstollen für diesen Abschnitt zu errichten. Bereits im Jahre 1987 wurden im Rahmen einer geologisch-geotechnischen Vorstudie Untersuchungen über eine Reihe von Stollenvarianten durchgeführt (Abb. 9).

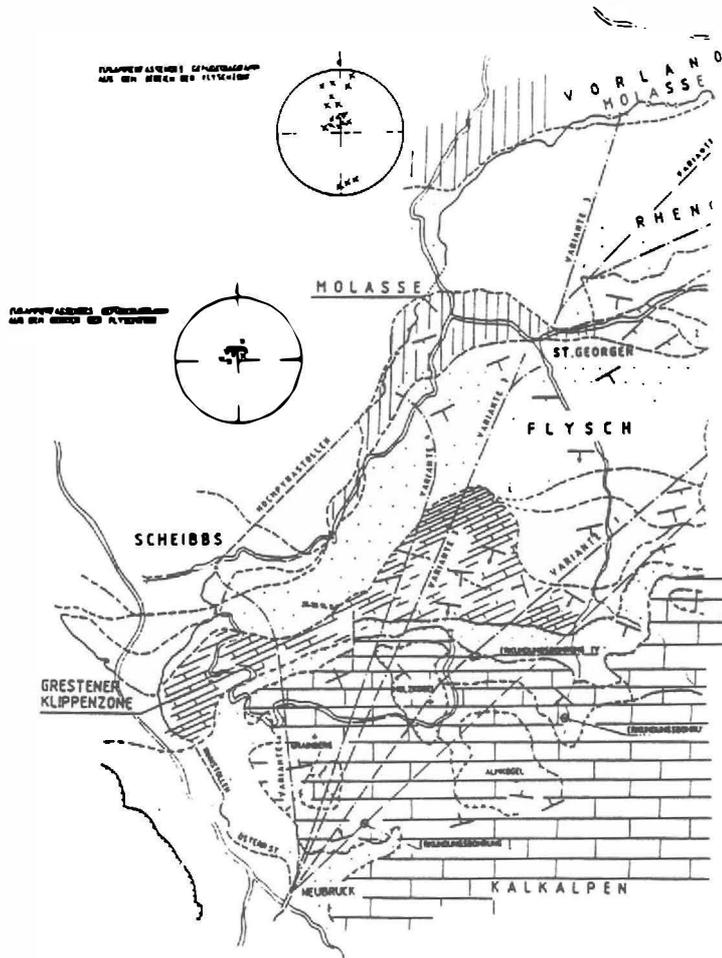


Abb. 9: Vereinfachter geologischer Lageplan im Bereich Scheibbs mit Ausschnitt der untersuchten Trassenvarianten

Im wesentlichen standen damals vier Varianten zur Diskussion, von denen die längste nach ca. 14 km, beginnend beim Lueger Aquädukt und bis Kirnberg an der Mank führend, in die bestehende Leitung wieder eingemündet hätte. Die im Zuge der geologisch-geotechnischen Kartierung gewonnenen Erkenntnisse erbrachten Entscheidungskriterien, die einer wesentlich kürzeren Stollenvariante nun den Vorzug geben. Die Geländeaufnahmen und die parallel dazu durchgeführten Erkundungen ließen eine Sanierbarkeit entlang der gefährdetsten Teilabschnitte [Haberdt, Sigritsberg, Sattliehen, Senke Oberndorf] erkennen, womit die Entscheidungskriterien für oder gegen die lange Stollenvariante auf wirtschaftliche und betriebstechnische Überlegungen reduziert werden konnten.

Aus den Untersuchungen ergab sich eine Fülle an neuen Informationen sowohl geologisch-geotechnischer als auch bodenmechanischer, betontechnologischer und "bausubstanzmäßiger" Art. Sie umfaßten die Erkundung mittels tiefgehender Röschen (Abb. 10) aber auch ergänzender Aufschlußbohrungen, geoelektrischer Tiefensondierungen und Versetzen von Inklinometern, die die Hangbewegungen in ihrer Größe erfassen sollen.

Aus der Vielzahl der zusammengetragenen Daten sowie nach Auswertung der im Zuge von Drainagearbeiten und Sanierungsmaßnahmen, durchgeführten Boden- und Aufschlußerkundungen und des daraus gewonnenen Erkenntnissen ist es möglich, charakteristische geologische Hangtypenprofile zu erstellen. Diese lassen erkennen, daß ihnen aufgrund der vorhandenen geologischen Ausgangsbedingungen ein eigenes Verformungsverhalten und somit spezifische charakteristische Hangbewegungen eigen sein müssen.

Abb. 10: Geologische Erkundung der Untergrundverhältnisse durch Schurfösen

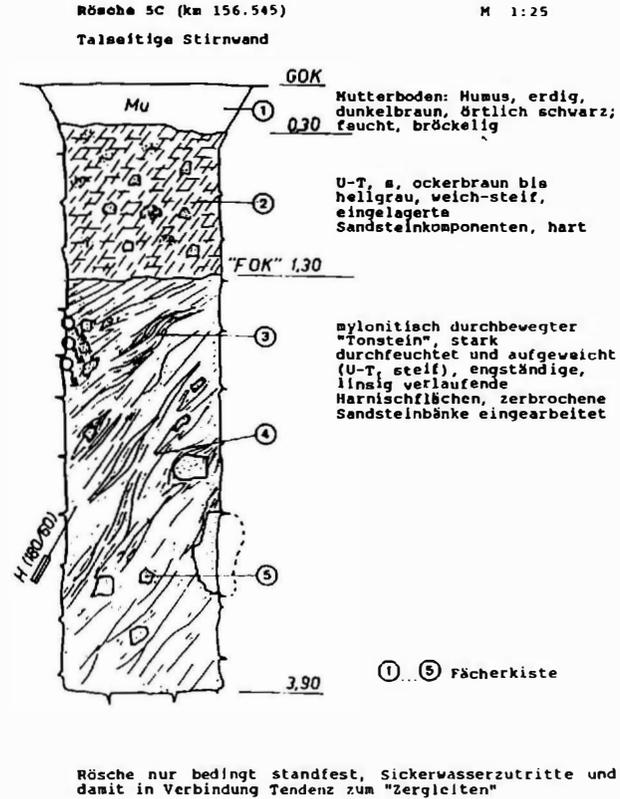
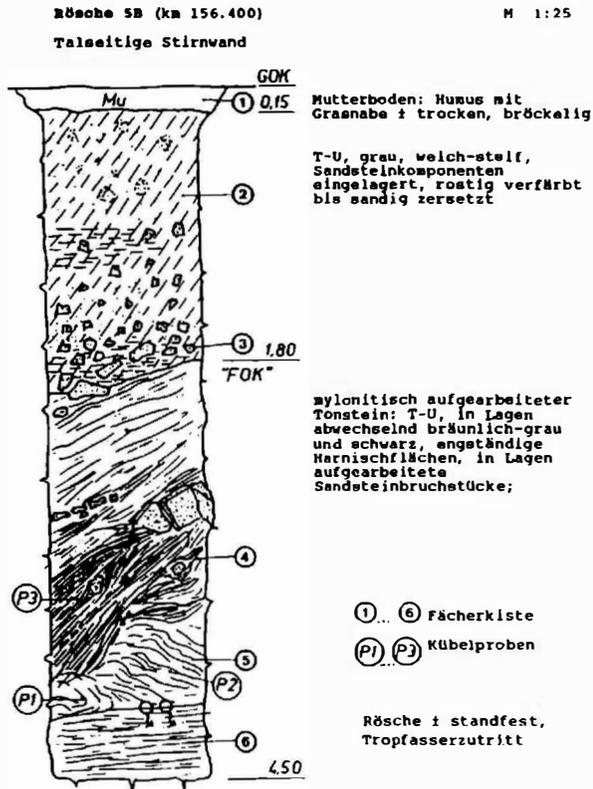
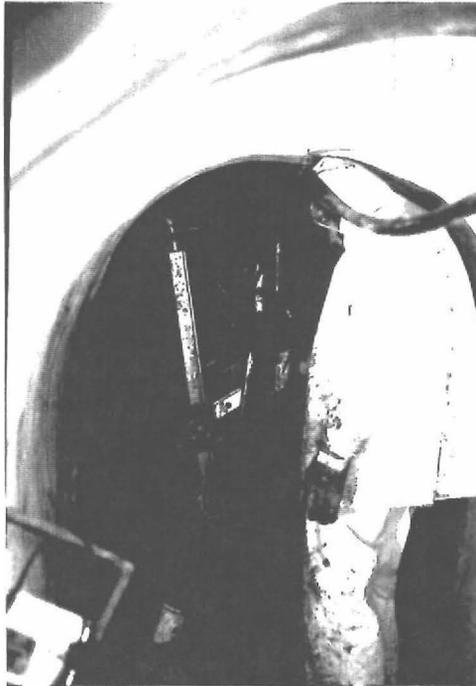


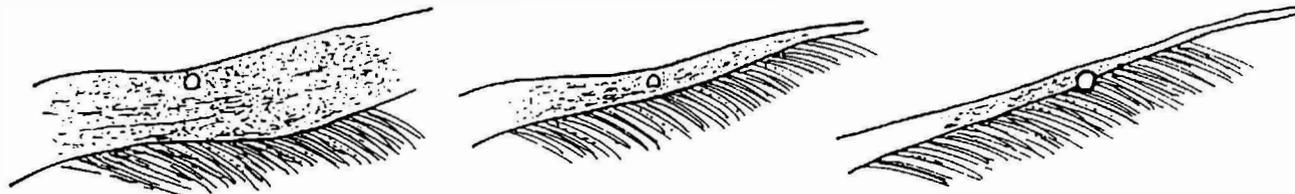
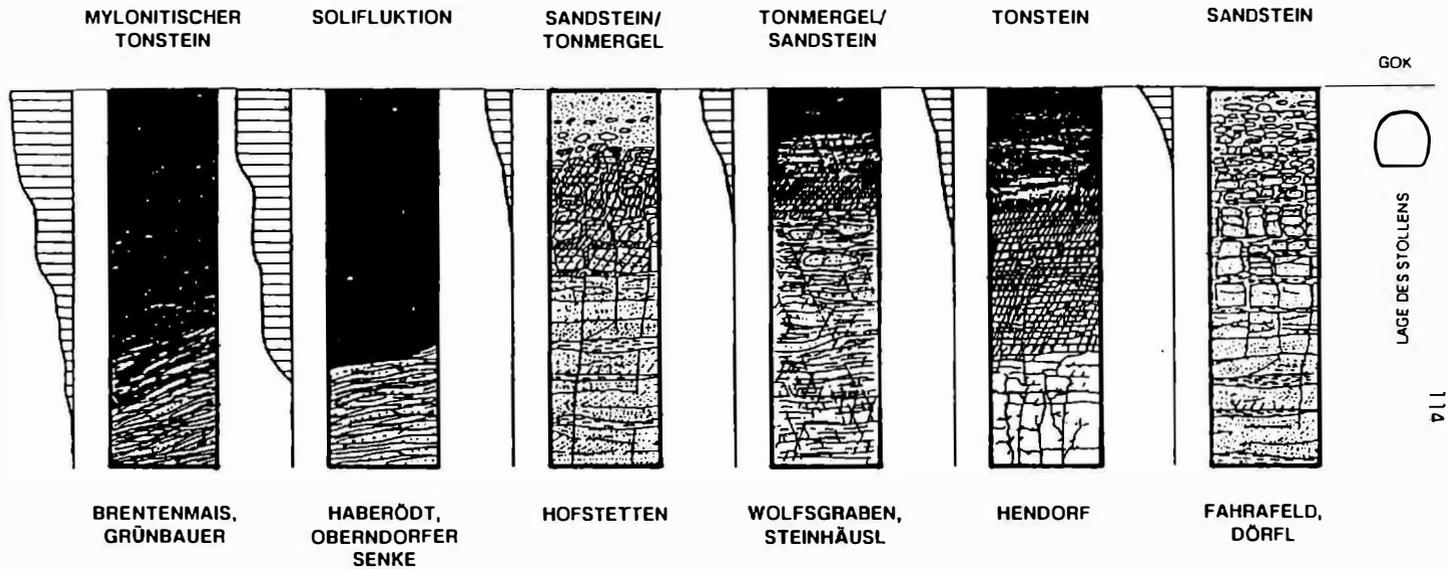
Abb. 11:
Erkundungsbohrung
aus dem
Leitungskanal



- Im wesentlichen kann eine tiefgehende, bis zu 20 m mächtige Schluff-Tonüberdeckung die anstehenden Gesteine überdecken. Hierbei kann es sich um eine mächtige Solifluktionszone, die dann mit scharfer Grenze in die anstehenden Gesteine übergeht, oder um eine in der Mächtigkeit ähnlich ausgedehnte Schluff-Tonschwarte, die fließend in mylonitisierte Tonsteine übergeht, handeln. Hier erfolgt der Übergang zum anstehenden Gestein fließend und ist nicht durch eine scharfe Grenze gekennzeichnet.

- Die zweite Gruppe ist gekennzeichnet entweder durch eine sandsteindominierte Sandstein/Tonsteinserie oder eine tonmergeldominierte Tonmergel/Sandsteinserie. In beiden Fällen ist in Abhängigkeit des dominierenden Materials mit einer mehrere Meter tiefen Verwitterungs- und Aufarbeitungszone zu rechnen. Die Hangverformungen konzentrieren sich nur auf den obersten Bereich, jeweils in Abhängigkeit der Porenwasser- und Hangwassersituation.
- Eine tonsteindominierte oder sandsteindominierte Zone. Hier zeigt sich in beiden Fällen trotz der verschiedenen geologischen Ausgangsbedingungen, daß unter einer relativ geringmächtigen Verwitterungszone und -schwarte der mehr oder weniger gute und im Verband erhaltene, anstehende Fels anzutreffen ist. Kriech- und Hangbewegungen treten nur in den obersten Metern auf.

Abb. 12: Charakteristische geologische Haupttypenprofile



Mit Hilfe dieser "verformungscharakterischen" Einteilungstypen ist es möglich, lageplanmäßig eine grundsätzliche Einteilung entlang des gesamten Streckenabschnittes vorzunehmen und somit zu einer Anschätzung von Abschnitten, die in kritischen bzw. in weniger kritischen Bereichen liegen, zu kommen. Aus geologisch-geotechnischer Sicht ergeben die sich daraus ableitbaren Schlußfolgerungen eine wesentliche Entscheidungshilfe, welche bauliche Maßnahmen oder Sanierungsmaßnahmen im Hinblick auf eine Verbesserung der Situation durchgeführt werden müssen.

Zusammengefaßt liegen aufgrund der geologisch-geotechnischen Gegebenheiten auf weiten Strecken der II. Wiener Hochquellenwasserleitung ungünstige Untergrundverhältnisse vor.

Dies gilt insbesondere für den Bereich im Erlauftal [Abschnitt Scheibbs] sowie den anschließenden Abschnitt bis Wien, wo die Trasse der II. Hochquellenwasserleitung überwiegend im oberflächennahen Bereich der Gesteine der Molasse und der Flyschzone zu liegen kommt.

In Abhängigkeit des lithologisch-sedimentologischen Ausgangsmaterials sowie seiner geologischen Entstehungsgeschichte liegt eine in der Mächtigkeit stark schwankende Überlagerungsschicht vor. Der interne strukturelle Aufbau, die die anstehenden Gesteine überlagernden Deckschichten und die hydrogeologischen Gegebenheiten bestimmen das Verformungsverhalten der Hänge, in denen die Leitung eingebettet ist.

Diesen Gegebenheiten mußte in der Vergangenheit und muß zur Sicherung des weiteren Bestandes der Wasserleitung auch in Zukunft Rechnung getragen werden.

**"Überlegungen zur Langzeitsicherheit von Abfalldeponien
aus geologischer Sicht"**

Dr. Otmar SCHERMANN
Geologische Bundesanstalt, Wien

Zusammenfassung:

Beispiele aus der Natur zeigen, daß Ton durchlässig ist für Ionen. Im Falle von Abfalldeponien würde sich daraus auf längere Sicht eine Beeinträchtigung der Umwelt ergeben, durch die tonige Basisabdichtung hindurch. Um die Langzeitsicherheit von Deponien zu verbessern wird vorgeschlagen, eine Lage von Kalk einzubringen, damit einfache und komplexe Ionen an der Basis des Abfalles ausgefällt werden in Form von stabilen Mineralphasen.

Abstract:

Examples from Nature indicate clay to be permeable for ions. In the case of waste repositories this would in the long range result into a contamination of the environment right through the assumed sealing clay layer on the bottom. To improve the long-term safety it is proposed to insert a layer of limestone with the purpose to precipitate simple and complex ions on the bottom of the waste in the form of stable mineral phases.

Von Abfalldeponien wird erwartet, daß sie nicht nur für einige Jahre dicht und damit sicher sind, es wird vielmehr zu fordern sein, daß sie "auf ewige Zeiten" keinerlei schädliche Stoffe an die Umgebung abgeben. Diesen Erwartungen entsprechend werden weitgehend undurchlässige Trennschichten zum geologischen Untergrund vorgeschrieben, die aus einer Lage tonigen Materials und gegebenenfalls Kunststoff-Folien bestehen. Ähnliches gilt für die Abdichtung nach oben, um den Zutritt meteorischer Wässer und damit ein Überlaufen zu verhindern.

Unter Berücksichtigung der im Vergleich zu geologischen Zeiträumen kurzen Funktionsdauer der Folien (z.B. infolge weitgehender Polymerisierung) trägt die Abdichtung mittels tonigen Materials die Hauptlast des Schutzes der Umwelt gegen einen eventuellen Schadstoffeintrag. Dieses Material ist anorganischen Ursprungs und wird damit als unverwitterbar und infolge seines Kornaufbaues als weitgehend undurchlässig angesehen. Genaugenommen gilt letzteres nicht für die ersten Jahre nach dem Auftragen der Tonschicht, in denen sie nicht konsolidiert ist, gleichzeitig Oberflächenwasser ungehindert zutreten und das bereits deponierte Gut durchdringen kann; in dieser Zeit kommen die Oberflächen- und Grenzflächeneigenschaften der Tonminerale voll zum Tragen.

Auch beim konsolidierten Ton ist allerdings die Sicherheit nur eingeschränkt gegeben. Beispiele aus der Natur, die als eine Art Langzeitversuch anzusehen sind, zeigen, daß impermeable Materialien für Ionen sehr wohl durchlässig sein können.

Ein entsprechendes Beispiel stellt die Sandgrube in Winzing, NÖ, dar. Tonig-schluffige Tertiärsedimente verwittern hier bis in eine Tiefe von 2 m. Fein disperse Sulfide oxidieren unter Rotfärbung der sonst dunkelgrauen Gesteine. Dabei wird Schwefelsäure frei, die mit dem Kalkgehalt der Mergels reagiert. Dieses Reaktionsprodukt wird etwa 2 m tiefer in den ungestört erscheinenden Gesteinen in Form von wenige Zentimeter großen Gipsrosetten ausgefällt in einer Zone, die parallel zur ursprünglichen Geländeoberfläche verläuft. Aus einem nicht bekannten Grund wurde dieser Gips wieder mobilisiert und weitere 2-3 m tiefer abgesetzt in einem überaus tonreichem Material, das beim technischen Eingriff in den Abbau sehr rutschanfällig ist. Eine Bevorzugung des

Lösungstransportes etwa entlang von Klüften oder sandigen Lagen war über die gesamte Aufschlußlänge von rund 70 m nicht zu beobachten.

Ein anderes Beispiel zeigt der Oligozänschlier der niederösterreichischen Molassezone. Es handelt sich um ein schwach schluffiges, kalkarmes Tongestein, das im bergfrischen Zustand undurchlässig ist und nur sehr geringe Porosität besitzt. Im gestörten Zustand ist es kriecheudig, die natürlichen Böschungswinkel betragen nur wenige Grade. In diesem Gestein finden sich im Abstand von 100 und mehr Metern Kalkkonkretionen (Fachausdruck "Septarien"), in welchen sich der Spurengehalt an Kalzit in zumindest sechs Generationen gesammelt hat. Dieser Vorgang ist ersichtlich nicht an die heutige Landoberfläche und auch nicht allein an die Diagenese gebunden; das heißt, die Ionen sind durch den bereits konsolidierten Ton migriert.

Ein weiteres bemerkenswertes Beispiel stellen die Kaolinlagerstätten dar, die bekannterweise undurchlässig sind. Nach heute allgemeingültiger Ansicht erfolgte die Bildung, zumindest der österreichischen Lagerstätten, von der Oberfläche aus und hat ihre Ursache in klimatischen Faktoren. Trotz der Impermeabilität mußten die Lösungsumsätze in Tiefen von mehr als 20 m gereicht haben. Analog dazu ist die Bildung der oft mehrere Zehnermeter mächtigen Latentschwarte der tropischen Gebiete anzusehen.

Es ließe sich eine Anzahl weiterer Beispiele aus dem Gebiet der Erzlagerstättenbildung bringen, die ebenfalls Ionenwanderung in undurchlässigen Gesteinen belegen. Welche Gründe immer für Lösung oder Ausfällung verantwortlich sind, allen Beispielen liegt der Ausgleich eines Konzentrationsgefälles zugrunde in Gesteinsarten mit nicht meßbarer Durchlässigkeit. Ein Ausgleich also, der über die Intergranulare erfolgt sein muß mit dem Wasser der Bergfeuchtigkeit als Transportmedium.

Aufkeimenden Bedenken bezüglich der Sicherheit von Deponien zeigt die Natur eine Möglichkeit, die Kontamination zumindest mit Schwermetallen hintanzuhalten, und zwar über geologische Zeiträume hinweg: durch Fixierung in Form stabiler Mineralphasen.

Bekannt aus der Praxis der geochemischen Erzprospektion sind sogenannte "geochemische Fallen", d.s. kleinräumige Veränderungen des Redox-Potentials bzw. des pH-Wertes, sodaß charakteristische Elemente angereichert werden können.

Eine solche "Falle" stellen beispielsweise Knochen dar, die, wie in den prähistorischen Abteilungen der Museen zu beobachten ist, durch Verwitterung kupferhaltiger Grabbeigaben grün gefärbt sind. Vergleichbares zeigt sich in einem Bach mit zusitzenden Grubenwässern: die Gerölle silikatischer Gesteine sind mit Limonit umkrustet, die Kalkgerölle ausschließlich mit Kupferkarbonaten. Der Gehalt an gelöstem Kupfer scheint dabei quantitativ entfernt zu sein, da eine stromab gezogene Bachsedimentprobe Kupfer nur in Bruchteilen des Durchschnittswertes dieser Region enthält, somit allein durch beigemengtes Gesteinsmehl erklärt werden kann. Auch der B-Horizont mancher Bodentypen bildet eine Falle und zeigt Anreicherung von Buntmetallen. Durch das geringe Löslichkeitsprodukt von Schwermetallkarbonaten (z.B. $\text{PbCO}_3 = 3,3 \cdot 10^{-14}$, $\text{ZnCO}_3 = 6 \cdot 10^{-11}$) können bereits durch den CO_2 Gehalt der Luft stabile Mineralien gebildet werden, etwa in der Oxidationszone von Lagerstätten.

Grundsätzlich hängt die Löslichkeit einfacher oder komplexer Schwermetallionen - abgesehen von Redox-Potential - weitgehend vom pH-Wert der Lösung ab. Die Ausfällung an einem geeigneten Medium bewirkt ihrerseits ein Konzentrationsgefälle und damit weiteren Transport zu diesem Medium hin; bei entsprechender Auswahl können sich an diesem stabile Mineralphasen ausscheiden und somit eine weitere Migration der Schwermetalle verhindern, etwa durch die Ummantelung einer Deponie hindurch.

Als Schlußfolgerung dieser aus der Natur gewonnenen Erkenntnisse wird deshalb zur Erzielung einer langfristigen Kontaminationssicherheit von Abfalldeponien vorgeschlagen, zwischen der unteren Abdichtung der Deponie und dem deponierten Gut eine Schicht von grobem Kalkgrus einzubringen. Zweck dieser Maßnahme ist die Anhebung des pH-Wertes und die Ausfällung der Schwermetalle in Form von Karbonaten oder noch stabileren Phasen, etwa Hydroxiden. Der Kalk hat gleichzeitig auch die Eigenschaft, Anionen, beispielsweise SO_4^{2-} in Form von Gips, zu binden.

Die Dimensionierung des Kalkeintrages hängt natürlich von Art und Menge des Abfalles ab; so wird etwa Hausmüll eine geringere Menge an Kalk erfordern als Haldenmaterial des Sulfidbergbaues. Wichtig ist nur, daß genügend Kalk im Überschuß verbleibt.

Das Einbringen von Kalk ausschließlich an der Basis verfolgt noch einen anderen Zweck: Zersetzungsprozesse und damit Senkungen in der Deponie sowie zunehmende Versprödung der Folien bewirken eine zunehmende Durchlässigkeit in der Abdichtung. Jahrzehnte nach Beendigung der Deponierung läßt sich sicher auch deren Beaufsichtigung nach; es ist also nur eine Frage der Zeit, bis tiefere Wurzeln des Bewuchses den Abfall erreichen. Metallkonzentrationen an der Basis werden schwerer erreicht, es kommen demnach geringere Metallmengen über das Biosystem an der Oberfläche zuerst in die Humusaufgabe, von wo sie dann weiter ispergiert werden können.

Ein Durchpausen der Deponie nach oben ist mit ökonomischen Mitteln sicherlich nicht "auf ewige Zeiten" zu verhindern; mit den vorgeschlagenen Maßnahmen lassen sich aber sehr wohl die Zeit und die Konzentration der Problemelemente günstig beeinflussen.

"Geotechnische und mineralogische Untersuchungen im U-Bahn-Bauabschnitt U3/14"

Dipl.Ing.Heimo ZIMMERMANN
Büro UV & P, Wien

1. Einleitung und Aufgabenstellung

Im Juli 1990 erfolgte im Bauabschnitt 13 der U3 die Beprobung für geotechnische und mineralogische Untersuchungen mit dem Ziel, die geotechnischen Kennwerte mit sedimentologischen bzw. mineralogischen Analyseergebnissen in Beziehung zu setzen.

2. Geologische Verhältnisse im Bauabschnitt

Die Trasse des Bauabschnittes U3/14 steigt vom Westrand der Arsenalterrasse zur Höhe der Schmelz an; nach Süden in Richtung Wienfluß fällt sie dagegen deutlich ab. Das Gelände weist Höhen zwischen 206 und 231 m über Adria auf. Im wesentlichen läßt sich der Untergrund in seiner vertikalen Abfolge in künstliche Anschüttungen, Quartärschichten und das Jungtertiär im Liegenden einteilen. Die Schichtmächtigkeiten sind sehr wechselhaft.

Die im Liegenden anstehenden Tertiärsedimente sind dem Sarmat bzw. Unterpannon zuzurechnen und bestehen vorwiegend aus Schluffen und Tonen. Sand und Kiesschichten treten in untergeordneten Mächtigkeiten und verschiedenen horizontalen Dimensionen auf.

Die Grenzflächen zwischen Quartär und Tertiär weisen ein unregelmäßiges Relief mit großen Niveauunterschieden auf. Die dadurch entstehenden Mulden und Erosionsrinnen sind von Grundwasser erfüllt.

2.1. Geologische Schichtbeschreibung

2.1.1 Künstliche Anschüttungen

Sie setzen sich weitgehend aus Bodenmaterial und Kulturschutt (Bauschutt und evtl. Müll) zusammen. Weiters können Fundamentreste oder alte Keller sowie alte Einbauten und Brunnen vorhanden sein.

2.1.2 Quartäre Sedimente

Die quartären Sedimente sind einerseits Reste einer Lößlehmbedeckung und andererseits Abtragsedimente aus den Zwischenterrassenbereichen des Quartärs der Schmelz (Laaerberg-Niveau) und den tiefgründig verwitterten Tertiärschichten des nach Süden und Osten geneigten Hanges zwischen Kardinal-Rauscher Platz und Mariahilferstraße.

Lößlehmschichten

Gelbbraune, ockrig bunte, meist steife Schluffsande, die aufgrund ihrer eigenartigen Textur und großen Porosität bei Durchfeuchtung und gleichzeitiger Belastung zum Strukturzusammenbruch neigen, aber im trockenen oder bergfeuchten Zustand sehr gute Standeigenschaften aufweisen. Im Bauabschnitt erreichen diese Schichten Stärken bis zu 3 m.

Abtragsedimente

Diese bestehen aus einer sehr wechselhaften Formation aus Quartärschottern, die in diesem Bauabschnitt einen nicht unbeträchtlichen Teil einnehmen. Die Schotter sind stark verlehmt und setzen sich aus einem Gemenge von Quarz- und Sandsteinkiesen zusammen. Diese Sedimente fanden ihre Ablagerung in zuweilen tiefeingeschnittenen und engbegrenzten rinnenartigen

Sedimentationsräumen, deren Hauptrichtung offensichtlich N-S in Richtung Wienfluß verläuft. Ihre Abgrenzung zu den tiefgründig verwitterten Tertiärschichten im Liegenden ist nicht immer eindeutig zu treffen.

Rundsotter

Sie treten als wesentlicher Rest des Schotterkörpers der Arsenalterrasse auf und bestehen aus sandigen, mitteldicht bis dicht gelagerten, weitgestuften Komponenten. Die Rundsotter weisen in ihrem Schichtaufbau charakteristische Sedimentstrukturen (Schichtung, Verzahnung) auf, die insbesondere im Grobkornbereich zu offenen Strukturen führen können. Zwischengelagerte Sandschichten unbedeutender Mächtigkeit sind zu beobachten. An der Basis dieses Schotterkörpers sind Ansammlungen von Grobkomponenten (Steine und Blöcke) festzustellen. Es ist nicht auszuschließen, daß die Rundsotter stellenweise zu Konglomeraten verkittet sind.

2.1.3 Tertiäre Sedimente

Die jungtertiären Schluffe und Tone des tieferen Untergrundes gehören dem Unterpannon bzw. dem Sarmat an. Diese Formation ist als ziemlich ungleichförmige Folge von Schluff/Tonen mit untergeordnet eingelagerten Grobschluff- und Feinsandschichten zu charakterisieren. Fallweise treten an der Grenze zum Quartär oder aber auch innerhalb der jungtertiären Schichtfolge Verhärtungen auf, die entweder brotlaibförmige Konkretionen oder auch Platten darstellen können.

Weiters sind zahlreiche Klüfte und Harnischflächen sowie horizontale Schichtfugen zu beobachten. Diese tektonisch verursachten Strukturen durchtrennen in auffälliger Weise die Tertiärformation. An der Grenze zum überlagernden Quartär ist eine starke Verwitterungszone festzustellen, die sich in der intensiv braunen Verfärbung der feinkörnigen Sedimente mitteilt und sich bis in größere Tiefe fortsetzt.

3. Geotechnische und mineralogische Analysen

Kornverteilung

Zur Ermittlung der einzelnen Kornfraktionen wurde die Korngrößenanalyse in zwei Abschnitten durchgeführt. Die Ton- und Schluffraktion wurde durch Sedimentation, alle größeren Fraktionen wurden durch Naßsiebung bestimmt.

Tonmineralanalyse

Die Tonmineral- und die Gesamtmineralanalyse wurden mittels Röntgendiffraktometeraufnahmen durchgeführt. Die Auswertung erfolgte mit Hilfe der d-Werte der einzelnen Minerale, wobei durch Korrekturfaktoren und der Ermittlung der Peakflächen auch eine semiquantitative Analyse möglich war.

Methylenblau-Adsorption

Die Methylenblau-Adsorption wird für die Bestimmung der Austauschkapazität von Tonen verwendet. Methylenblau wird dabei als Kation am Ton fixiert.

Ermittlung des Schwelldrucks

Die experimentelle Ermittlung möglicher Schwell-Spannungen erfolgte mit einem dreiaxialen Schwelldruckgerät, in dem die Schwellspannungen über Dehnmeßstreifen und einen Verstärker auf ein Schreibgerät übertragen wurden.

Trockendichte, Wassergehalt, Feststoffdichte

Zur Ermittlung der Trockendichte und des Wassergehalts wurde ein Ausstechzylinder, für die Feststoffdichte ein Autopyknometer verwendet.

Atterberg'sche Zustandsgrenzen

4. Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse

Die Proben für die Kornverteilung zeigen ein relativ einheitliches Bild. Der Anteil der Kornfraktionen $<2\mu\text{m}$ beträgt im Mittel 50 %. Der Anteil an Feinsand liegt im Durchschnitt unter 10 %, Der Maximalwert bei 25 %. Mittelsand liegt teilweise in Spuren vor, größere Fraktionen sind nicht vorhanden.

Die Gesamtmineralanalyse ergab einen Quarzgehalt zwischen 40 und 70 % (Mittelwert 53 %), der Anteil an Schichtsilikaten liegt zwischen 28 und 60 % (Mittelwert 44 %). Feldspat, Kalzit und Dolomit sind sehr gering, bzw. überhaupt nur in Spuren vorhanden (siehe Tabelle 1).

Bei der Tonmineralanalyse der Fraktion $<2\mu\text{m}$ fielen die Ergebnisse recht einheitlich aus. Der Anteil an Smectit beträgt 32 - 62 % (Mittelwert 49 %). Der Gehalt an anderen Tonmineralen ist ebenfalls relativ gleichmäßig. Abweichungen gibt es nur bei den Proben 102 Strosse, 108 Kalotte und 112 Kalotte, die einen Anteil an Mixed Layern von 18 - 37 % (Mittelwert 27 %) aufweisen (siehe Tabelle 2).

Die Methylenblau-Adsorption ergab Oberflächenwerte zwischen 147 und 252 m^2/g . Der errechnete Smectitanteil liegt zwischen 18 und 32 %. Aus einer graphischen Gegenüberstellung ist zu erkennen, daß die durch Methylenblau-Adsorption ermittelten Werte (Mittelwert 24 %) nur gering höher liegen als die Ergebnisse der Röntgenanalyse (Mittelwert 21 %). Die Differenzen betragen zwischen -3 und 13 %, was eine mittlere Abweichung von 3,6 % ergibt (siehe Tabelle 3).

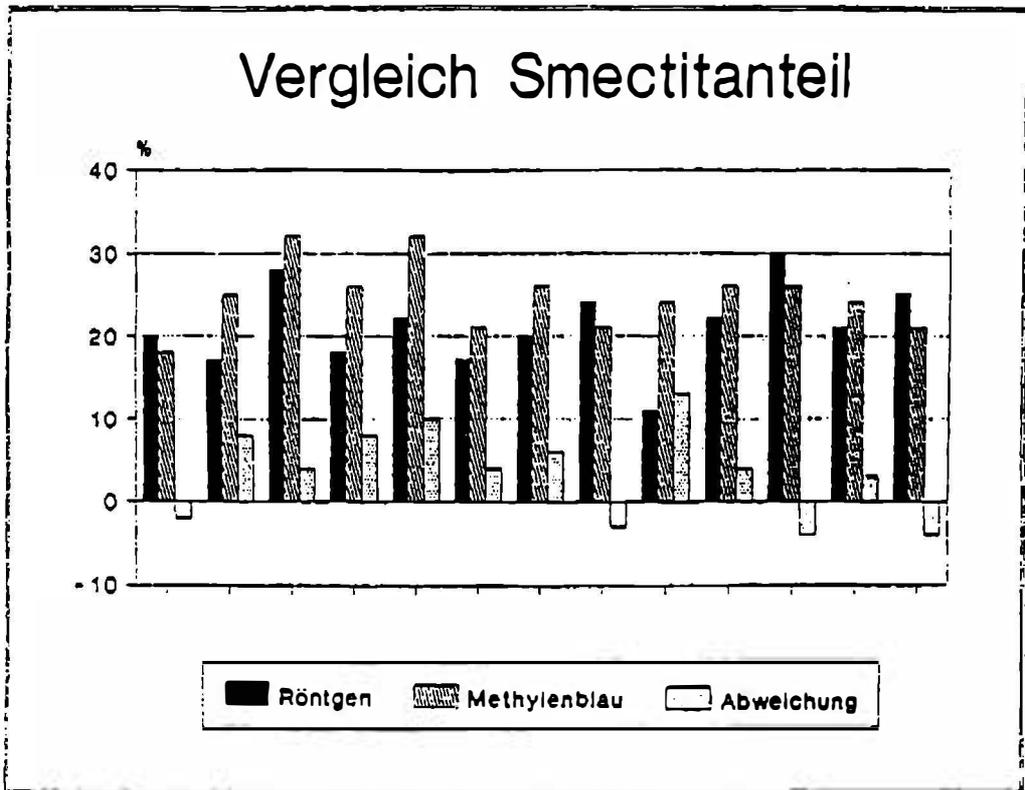
Tabelle 1: Ergebnisse der Gesamtmineralanalyse

	Quarz	Schicht silikate	Feldspat	Kalzit	Dolomit
	%	%	%	%	%
69 Sohle Ost	42	46	Spuren	7	5
75 Strosse	70	30	--	--	--
76 Strosse	50	45	2	3	--
79 Kalotte	62	38	--	--	Spuren
79 Sohle	46	54	--	--	Spuren
92 Kalotte	57	43	--	--	--
96 Kalotte	62	38	--	--	--
98 Kalotte	32	50	5	13	--
102 Kalotte	72	28	8	--	--
102 Strosse	55	45	--	--	--
105 Strosse	53	47	Spuren	--	--
108 Kalotte	41	59	Spuren	--	--
110 Strosse	40	60	--	--	--
110 Kalotte	58	39	--	3	--
112 Kalotte	61	35	Spuren	4	--
113 Strosse	53	47	Spuren	--	--
120 Kalotte	48	49	Spuren	3	--

Tabelle 2: Ergebnisse der Tonmineralanalyse

	Illit	Chlorit	Kaolinit	Smectit	Mixed Layer
	%	%	%	%	%
69 Sohle Ost	30	17	8	45	--
75 Strosse	24	14	6	56	--
76 Strosse	20	9	10	62	--
79 Kalotte	24	17	12	47	--
79 Sohle	26	17	17	40	--
92 Kalotte	36	14	12	38	--
96 Kalotte	24	13	10	53	--
98 Kalotte	29	16	8	47	--
102 Kalotte	32	18	8	32	--
102 Strosse	40	31	11	--	18
105 Strosse	27	15	10	48	--
108 Kalotte	31	21	11	--	37
110 Strosse	24	17	9	50	--
110 Kalotte	19	16	12	53	--
112 Kalotte	33	21	19	--	27
113 Strosse	18	16	13	53	--
115 Kalotte	12	25	6	57	--

Tabelle 3: Gegenüberstellung Smectitanteil aus Röntgenanalyse und Methylenblau-Adsorption



Insgesamt wurden 22 Versuche zur Ermittlung des Schwelldruckes durchgeführt (siehe Tabelle 4), wobei jedoch nur 13 ausgewertet werden konnten.

Tabelle 4: Zusammenstellung der ermittelten Schwelldrücke

	σ_{\max}	σ_{mittel}	σ_x	σ_y	σ_z
	N/cm ²	N/cm ²	N/cm ²	N/cm ²	N/cm ²
75 Strosse	113,2	97,3	100,5	78,3	113,2
79 Kalotte/1	121,2	109,0	109,2	96,7	121,2
79 Kalotte/2	89,1	82,0	78,5	78,3	89,1
79 Sohle	152,5	132,5	130,7	114,4	152,5
92 Kalotte	62,2	53,9	62,2	41,7	57,8
96 Kalotte	116,4	102,0	99,0	90,6	116,4
102 Kalotte	97,9	84,1	76,0	78,3	97,9
105 Strosse	89,9	82,0	79,0	77,1	89,9
108 Kalotte/1	154,9	136,8	134,3	121,1	154,9
108 Kalotte/2	170,9	155,9	151,1	145,6	170,9
110 Kalotte	61,1	58,2	61,1	53,9	59,5
112 Kalotte	57,8	54,0	54,5	49,6	57,8
115 Kalotte	76,0	72,9	76,0	67,3	75,5

Um festzustellen, ob ein Zusammenhang zwischen den Schwelldrücken und den Mineralparametern besteht, wurden Korrelationen durchgeführt. Verglichen wurden die maximalen und mittleren Schwelldrücke mit den Mineralparametern ausgedrückt durch die Formel $<2\mu\text{m} \cdot \text{Sm}(\text{R,MB}) \cdot \text{SS}/1000$.

Sm(R,MB) ... Smectitanteil der Röntgen- bzw. der Methylenblauanalyse

SS ... Anteil der Schichtsilikate an der Gesamtprobe

Die ermittelten Korrelationskoeffizienten liegen zwischen 0,69 und 0,74 (siehe Tabelle 5).

Für die nachstehend angeführten Analysen wurde eine eigene Probenserie entnommen. Insgesamt wurden die Trockendichte und der Wassergehalt für 58 Proben ermittelt. Die Werte für die Trockendichte liegen zwischen $1,774 \text{ g/cm}^3$ und $2,032 \text{ g/cm}^3$, die des Wassergehalts zwischen 9,61 und 16,69 %. Die ermittelten Wassergehalte entsprechen jedoch nicht den natürlichen Verhältnissen, weil zur Zeit der Probenentnahme die getroffenen Wasserhaltungsmaßnahmen voll wirksam waren.

Die Feststoffdichte wurde für 5 Proben mit dem Autopyknometer bestimmt und ergab Werte zwischen $2,654$ und $2,703 \text{ g/cm}^3$. Für diese Proben wurden auch die Atterberg'schen Zustandsgrenzen und der Sättigungsgrad bestimmt. Die ermittelten Werte sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt (Tabelle 6).

Tabelle 5: Zusammenstellung der Untersuchungsergebnisse

	Gesamtminerale					Tonminerale						Fraktion <2µm	Schwelldruck		<2µm*Sm _R *SS 1000	<2µm*Sm _{HB} *SS 1000
	Quarz	Feldspat	Kalzit	Dolomit	Schicht silikate	Illit	Chlorit	Kaolinit	Smectit		Mixed		σ _{max} N/cm ²	σ _{mittel} N/cm ²		
	%	%	%	%	%	%	%	%	Röntgen	MB	Layer					
									%	%			%			
69 Sohle Ost	42	Spuren	7	5	46	14	8	4	20	18	--	54				
75 Strosse	70	-	-	-	30	7	4	2	17	25	--	50	113,2	97,3	25,5	37,5
76 Strosse	50	2	3	-	45	9	4	5	28	32	--	60				
79 Kalotte	62	-	-	Spuren	38	9	6	5	18	26	--	47	105,2	95,5	32,1	46,4
79 Sohle	46	-	-	Spuren	54	14	9	9	22	32	--	56	152,5	132,5	66,5	96,8
92 Kalotte	57	-	-	-	43	15	6	5	17	21	--	46	62,2	53,9	33,6	41,5
96 Kalotte	62	-	-	-	38	9	5	4	20	26	--	49	116,4	102,0	37,2	48,4
98 Kalotte	32	5	13	-	50	14	8	4	24	21	--	42				
102 Kalotte	72	8	-	-	28	9	5	3	11	24	--	46	97,9	84,1	14,2	30,9
102 Strosse	55	-	-	-	45	18	14	5	--	18	8	39				
105 Strosse	53	Spuren	-	-	47	13	7	5	22	26	--	60	89,9	82,0		
108 Kalotte	41	Spuren	-	-	59	18	12	6	--	24	23	58	162,9	146,4	78,7	82,1
110 Strosse	40	-	-	-	60	15	10	5	30	26	--	47				
110 Kalotte	58	-	3	-	39	7	6	5	21	24	--	56	61,1	58,2	45,8	52,4
112 Kalotte	61	Spuren	4	-	35	11	7	7	--	24	10	46	57,8	54,0	16,1	38,6
113 Strosse	53	Spuren	-	-	47	9	7	6	25	21	--	31				
115 Kalotte	48	Spuren	3	-	49	6	12	3	28		--	59				
														r _{mittel} =0,72	r _{mittel} =0,74	
														r _{max} =0,69	r _{max} =0,72	

Tabelle 6: Geotechnische Analysen

Proben Bezeichnung	Trocken dichte g/cm ³	Feststoff dichte g/cm ³	Wasser gehalt %	Fließ grenze %	Ausroll grenze %	Sättigungs grad	Bezeichnung
75 Str/2	1,7775		14,15				U, t; graubraun
75 Str/3	1,8416		14,36				U, t; braun
76 Str/1	1,7741		16,69				T, u; ocker
76 Str/2	1,7596		16,70				T, u; ocker
76 Str/3	1,9223		13,57				U, s; graubraun
79 Kal/2	1,8719		14,31				T, u; ocker
79 Kal/3	2,0048		10,29				U, t; graubraun
80 Str/2	1,9399	2,654	11,43	36,5	14	0,82	U, s; grau
80 Str/3	1,8520		13,07				S, u; grau
83 Kal/1	1,9069		12,21				U, t; grau, braun
83 Kal/2	1,9260		11,81				U, t; grau, braun
84 Str/1	1,8734		12,59				U, s; grau
84 Str/2	1,9790		10,95				U, t; ocker
84 Str/3	1,9027		11,09				U, s; grau
87 Kal/1	1,9501		10,73				U, fs; braun
87 Kal/2	2,0320		9,61				U, fs; grau
87 Str/1	1,8922		12,99				U, s; braun, grau
87 Str/2	1,8834		11,90				U, s; braun, grau
88 Kal/2	1,9937		10,44				T, u; dunkelbraun, Konkretionen
88 Kal/3	1,8801		13,28				T, u; ocker
89 Kal/3	1,9044		11,72				U, s; grau
91 Kal/1	1,9315		13,42				T, u; ocker
91 Kal/2	1,8473		14,33				T, u; ocker
92 Kal/1	1,9991		12,28				U, t; braun, ocker
92 Kal/2	1,9233		10,37				U, t; braun, ocker
92 Kal/3	1,7606		15,91				U, t; braun
92 Str/1	1,9774		11,45				T, u; braun, ocker
92 Str/2	1,9561		11,02				T, u; graubraun
92 Str/3	1,9319		11,33				T, u; graubraun
93 Str/1	1,9394		12,25				T, u;
93 Str/2	1,8084		15,29				T, u;
93 Str/3	1,9643		11,13				U, s;
96 Kal/1	1,9147		12,27				T, u; braun
96 Kal/2	1,8304		14,20				T, u; graubraun
96 Kal/3	1,8845		12,08				U, t; grau, braun
98 Kal/1	1,9006		13,55				U, t; braun, ocker
98 Kal/2	1,8121	2,646	14,27	43	12	0,82	U, t; braun, ocker
102 Kal/1	1,9116	2,687	12,26	41	13	0,81	U, t; graubraun
102 Kal/3	1,8389		13,12				U, t;
102 Str/1	1,8176		13,81				T, u; braun
102 Str/2	1,9499		11,09				U, s; grau
102 Str/3	1,8055		14,67				T, u; braun
105 Str/1	1,7843		15,86				U, s; grau
105 Str/2	1,9055	2,673	12,58	48	11	0,83	U, t; graubraun
105 Str/3	1,9007		11,64				U, t; graubraun
108 Kal/1	1,8588	2,703	14,24	32	15	0,84	U, t; ocker, Kalkkonkretionen
108 Kal/2	1,8445		11,65				U, t; ocker, Kalkkonkretionen
110 Kal/1	1,8577		14,09				U, t; dunkelbraun
110 Kal/2	1,8412		14,33				U, t; grau
110 Kal/3	1,8292		14,08				U, t; grau
110 Str/1	1,7904		15,34				U, t; dunkelbraun
110 Str/2	1,7954		15,50				U, t; dunkelbraun
110 Str/3	1,8996		12,38				U, t; grau
112 Kal/1	1,8162		13,48				U, t; grau, ocker
112 Kal/2	1,8087		14,83				U, t; grau, ocker
113 Str/1	1,8536		13,94				U, t; braun, Konkretionen
113 Str/2	1,8778		13,84				U, t; ocker
113 Str/3	1,8681		13,63				U, t; ocker

Die **PROTERRA** Umwelttechnik Ges.m.b.H. ist eine 100%-ige Tochter der **ÖMV**, welche über rund 40-jährige Erfahrung in der Kohlenwasserstoff-Exploration verfügt. Wir agieren in den Bereichen Erkundung und Sanierung von Industriestandorten, Altlasten und Deponien und bieten darüberhinaus in einem weiteren Bereich Industriekontrollsysteme - wie z.B. **TERRACONTROL[®]** an. Dieses Verfahren dient als Frühwarn- und Langzeitüberwachungssystem von Mülldeponien.

Wir haben es uns zur Aufgabe gemacht, unseren Kunden die Gesamtpalette an geotechnischen Untersuchungsmethoden anzubieten, um somit absolute Vertraulichkeit der Daten und niedere Kosten durch Synergieeffekte zu gewährleisten.

Durch die langjährige Aneignung von Kenntnissen konnte unser Team ein weltweit neues Verfahren entwickeln - **TERRASCAN[®]**. Diese Eigenentwicklung stellt das neueste Know-how auf dem Gebiet der Auffindung und Abgrenzung von Kontaminationen (Altlasten, Kohlenwasserstoff, Sickerwasser etc.) dar. **TERRASCAN[®]** funktioniert auf der Basis, daß jeder geologische Körper ein bestimmtes elektrochemisches Potential besitzt, das von der Oberfläche aus meßbar ist. Ändert sich dieses Potential nun in bestimmter Weise, so kann auf Anomalien im Boden geschlossen werden. Die so gewonnenen Daten werden durch speziell adaptierte Software aufbereitet, interpretiert und graphisch dargestellt. Erst dann werden gezielt einige, wenige Bohrungen gesetzt und deren Bohrkerne einer chemischen Analyse unterzogen.

Ein neuer Schritt zur Kundenorientierung und Serviceleistung von PROTERRA Umwelttechnik ist das **TERRAMOBIL[®]** - eine integrierte Einheit aus einer **TERRASCAN[®]**-Meßstation, Kleinbohrgerät und einem chemischen Labor, die z.B. bei Ölfällen aller Art sofort einsatzbereit ist und somit binnen kürzester Zeit eine Gefährdungsabschätzung abgeben kann.

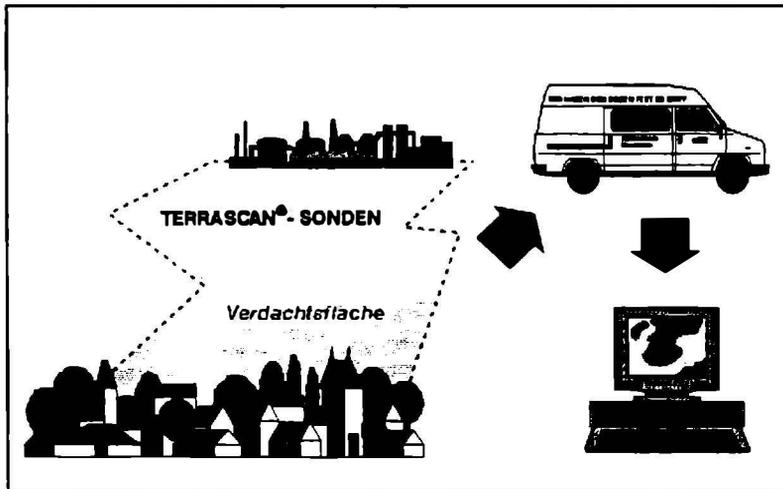
Unsere jüngste Entwicklung ist **TERRABASE[®]** - eine Umwelt-Datenbank auf PC, mit der PROTERRA-Kunden "ihre Daten" aus einer PROTERRA-Umweltstudie weiter ergänzen, aktualisieren und analysieren können.

TERRABASE[®] beinhaltet Projektdaten wie Profile von Bohrungen und Brunnen, dynamische Zuflußmessungen, Pegelstände, Wasser-, Boden- und Luftanalysen, Ergebnisse von **TERRASCAN[®]** und **TERRACONTROL[®]**-Messungen.

TERRABASE[®] ermöglicht somit die ständige Ergänzung (Updating) von Projektdaten.

In der BRD agiert die PROTERRA durch die 100%ige Tochter **ÖMV Umwelttechnik** mit Sitz in Leipzig.

Wir haben den Boden fest im Griff



Die Erde ist in ein Stadium getreten, wo sie uns keine Fehler mehr verzeiht und wo vorhandene Schäden erkundet und repariert werden müssen.

Unser Ziel ist es, durch eine **Gesamtpalette an geomechanischen, geophysikalischen und geochemischen Untersuchungsmethoden** solche Schäden festzustellen und sie durch laufende Beobachtungen und Frühwarnungen zu begrenzen.

Unsere Arbeitsgebiete sind:

Altlasten, Deponien, Grundwasser und Industriestandortsuche.

Die zukunftsweisenden und weltweit einzigartigen Verfahren, derer wir uns bedienen, entstammen dem fundierten Know-how der ÖMV und intensiver Forschung und Entwicklung von PROTERRA UMWELTTECHNIK.

Terrasecan®, zur Auffindung und Abgrenzung von Kontaminationen im Untergrund durch Untersuchungen von der Oberfläche aus. In Kombination mit gezielt gesetzten Bohrungen ergibt sich ein Bild, welches die Grundlage einer Gefährdungsabschätzung und sinnvollen Sanierung bildet.

Terrecontrol®, weltweit einzigartiges System zur Langzeitüberwachung von Deponien.

Geben Sie der Umwelt ihre Chance:

PROTERRA UMWELTTECHNIK
Gerasdorfer Straße 151
A-1210 Wien
Tel. (0222) 404 40/33 75
Telefax (0222) 404 40/9454

Proterra Umwelttechnik

ÖMV
Gruppe