

MITTEILUNGEN

IAG BOKU

Institut für Angewandte Geologie

Universität für Bodenkultur Wien

Reihe: Angewandte Geowissenschaften



Heft 12

BAUGEOLOGISCHES SEMINAR

Vorträge 2000 / 01

Herausgeber:

B. SCHWAIGHOFER

J.F. SCHNEIDER

Wien, Juli 2002

MITTEILUNGEN

IAG BOKU

Institut für Angewandte Geologie

Universität für Bodenkultur Wien

Reihe: Angewandte Geowissenschaften

Heft 12

BAUGEOLOGISCHES SEMINAR

Vorträge 2000 / 01

Herausgeber:

B. SCHWAIGHOFER

J.F. SCHNEIDER

Wien, Juli 2002

Diese Ausgabe beinhaltet die Vorträge des
Baugeologischen Seminars des Studienjahres 2000 / 01

Herausgeber:

Bernd SCHWAIGHOFER, Univ.Prof.Dr.
Jean F. SCHNEIDER, o.Univ.Prof.DI.Dr.

Redaktion:

Friederike HINTERMÜLLER
Helene PFALZ-SCHWINGENSCHLÖGL

IAG BOKU

Institut für Angewandte Geologie
Universität für Bodenkultur Wien
A-1190 Wien, Peter Jordan-Str. 70

Tel. ++43-1-47654/5400, Fax /5449

geolsek @ mail.boku.ac.at
<http://www.boku.ac.at/iag>

Herstellung: Riegelnik Ges.m.b.H., Wien

ISSN 10 21-7533

Inhaltsverzeichnis

BECHTOLD, D.....	1
Die geologisch – hydrogeologischen Voruntersuchungen zum Ausbau der Tunnelkette der A 9 Pyhrnautobahn	
AUER, J.	23
Der U-Bahn Bau in Wien aus geologischer Sicht	
FÜRLINGER, W., STADLMANN, T., MARSCHALLINGER, R., STEYSKAL, C.....	35
Musiktheater Linz. Planung-Vorerkundung-Volksbefragung. Das Schicksal eines anspruchsvollen Hohlraumbauprojektes	
FÜRLINGER, W., STADLMANN, T.	41
Tunnel der HL-AG an der Westbahnstrecke. Melk-Wachberg und Wienerwald	
WIMMER, H.	65
Die Geologie und ihre Verankerung im österreichischen Rechtssystem	
SCHWINGENSCHLÖGL, R.	75
Ingenieurgeologie im Steinbruch	
MEISSNER, M.	99
Oberflächenpotential von Bruchgesteinen im Straßenbau [Kurzfassung der Diplomarbeit]	
KUGLER, H.	103
Frostsicherheit im Straßenbau – ein verbessertes Mineralkriterium [Kurzfassung der Dissertation]	
HÖRZENBERGER, H.	111
Untersuchungen über die Auswirkungen kontaminierter Anmachwässer auf das Abbindeverhalten von Schmalwandmassen [Kurzfassung der Dissertation]	
DALLNER, U., FROMM, A.	117
Hangdynamische Untersuchung der Rutschung Hintl-Lahn bei Klausen, Südtirol [Kurzfassung der Diplomarbeit]	

Die geologisch - hydrogeologischen Voruntersuchungen zum Ausbau der Tunnelkette der A 9 Pyhrnautobahn

BECHTOLD, D.

A EINLEITUNG

Die Österreichische Autobahnen- und Schnellstrassen AG (ÖSAG) hat im Frühjahr 1998 mit dem Ausbau der A 9, Pyhrn Autobahn, im Abschnitt zwischen dem Ortsteil Schön, Gemeinde Micheldorf, und der provisorischen Anschlussstelle Lainberg Nord, Gemeinde St. Pankraz im Teichltal, begonnen. Der etwa 14 km lange Autobahnabschnitt wird in mehrere Baulose unterteilt, wobei im Teilbereich von Schön bis zur Anschlussstelle Klaus der Vollausbau erfolgt, während südlich von Klaus bis zur Querung der Teichl nahe deren Mündung in die Steyr nur die westliche Richtungsfahrbahn ausgebaut wird. Der anschließende Abschnitt bis zur Einbindung in den Bestand wird wiederum im Vollausbau errichtet.

Im vorliegenden Bericht werden die mit den geologisch-hydrogeologischen Voruntersuchungen erfassten baueologischen Verhältnisse der Tunnelkette der A 9 kurz erläutert. Weiters wird beispielhaft für den Kienbergtunnel gezeigt, wie die Umsetzung der Ergebnisse der Baugrunderkundung in die Prognose von Gebirgsarten und Gebirgsverhältnissen erfolgte.

B ZUM BAUVORHABEN

Zu Beginn der 80er Jahre wurde für die A 9 im oberösterreichischen Abschnitt vom damaligen Generalplaner Dipl.-Ing. W. Pejrimovsky eine Linienführung entwickelt, die von der Ortschaft Schön bei Micheldorf bis zur Einmündung der Teichl in die Steyr bei St. Pankratz sechs Tunnels vorsah. Im nach Süden anschließenden Abschnitt bis zum Lainbergtunnel wurde die Trasse am südlichen Hangfuß des Teichltales situiert, wobei auch in diesem Teilabschnitt Tunnelbauwerke, die in offener Bauweise zu errichten waren, notwendig wurden. Die Abbildung 1 zeigt die Tunnelbauwerke in diesem Abschnitt.

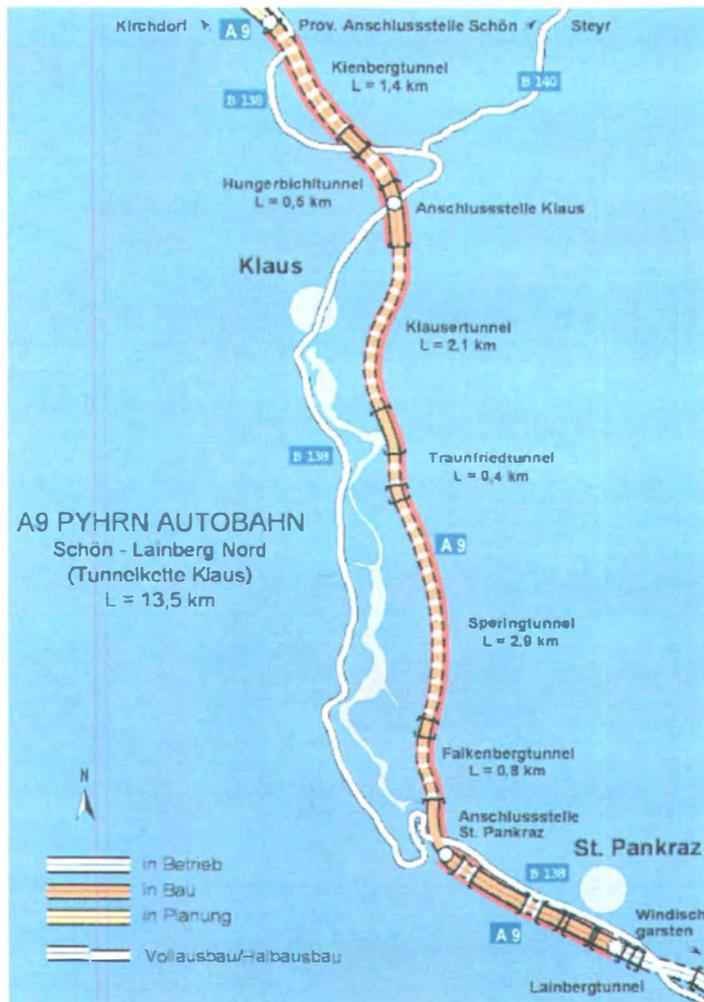


Abbildung 1: Die Tunnel der Pyhrn Autobahn im Abschnitt zwischen Micheldorf und St. Pankraz

Die geologischen Voruntersuchungen für den Bau dieses Autobahnabschnittes erstreckten sich über einen Zeitraum von mehr als 15 Jahren. Zur Anwendung kamen in einer ersten Phase klassische Methoden wie intensive Literaturstudien, Luftbildanalysen zur Erfassung von Strukturmerkmalen sowie umfangreiche geologische Kartierungen eines entsprechenden Trassenstreifens mit detaillierten strukturgeologischen Untersuchungen. Diese erste Phase der Baugrunderkundung endete in einem Prognosemodell des generellen geologischen Baues der zu durchörternden Sengsen-Gebirgskette und war Grundlage der Behördenverfahren.

In der anschließenden Baugrunduntersuchung für die Vorbereitung der Tunnelausschreibung Ende der 80er Jahre wurden mit Rotationskernbohrungen, seismischen Untersuchungen und ergänzenden geologischen Kartierungen vor allem die Portale und Lockergesteinsabschnitte der Tunnelstrecken sowie die Gründungszonen der Talübergänge und Brücken untersucht. Ergänzend zu den geologischen Charakterisierungen der angetroffenen Baugrundverhältnisse wurden an ausgewählten Bohrkernen boden- und felsmechanische Laboruntersuchungen ausgeführt und damit Grundlagen für eine generelle Planung geschaffen.

Es verblieben jedoch erhebliche Prognoseunsicherheiten für die bis 700 m überdeckten Mittelabschnitte der Tunnel, die nur durch tiefe Bohrungen oder Sondierstollen verringert werden konnten. Da sich der Bauherr Mitte der 90er Jahre entschloss, vorerst den Halbausbau der Tunnelkette zu betreiben, war zur Abdeckung der Sicherheitserfordernisse im Tunnelbetrieb ein Ausbau von Fluchtstollen erforderlich. Es wurde in Diskussionen über den Stand der geologischen Prognose und der Bauabwicklung entschieden, die Fluchtstollen vor dem Ausbau der Autobahnstrecke zu errichten und als Sondierstollen für die Ausschreibung des Tunnelbaues zu nutzen.

Zur Ausführung kamen in den Jahren 1996/1997 insgesamt vier Fluchtstollen, die einen detaillierten Aufschluss des geologischen Baues entlang der Tunnelkette lieferten. Neben der laufenden geologischen Aufnahme dieser Fluchtstollen konnte in Aufweitungen bis zum Kalottenquerschnitt des späteren Haupttunnels das Gebirgsverhalten beobachtet und durch geotechnische Messungen detailliert erkundet werden. Mit den bereits erwähnten Fluchtstollen wurden ca. 500 m des südlichen Teils des Kienbergtunnels, etwa 800 m des Klausertunnels sowie 800 m des nördlichen Teils und 1000 m des südlichen Teils des Springtunnels aufgeschlossen.

Anhand dieser baugeologischen Voruntersuchungen und Dokumentationen der Sondier- bzw. Fluchtstollen konnte für den Tunnelausbau eine für viele Abschnitte bereits sehr detaillierte geologische Prognose ausgearbeitet werden, die auf einer Gliederung der zu erwartenden Gebirgsverhältnisse in Homogenbereiche aufbaute. Im nachfolgenden Kapitel wird ein Überblick über die baugeologischen Verhältnisse in der gesamten Tunnelstrecke gegeben.

C GEOLOGISCHER ÜBERBLICK

Mit der „Tunnelkette“ der A 9, Pyhrn Autobahn, werden Teile der „Nördlichen Kalkalpen“ durchörtert. Die Tabelle 1 zeigt die Gesteinsschichten, die innerhalb der kalkalpinen Abfolge im Bereich Micheldorf – Windischgarsten im Baubereich zu erwarten waren. Wie die Voruntersuchungen gezeigt haben, dominieren Hauptdolomit und Wettersteinkalk/dolomit die Schichtabfolge, die Anteile an Lunzer Schichten, Opponitzer Schichten und Reiflinger Kalk beschränken sich auf kurze Abschnitte im Bereich der Deckengrenzen und regional wirksamen Störungszonen.

Bekanntlich handelt es sich bei den Nördlichen Kalkalpen um ein Deckengebirge, dessen interner Deckenbau vorwiegend in der Kreidezeit entstand. Die tiefste und zugleich nördlichste Decke wird als **BAJUVARIKUM** bezeichnet und kann in den östlichen oberösterreichischen Kalkalpen in zwei Teildecken gegliedert werden: Die tiefere Ternberger Decke und die höhere Reichraminger Decke. Darüber befindet sich das **TIROLIKUM** mit der Staufen-Höllengebirgs-Decke (möglicherweise noch mit dem Bajuvarikum in Verbindung zu bringen), der Totengebirgs-Decke und der Warscheneckdecke. Im Hangenden und südlichsten Kalkalpenbereich folgt das **JUVAVIKUM** mit ebenfalls mehreren Teildecken.

Die Tunnelkette durchörtert von Nord nach Süd zunehmend höhere Deckeneinheiten. Vom Kienberg bis hin zum Springtunnel reicht die Reichraminger Decke, daran schließt die Staufeu-Höllengebirgsdecke an. Unter diesen kalkalpinen Sedimentstapeln lagern die penninischen Sedimente, die am Nordrand der Kalkalpen als Flyschzone verbreitet sind. Im Bereich um Windischgarsten sowie im westlich anschließenden Teichtal sind die Sedimente der Flyschzone durch jüngere Bewegungsvorgänge hochgeschleppt und in mehreren tektonischen „Fenstern“ aufgeschlossen.

Der Transport der Gesteinsmassen über mehrere hundert Kilometer hinterließ in den Gesteinen zahlreiche Spuren und Veränderungen, die auch für den Tunnelbau von Bedeutung sind. So wurden die Gesteinsabfolgen oft in Falten gelegt (z. B. die Sengsengebirgsantiklinale) oder an Störungen gegeneinander verstellt, wie etwa an der Windischgarstener Störung im südlich der Tunnelkette gelegenen Teichtal. Aber auch im kleinen Bereich äußern sich die Bewegungen in Form von Harnischen und Störungen. Im Gebiet des Kienberges wurde der Hauptdolomit während einer frühen tektonischen Phase überwiegend kleinstückig zerbrochen und durch zumeist kalzitische Substanz wiederverheilt, wodurch der üblicherweise gebankte Dolomit nun massig in Erscheinung tritt.

Die tektonischen Störungen und Zerrüttungsstreifen sind auch für die heutigen Oberflächenformen von Bedeutung, denn die Gletscher und Flüsse haben bevorzugt die durch Störungen bereits aufgelockerten Gesteinszonen ausgeräumt. Somit folgen die Bäche und Flüsse heute oftmals deutlichen Störungszonen des Gesteinsuntergrundes. Markante Störungen dieser Art verursachen etwa den Verlauf des Tales zwischen Kienberg und Otterberg im Südportalbereich und den Verlauf des Wienergrabens im Norden des Kienberges.

Tabelle 1: Die kalkalpine Schichtfolge im Bereich Micheldorf-Windischgarsten (die in der Tunnelkette erwarteten Gesteinsschichten sind grau hinterlegt)

	System	Abteilung	Mio. J.	Schichtglieder	tonische Aktivität
Känozoikum	Quartär	Holozän	0,01	Hangschuttbildung	
		Pleistozän	1,8	glaziale Ablagerungen	
	Tertiär	Pliozän	5,4		Gebirgshebung, Zerlegung an Störungs linien
		Miozän	24,6		
		Oligozän	38		Schließung des N-penninischen Ozeans
	Eozän	54,9			
	Paleozän	65			
Mesozoikum	Kreide	Oberkreide		Zwieselalm Schichten Nierntaler Schichten Sandsteine u. Hippuritenkalk	erster grundlegender Deckenbau
			97,5	Gosau Basiskonklomerat	
	Unterkreide			Losensteiner Schichten Tannheimer Schichten Roßfeldschichten	Subduktion des Südpenninischen Ozeans
			144	Schrambachschichten	
	Jura	Malm	163	Ammergauer Schichten Ruhpoldinger Radiolarit	Eingleitung juvavischer Decken Öffnung des Penninischen Ozeans
		Dogger	185	Rote Jurabrekzie	
		Lias	204	Roter Jurakalk	
Trias	Obertrias		Oberrhätkalk Kössener Schichten Plattenkalk Hauptdolomit Opponitzer Schichten Lunzer Schichten Wettersteinkalk	langsames Absinken der Kruste	
			229		
	Mitteltrias		Wettersteinkalk/dolomit Reiflinger Kalk Steinalmkalk Gutensteiner Kalk Reichenhaller Schichten		
	Untertrias	245	Werfener Schichten		
Paläoz.	Perm		286	Haselgebirge	

Das heutige Landschaftsbild wurde wesentlich von den Gletschern der letzten Eiszeiten geprägt. Zum einen wurden breite Trogtäler ausgeschürft - vereinzelt blieben in diesen Trogsohlen Rundhöcker wie etwa zwischen Dorferberg und Steyr stehen - zum anderen wurden die Talböden mit mächtigen Schottern aufgefüllt. In diese Sedimente schnitten sich nacheiszeitlich wieder die Bäche und Flüsse ein.

Im Bereich des Steyrtals reichte der Gletscher der letzten Vereisung (Würm) nicht mehr bis zum Alpenvorland, sondern nur bis knapp vor die Mündung der Teichl in die Steyr. Die Schotterablagerungen im Steyrtal im Umkreis von Klaus sind demzufolge als Terrassenablagerungen (Sander) der Würmvereisung zu sehen. Unmittelbar am Fels aufliegend können vereinzelt (Grund-) Moränenreste aus älteren Eisvorstößen (Riss?) vorhanden sein, wie z.B. beim Fluchtstollen Spering Nord.

Nach dem Gletscherrückzug bildeten sich verschiedene, mehr oder weniger stark mäandrierende Flusssysteme, aber auch Seen, die in der Folge mit gemischtkörnigen oder aber mit tonig-schluffigen Sedimenten aufgefüllt wurden. Dabei kam es auch zur Bildung von torfreichen Lagen wie etwa im Bereich des Kienberg-Nordportales. Jüngste Ablagerungen sind die mächtigen Hangschuttbildungen, die sich vorwiegend aus verwittertem Hauptdolomit zusammensetzen und oftmals mehrere stärkere Verwitterungshorizonte (Paläobodenbildung) zeigen.

D MINERALOGISCHE UND GEOTECHNISCHE EIGENSCHAFTEN DER ANSTEHENDEN GESTEINSARTEN

Im Allgemeinen ist die mineralogische Zusammensetzung karbonatischer Schichtfolgen für den Tunnelbau nur von untergeordneter Bedeutung. Nachdem jedoch vor allem der Nordabschnitt der Tunnelkette teilweise stark zerscherte Zonen durchörtert und innerhalb der seicht unter der Sohle des Kienbergtunnels lagernden Opponitzer Schichten auch gipsführende Rauhdecken aufgeschlossen wurden, war die Untersuchung der mineralogischen Zusammensetzung in einigen Zonen von Interesse.

Die mineralogische Zusammensetzung des Hauptdolomits wurde an Proben aus dem Sondierstollen Klaus erkundet und zeigte 95 – 100 % Dolomit, den Rest bildete Kalzit. An weichen, braun oxidierten Kluftfüllungen wurde die Zusammensetzung der Tonfraktion mit 60 % Glimmer, 37 % „mixed layer“ und Goethit ermittelt.

In der Hauptdolomitbrekzie wurde - je nach Mengenverhältnis von kalzitischer Matrix zu dolomitischen Komponenten - ein breit streuendes Kalk / Dolomit-Verhältnis (siehe Tabelle 2) erkannt. Neben Kalzit und Dolomit, den dominanten Mineralphasen, wurden in den Analysen von Gesteinsproben als Nebengemengteile gelegentlich Quarz und Feldspäte sowie in geringen Mengen auch Eisensulfide (z. B. Pyrit) vorgefunden.

Tabelle 2: Gesamtgesteinsanalysen verschiedener Gesteinsarten

Probe Nr. (Stat. Fluchtstollen im Kienberg)	Gesteinsart	Mineralbestand - Gesamtgestein (ca.-Angaben in %)										Summe	
		Tonminerale gesamt					Quarz	Feldspat		Calcit	Dolomit		Pyrit
		Glimmer- gruppe	Chlorit- gruppe	Kaolinit- gruppe	Smektit- gruppe	*mixed-layer* Gruppen		Plagioklas	Alkali- feldspat				
KbS 105 (Halde)	schwarzer, toniger Kakirit	90	5	2						3			100
KbS 197	drusige Hauptdolomit- brekzie									34	66		100
KbS 238,5	Hauptdolomit sandig brekziert	18					3			15	64		100
KbS 244	mylonitisierte Hauptdolomit- brekzie	27				3	7			21	41	1	100
KbS 310	schwarzer, toniger Kakirit	60	6				8	1		13	12		100
KbS 315A	schwarzer, toniger Kakirit	26	8		8		4	1	2	11	40		100
KbS 315B	schwarzer, toniger Kakirit	15	3		4		1	1		8	68		100
KbS 321	schwarzer, toniger Kakirit	21	5		3		4	1		10	56		100
KbS 342	dunkler Kakirit	14	3		2		3	1		26	51		100
KbS 346	geschichteter Hauptdolomit									41	59		100
KbS 349	dunkle Hauptdolomit-brekzie									40	60		100
KbS 349	helle Hauptdolomit-brekzie	6					1			39	54		100
KIE 1/98 17,0m	schwarzer, toniger Kakirit	23	2	2	8		9			8	47	1	100
KIE 2/98 23,7m	brauner Kakirit	29				11		6		46	8		100
KIE 2/98 44,6m	grauer Kalk						1			92	7		100
KIE 2/98 78m	Übergang Dolomit/ Kalkbrekzie									19	81		100

Die mineralogische Zusammensetzung der tonig, schiefrigen Kakirite zeigte eine erhebliche Streuung im Tonmineralgehalt (bis zu 90 %, meist aber nur um 20 %). Als quellfähige Substanz konnte in geringeren Mengen Smektit (~5 %) nachgewiesen werden.

E FELSMECHANISCHE RICHTWERTE DER ANGETROFFENEN GESTEINSARTEN

Für das gegenständliche Bauvorhaben wurden in den geologischen Voruntersuchungen auch felsmechanische Kennwerte an Bohrkernen der wichtigsten Gesteinsarten ermittelt (siehe Tabelle 3). Anzumerken ist, dass die Laboruntersuchungen an kompakten Proben aus Kernbohrungen ermittelt wurden. Daher gelten die in der nachfolgenden Tabelle angeführten Kennwerte als Richtgrößen für standfeste Zonen des jeweiligen Gesteins. Besonders durch die zahlreichen Harnische und Störungen mit Gesteinszerreibung oder stärkerer Auflockerung musste teilweise mit einer deutlichen Reduktion der Kennwerte gerechnet werden.

F HYDROGEOLOGISCHER ÜBERBLICK

Das westliche Sengsengebirge wird von mehreren großen Abflusssystemen, in die auch begleitende Grundwasserkörper entwässern, durchschnitten:

- Der südliche Teilbereich wird von der Teichl in einem tiefen Kerbtal zerschnitten; das talbegleitende Grundwasser wird von der Autobahntrasse nicht mehr berührt.
- Nach der Querung der Teichl nahe deren Mündung in die Steyr verläuft die Autobahntrasse talparallel zur nach Norden abfließenden Steyr; dieser Talraum wird energetisch im Kraftwerk Klaus genutzt.
- Nordöstlich der Sperre Klaus wurde mit den Bohrungen ein talbegleitender Grundwasserkörper aufgeschlossen, der im Steyrniveau entwässert und somit tief unter der Autobahnnivellette ausspiegelt.
- Nahe dem Nordportal des Kienberges befindet sich die Wasserscheide zwischen Steyr und Krems; die Täler dieses Abschnittes und deren Lockergesteinsfüllungen zeichnen sich durch keine oder sehr geringe Wasserführung aus.
- Das Nordportal des Kienberges befindet sich am südlichen Rand des zur Krems entwässernden Grundwasserkörpers, der mit einem Brunnen für die Ortswasserversorgung der Gemeinde Micheldorf genutzt wird.

Für die Prognose der Tunnelbauten waren zusammenhängende Kluftwasserkörper, vor allem das wenig ergiebige, jedoch für die Gemeinde Micheldorf in einem Brunnen genutzte Grundwasser im Gemeindegebiet Micheldorf – Hinterburg von großer Bedeutung.

Für die Tunnelabschnitte musste nach der hydrogeologischen Oberflächenerkundung und den erfassten Quellen mit Verkarstungen gerechnet werden. Die Auflockerungen an Großklüften und Störungen sowie der karbonatische Gesteinsbestand ließen längs der Störungen auch größere unterirdische Karstwege und Bergwässer aus dem östlich anschließenden Gebirgszug nicht ausschließen, zumal unweit der Tunneltrasse mit der Teufelskirche eine bedeutsame Karstquelle bekannt war.

Zur Abklärung der Kluftwasserwege des westlichen Sengsengebirges wurden nach einer Bestandsaufnahme oberirdischer Wasserwege und Quellen im Umfeld der Autobahntrasse periodische Messungen der Schüttung sowie der Temperatur und Leitfähigkeit vorgenommen. Zur Erkundung des Einzugsgebietes von Quellen nahe der Sperre Klaus sowie des unterirdischen Abflusses im Bereich des Sperings wurde ein Markierungsversuch mit mehreren Einspeisstellen und längerer Beobachtung der Probenstellen ausgeführt.

Auch wurden begleitend Isotopenuntersuchungen (z.B. Tritium, Deuterium und ^{18}O) der Quellwässer im Nahbereich der Tunneltrasse vorgenommen. Anhand dieser Untersuchungen konnte schließlich der zu erwartende Gebirgswasserandrang grob definiert werden, wobei in den Tunnelbereichen mit Ausnahme des Klausertunnels keine größeren Quellsysteme erwartet wurden.

G GESTEINTEXTURMERKMALE – GESTEINSGEFÜGE – TRENNFLÄCHENSYSTEM

Neben der Erfassung der Gesteinseinheiten und der Bergwasserverhältnisse war für eine Beurteilung der Gebirgsverhältnisse in den Tunnelabschnitten eine detaillierte Analyse der Trennflächen erforderlich. Hierfür stand die geologische Dokumentation der Flucht- bzw. Sondierstollen zur Verfügung. Die detaillierten Aufnahmen der Trennflächenverhältnisse in den Fluchtstollen und deren statistische Auswertung lieferten die angestrebte Grundlage für weitere felsmechanische Analysen, aber auch die Gliederung der Tunnelstrecken in unterschiedliche Homogenbereiche.

Diese Bearbeitung zusammenfassend zeichnete sich als vorherrschendes Trennflächenelement in der kalkalpinen Gesteinsabfolge die Schichtung bzw. Bankung ab. Aus den Schichtfugenmessungen konnte für den Nordabschnitt der Tunnelkette z. B. ein generell mittelsteiles Einfallen der Richtung Nord bis Nordost abgeleitet werden. Die vorwiegend ebenen bis leicht gewellten Bankungsfugen wiesen im Mittelabschnitt der Tunnelkette, wie z. B. im Fluchtstollen des Klausertunnels oftmals mittleren bis hohen Durchtrennungsgrad auf und reduzierten die Reibungsbeiwerte für die Trennflächen mit geringmächtigen, braunen, lehmigen oder auch schwarzen, bituminösen Belägen.

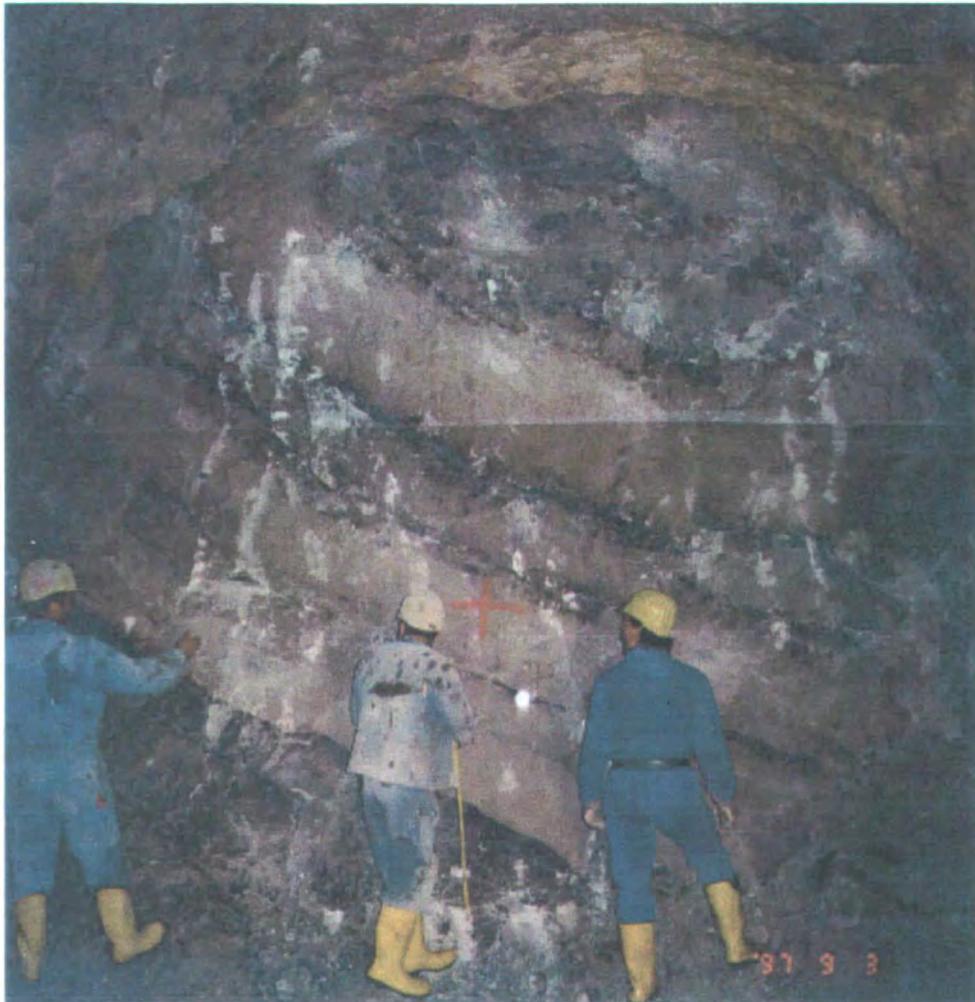


Abbildung 2: Hauptdolomit mit deutlicher Bankung, Fluchtstollen Spering Nord

Durch Störungen waren insbesondere im Nordabschnitt wie im Fluchtstollen des Kienbergtunnels stärkere Verkippungen zu beobachten. Dabei war die starke Brekzierung und die Wiederverheilung des Hauptdolomites auffällig. Über weite Strecken war die primäre Schichtung nicht mehr oder nur sehr undeutlich zu erkennen, die Bankungsfugen hatten nur eine untergeordnete Bedeutung gegenüber den kleinstückig-kantigen Brüchen.



Abbildung 3: Wettersteindolomitbrekzie mit weißem, dolomitischem Bindemittel (Fluchtstollen Spering Süd)

Erschwert wurde die Beurteilung der maßgeblichen Trennflächensysteme durch den Umstand, dass in den tektonisch stark beanspruchten Gebirgszonen oftmals keine eindeutige Unterscheidung von Schichtflächen und Klüftung, somit der Gesteins- bzw. Gebirgsmerkmale, möglich war.

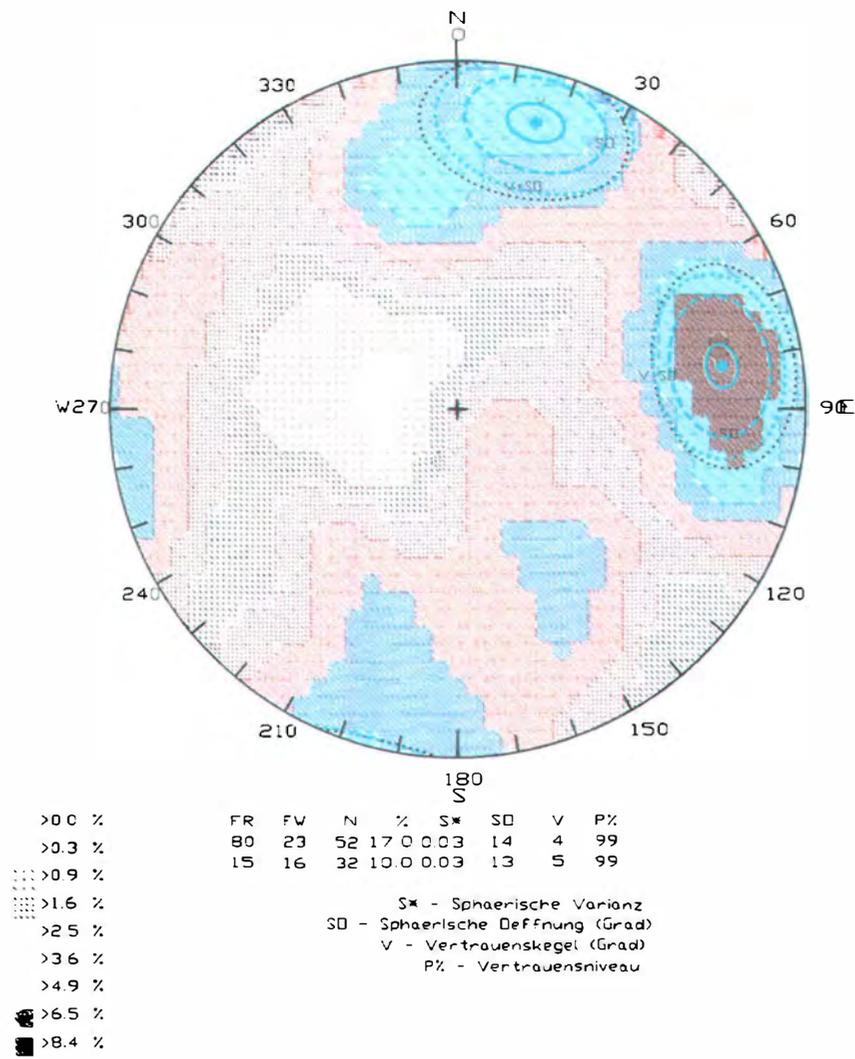


Abbildung 4: Dichtediagramm aller im Sondierstollen des Kienberges gemessenen Kluftflächen als Beispiel der Trennflächenanalyse

Die Kluftflächen besaßen in der Regel kleine Trennflächenabstände sowie einen geringen Durchtrennungsgrad. Über die gesamte Stollenleibung verfolgbare Kluftflächen wurden selten beobachtet, die Mehrzahl der Kluftflächen stand steil und senkrecht zur Bankung. Beachtenswert war wiederum eine Entfestigung an braun belegten Kluftflächen, die beim Sprengen ein Zerfallen in kleinstückigen Schutt bewirkten.

Weiters konnten in den Fluchtstollen Störungen und Zerrüttungstreifen erfasst werden, die lokale Entfestigungen des Gebirges verursachten. Die Mächtigkeit der Störungen, die meist in Form von Harnischbündeln und Scherbahnen, begleitet von stärkerer Verwitterung, auftraten, schwankte von wenigen cm bis über mehrere Meter. Die Zerreibung führte z.T. zu sandigen Kluftfüllungen, die verstärkte Wasserwegigkeit zuließen. Auch Auslaugungen, die das Gestein über

mehrere Meter mürb entfestigen, lagen im Fluchtstollen des Kienbergtunnels vor.



Abbildung 5: Aufgeweitete Karstkluft im Wettersteindolomit (Fluchtstollen Spring Süd)

Die Beobachtungen an der Geländeoberfläche und die seismischen Untersuchungen zeigten Störungen an, die vorwiegend steil Ost – West oder Nordwest – Südost streichen.



Abbildung 6: Tektonische Zertrümmerung des Hauptdolomites im Kienberg-Fluchtstollen

F TEKTONISIERUNG DES HAUPTDOLOMITES IM BEREICH DES KIENBERGES

Das seismische Längsprofil entlang der Tunnelachse sowie die bis zu 120 m tiefen Bohrungen ließen bereits in den Voruntersuchungen erkennen, dass der Kienbergtunnel mit seiner starken tektonischen Überformung den schwierigsten Abschnitt innerhalb der Tunnelkette darstellt. Mit dem Fluchtstollen des Kienbergtunnels wurden schließlich auch mächtige Störungen und Zerrüttungen aufgeschlossen, die auf eine ungewöhnliche, intensive tektonische Aufarbeitung des Dolomites hinwiesen. So wurden Hauptdolomitbrekzien mit kalkigem Bindemittel durchörtert, die anstelle einer Schichtung eine völlig regellose Verteilungen der Komponenten erkennen ließen. Vereinzelt täuschten parallele Brekzierungsstreifen im Kleinbereich eine sedimentäre Schichtung vor.

Aus den im Fluchtstollen aufgeschlossenen Phänomenen konnte abgeleitet werden, dass die Brekzie über weite Stollenabschnitte durch tektonische Prozesse mehrmals zerbrochen war. Die dabei entstandenen, teilweise offenen Klüfte waren großteils kalzitisch verheilt, wobei jedoch einzelne Zwickel im cm-Bereich nicht gänzlich verfüllt wurden, sodass kleine drusige Hohlräume offen blieben.

Harnische mit deutlicher Striemung und Störungen, die das Gestein im dm-Bereich zerrieben und aufgelockert hatten, konnten als Hinweise dieser älteren Bewegungszonen erfasst werden. Vielfach war auch an diesen Zerrüttungszonen nach stärkeren und anhaltenden Niederschlägen ein verstärkter Wasserandrang zu beobachten.



Abbildung 7: Harnischfläche mit Strimung und oxidierten Kluftflächenbelägen im Kienberg-Fluchtstollen

Tonig-schieferige Gesteinszerreibung fand sich um härtere schollenartige Gesteinsblöcke, die von den Scherungsprodukten „umflossen“ sind. Die Mächtigkeit dieser „Schollen“ lag meist um wenige dm, allerdings waren im Sondierstollen auch Entfestigungen an mehrere Meter mächtigen Scherzonen mit blockgroßen Scherlinsen zu beobachten. Dieses Störungssystem wurde als älter eingestuft als die streng Ost – West streichenden Harnische und Zerrüttungszonen, weil die schieferigen Scherprodukte entlang von Harnischen noch sekundär verschleppt waren.

Nachdem in den Voruntersuchungen am Kienberg teilweise wenige Meter unter der Tunnelsohle auch gipsreiche Festgesteine erkannt wurden, musste mit Lösungserscheinungen an vorgegebenen Gesteinsfugen und karstartigen Aufweitungen gerechnet werden. In der kalkigen Hauptdolomitbrekzie im Süden traten offene Karstklüfte auf, die beim Vortrieb des Fluchtstollen nur geringe, temporäre Wasserführung erkennen ließen.

In den Dolomitstrecken bewirkte die Erosion meist nur wenige mm bis cm tiefe „Runsen“. Allerdings verursachte die Wasserwegigkeit neben den braunen lehmigen Kluftfüllungen auch Auslaugungen im Dolomit, die zu einer mürben Entfestigung führten, im Extremfall zu sandigem Zerfall.

Anhand der detaillierten Bestandsaufnahme der Trennflächen im Sondierstollen des Kienbergtunnels wurde für die Prognose des Gebirgsverhaltens das Trennflächeninventar folgendermaßen gegliedert :

ZERRÜTTUNGSSTREIFEN MIT GROSSKLÜFTEN

Großklüfte und Kluftbündel mit weitreichenden Harnischflächen und bis mehrere m-mächtigen Mylonit- bzw. Zerrüttungszwischenschichten; einzelne Großklüfte klaffen bis zu 0,5 m weit auf und sind mit braunem, weichem bis breiigem Verwitterungslehm gefüllt.

„SCHIEFERUNG“

Die tonig-schieferigen Scherprodukte waren mit einem dicht gelagerten Lockergestein vergleichbar; während im trockenen Zustand noch verhältnismäßig günstiges Gebirgsverhalten anzunehmen war, musste bei Wasserzutritt mit breiiger Aufweichung gerechnet werden. Deshalb kam der Absenkung des Bergwasserspiegels während des Auffahrens der Tunnelröhren große Bedeutung zu.

HARNISCHBÜNDEL

An Klüften mit mehr als 10 m weiten Erstreckungen waren die häufigsten Entfestigungen zu beobachten, die in den Felsabschnitten im Kienbergtunnel aufgefahren wurden. Diese Flächen waren oftmals gebogen, bisweilen wellig und durchwegs glatt, wiesen sehr hohe Durchtrennungsgrade auf und zeigten auch Strömungen. Besonders im Südabschnitt waren die Harnische streckenweise von derartiger Dichte, dass eine Zusammenfassung zu Störungszonen erfolgte.

KLEINKLÜFTUNG

Diese Klüfte mit Erstreckungen bis etwa 1 m prägten allgemein die dolomitischen Gesteinszonen. Die Kluftabstände waren in den dolomitischen Gesteinszonen sehr gering, in der kalkigen Hauptdolomitbrekze sind grössere Abstände beobachtet worden, die Ausbildung war unregelmässig mit rauhen, unebenen Oberflächen.

G DIE GEBIRGSARTENGLIEDERUNG DER PROGNOSE AM BEISPIEL DES KIENBERGTUNNELS

Bekanntlich wird das Gebirgsverhalten im Ausbruch durch verschiedene Parameter (z. B. Hohlraumgröße, Klüftung, Bergwasser, Oberflächenabstand u. a.) definiert, die innerhalb einer Gesteinsart – wie etwa dem Hauptdolomit – sehr unterschiedlich in Erscheinung treten können. Andererseits können unterschiedliche Gesteinsarten (z.B. Wettersteindolomit und Hauptdolomit) gleichartiges Gebirgsverhalten aufweisen, sodass im Rahmen einer baugelologischen Prognose für den Tunnelbau eine Zusammenfassung zu einem geotechnischen Homogenbereich möglich ist. Eine Abgrenzung der einzelnen Homogenitätsbereiche ist dabei nicht immer exakt, vielmehr müssen Übergänge zwischen verschiedenen Homogenbereichen erwartet werden.

In der baugelogeische Prognose für die Tunnelbauwerke wurde versucht, die Eigenschaften und Eigentümlichkeiten der verschiedenen Gesteinsarten entlang der Tunnelkette zu beschreiben und Zonen mit weitgehend gleichartigem Gebirgsverhalten zu Homogenbereichen zusammenzufassen. Die Tabelle gibt einen Überblick über die im Kienberg erwarteten Gebirgsarten. Aus den Merkmalen der verschiedenen Gesteinsarten und deren baugelogeisch relevanten Eigenheiten wurden eine Gebirgsart für Lockergesteine¹ (LG1) und vier Gebirgsarten für Festgesteine (FG 1 – 4) definiert. Als Unterscheidungsmerkmal dienten in den Festgesteinen die Ausbildung der Trennflächen, insbesondere der Klüftung sowie der Einfluss der Verwitterung.

Tabelle 4: Gebirgsarten – geotechnische Homogenbereiche

FG 1	Gebirge mit schwach ausgeprägten Trennflächenmerkmalen
FG 2	bankiges und / oder klüftiges Gebirge
FG 3	feinklüftiges Gebirge mit lehmigen Kluffbelägen
FG 4	zerrüttetes Gebirge mit stark reduzierter Bindung an den Trennflächen
FG 5	tonreiches, schieferiges, wasserempfindliches, lockergesteinsähnliches Gebirge
LG 1	gemischtkörniges Lockergestein mit toniger und torfiger Zwischenlage

FG 1 – GEBIRGE MIT SCHWACH AUSGEPRÄGTEN TRENNFLÄCHENMERKMALEN

Als Zonen mit günstigsten Gebirgsverhältnissen wurden eher massige bis dickbankige Tunnelabschnitte prognostiziert, in denen nur einige Kleinklüfte bzw. Bankungsfugen eine mässige bis geringe Durchtrennung des Gesteinsverbandes bewirken sollten. In diesen Abschnitten wurden nur vereinzelt Grossklüfte mit glatten Wandungen und stärkerer Wirksamkeit erwartet, wobei an diesen lettige Zwischenschichten zu beachten waren.

Somit waren in diesen Zonen längere freie Standzeiten des Gebirges zu erwarten; auch gefügebedingte Nachbrüche sollten nur vereinzelt in Erscheinung treten. Mit lokalen Sicherungsmaßnahmen war an ungünstig ver schneidenden Kluffzonen wie z. B. an achsparallelen, steil stehenden Harnischen zu rechnen.

FG 2 - BANKIGES UND / ODER KLÜFTIGES GEBIRGE

Als ebenfalls weitgehend gut durchörterbar wurden Zonen erwartet, die an der Ortsbrust mehrere Kleinklüfte und auch einzelne Großklüfte mit stärkerer Durchtrennung aufwiesen. Dominantes Element sollten dabei Klüfte mit dm – Abständen sein. Als weiteres Element dieser Zone wurde eine ausgeprägte Kleinklüftung mit regelmäßigen, gleichscharigen und annähernd senkrechten Trennflächen angesehen. Ungünstig im Ausbruch wurden Ban-

¹ Hinsichtlich der Beurteilung der Lockergesteinsstrecke wurde aufgrund deren Situierung im Grundwasser davon ausgegangen, dass der Vortrieb bei vollständig abgesenktem Grundwasser erfolgt.

kungsfugen im Firstbereich in Kombination mit Querklüften eingeschätzt, da daraus plattige Nachbrüche resultieren konnten, denen lokal mit verstärktem Stützmitteleinbau zu begegnen war.

Ebenso musste örtlich mit stärkeren Auflockerungen an lettig belegten Klüften, aber auch an glatten Harnischflächen mit Erstreckungen bis mehr als 10 m gerechnet werden. Höhere Teilbeweglichkeit an der Ortsbrust war innerhalb dieser Zonen an Großklüften, an denen der Fels aufgegrust oder in Stärken von einigen cm bis dm schluffig-tonig aufgearbeitet sein konnte, zu erwarten. Diese stärker tektonisierten Bereiche sollten innerhalb dieser Zone nur gelegentlich auftreten, jedoch dann bereits in die nächste Homogenitätszone überleiten.

FG 3 - KLEINKLÜFTIGES GEBIRGE MIT KLUFTLEHMBELÄGEN

Bei vergleichbaren Trennflächenmerkmalen wie diese bereits in der Gebirgsart FG 2 beschrieben wurden, wurden als Zone FG 3 jene Bereiche zusammengefasst, in denen die Kluftabstände nur im cm – Bereich lagen und Trennflächen oft tonig belegt waren, so dass verstärkt mit Nachbrüchen zu rechnen war. Auch Zonen, in denen der Hauptdolomit durch Auslaugung mürb entfestigt sein konnte, wurden hier eingeschlossen.

FG 4 - ZERRÜTTETES GEBIRGE MIT STARK REDUZIERTER BINDUNG AN TRENNFLÄCHEN

Abschnitte, in denen mit einem Aufeinandertreffen mehrerer Großklüfte bzw. mit mehr als Meter mächtigen Zerrüttungsstreifen zu rechnen war, wurden als weitere Homogenbereiche typisiert. In diesen Teilbereichen wurden keine oder sehr geringe Gesteinsbindung an der Feinklüftung erwartet. Insgesamt sollte dieser Homogenbereich Abschnitte umfassen, in denen der Gesteinsverband als stark aufgelockert und grusig-kleinstückig zerbrechend zu prognostizieren war, somit im gesamten Hohlraumprofil eine hohe Teilbeweglichkeit erwartet werden musste. Auch musste aufgrund der höheren Porosität mit stärkerem Wasserandrang gerechnet werden, der z. B. entlang von Großklüften mit lehmig gefüllten Hohlräumen breiige Aufweichungen verursachen könnte.

FG 5 - TONREICHES, SCHIEFERIGES, WASSEREMPFINDLICHES, LOCKERGESTEINSÄHNLICHES GEBIRGE

Als äußerst ungünstige Bereiche wurden jene schieferig zerscherten Gesteinszonen mit einzelnen eingeschlossenen Scherlinsen herausgearbeitet, die in tonig-schieferigen Schichten in unregelmäßigen „Schlieren“ die ansonst harte Kalkbrekzie durchzogen. Die im trockenem Zustand vermutlich weitgehend standfesten Bereiche wurden bei Wassereinwirkung als äußerst wasserempfindlich eingeschätzt, sodass größere Nachbrüche kalkiger Scherlinsen nicht auszuschließen waren.

GEMISCHKÖRNI GES LÖCKERGESTEIN - LG 1

Die Abfolge von Hangschuttablagerungen, Eisrandsedimenten, stärker konsolidierten glazialen Sedimenten und Seeton mit Torfeinschaltungen wurde in der baugelologischen Prognose zu einem Gesteinstyp zusammengefasst, zumal die sehr inhomogenen Ablagerungsbedingungen am Hangfuß eine feinschichtige Wechsellagerung verschiedener Sedimente erwarten ließ. Für den Tunnelvortrieb waren Hangschutt, der sich ausschließlich aus Hauptdolomit zusammensetzen und durch die Verwitterung stärker verlehmt bzw. bindig sein sollte, sowie im Liegenden des Hangschuttes tonig - schluffige

Stausedimente zu erwarten. Insbesondere die Torfschichten innerhalb der weichen, plastischen Seetone (Tone und Schluffe) mit Mächtigkeiten um einen Meter wurden in der Prognose und deren Detailplänen betont.

Im Liegenden der insgesamt ca. zwei Meter mächtigen Feinkornschichte wurden glaziale Sedimente mit wasserführenden Horizonten erwartet, so dass in den obersten Metern dieser ansonsten gut tragfähigen Schichte breiige Aufweichungen zu beachten waren. Weiters musste mit Entspannungserscheinungen und damit mit feinen Rissen in den hochverdichteten glazialen Sedimenten gerechnet werden.

Für die verschiedenen Tunnelabschnitte wurde anhand der Ergebnisse der baugelogeischen Voruntersuchungen der Anteil an den insgesamt sechs Gebirgshomogenitätsbereichen prognostiziert bzw. die prozentuelle Verteilung der Gebirgsarten errechnet (siehe nachfolgende Abb.).

Tabelle 5: Prognose zur Verteilung der Gebirgsarten in der Weströhre des Kienbergtunnels

Stationierung (AB-Km)		Länge in m	Gebirgsart (Kurzbezeichnung) - Angaben in m					
von	bis		LG 1	FG 1	FG 2	FG 3	FG 4	FG 5
25,8170	25,915	98	98	0	0	0	0	0
25,9150	26,600	685	0	48	137	308	123	69
26,6000	27,045	445	0	9	67	134	80	156
Summe in m		1228	98	57	204	442	203	224
Summe in %			8,0	4,6	16,6	36,0	16,6	18,3

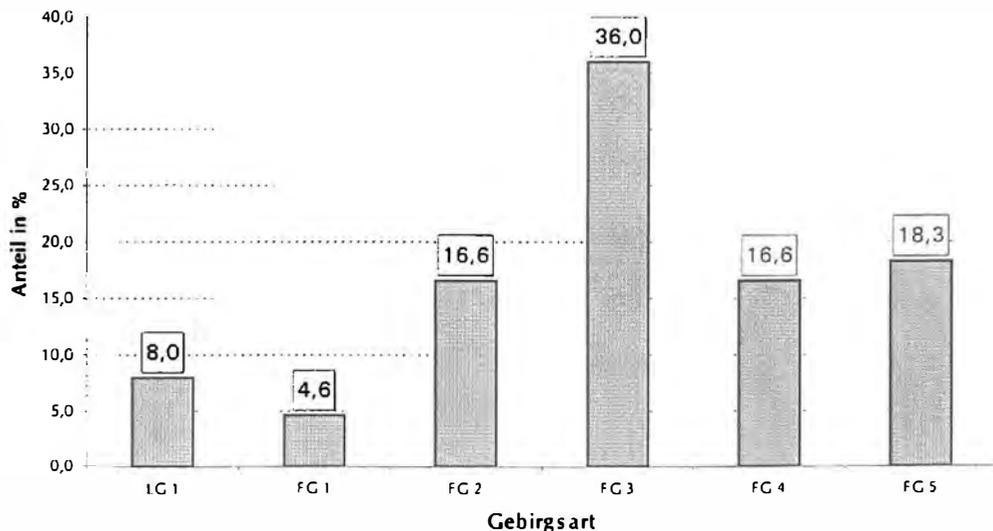


Abbildung 8: Prognose der Anteile der verschiedenen Gebirgsarten (Weströhre Kienbergtunnel)

Hinsichtlich der Übereinstimmung zwischen prognostizierten Verhältnissen und dem tatsächlichem Gebirgsverhalten im Tunnelbau stehen dem Verfasser keine Unterlagen zur Verfügung, zumal die derzeit praktizierte Bauabwicklung im Straßenbau keine weitere Einbindung des während den Vorarbeiten tätigen Geologen im Ausbau der Tunnelstrecken vorsieht.

H DANKSAGUNG

In die baugewissenschaftliche Voruntersuchung der Tunnelkette waren zahlreiche Fachkollegen involviert, für deren Anregungen und Unterstützung herzlich gedankt sei. Insbesondere meine beiden Mitarbeiter, Herr Mag. Dr. Bruno Haunschmid und Herr Mag. Gerhard Koch, die wesentlichen Anteil an der Bearbeitung hatten, sind hierbei hervorzuheben. In diesem Zusammenhang ist es mir ein besonderes Anliegen, dem inzwischen leider verstorbenen Herrn Dr. Prey für die Beratung der Geländebearbeitung und für die – für mich sehr lehrreichen - Diskussionen über den geologischen Aufbau zu danken. Schließlich gilt mein Dank Herrn Dr. Brandecker, unter dessen Führung die Bearbeitung begonnen wurde. Seine Unterstützung und Hilfestellung, aber auch sein außergewöhnliches Verständnis für das Wesentliche in der Baugewissenschaft und dessen Umsetzung in Plänen und Texten hat viel zum Erfolg des Projektes beigetragen.

Autor:

Dr. Dieter BECHTOLD

Büro für Geologie

A-5164 Seeham, Wiesenbergstraße 10

Der U-Bahn Bau in Wien aus geologischer Sicht

AUER, J.

Allgemeines

In den Jahren 2001 – 2008 sind in Wien Verlängerungen der bestehenden U-Bahnlinien geplant, die z. T. auch schon in Angriff genommen wurden.

U-Bahn – Linien in Wien (Stand 2001)			
	Bestand	in Planung	Gesamt
U1 (Reumannplatz-Kagran)	10 km – 14 Stationen	4,6 km – 5 Stationen	14,6 km – 19 Stationen
U2 (Karlsplatz Schottentor)	3,6 km – 7 Stationen	9 km – 11 Stationen	12,6 km – 17 Stationen
U3 (Ottakring-Simmering)	13,5 km – 21 Stationen		13,5 km – 21 Stationen
U4 Hütteldorf-Heiligenstadt)	16,4 km – 20 Stationen		16,4 km – 20 Stationen
U6 Siebenhirten-Floridsdorf)	17,5 km – 24 Stationen		17,5 km – 24 Stationen
Summe	61 km – 86 Stationen	13,6 km – 15 Stationen	74,6 km – 101 Stationen
davon in Tieflage	32,5 km	5,9 km	36,4 km

- U1 Verlängerung von Kagran nach Leopoldau (Eröffnung 2006).
- U2 Verlängerung vom Schottentor über Praterstern und Donaustadtbrücke (Stadion 2007) nach Aspern (2008).
- U2 Wendeanlage Karlsplatz



Abb 1: Bestehendes und geplantes Streckennetz

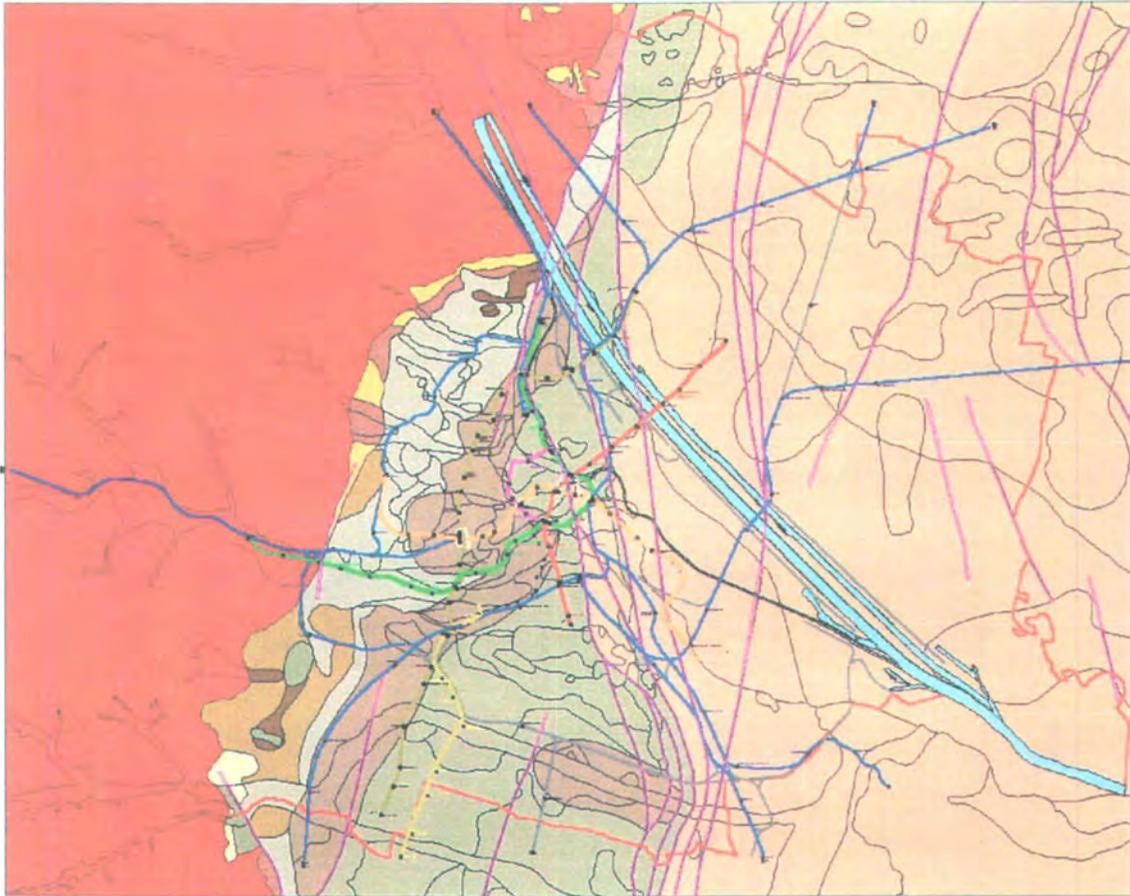


Abb.2: Tertiäroberfläche von Wien mit dem bestehenden Streckennetz

U1 – Verlängerung

5 Stationen: Streckenlänge 4,6 km

- Kagraner Platz
- Rennbahnweg
- Aderklaaer Straße
- Großfeldsiedlung
- Leopoldau (mit Wendeanlage)

Die Verlängerung der U1 verläuft von Kagran (Donauzentrum) bis etwa zum Stationsende Kagraner Platz in der Zone der rezenten Donaumäander und liegt quer zum Donautal. Der restliche Teil der Verlängerung der U1 nach Leopoldau befindet sich im Bereich der eiszeitlichen Praterterrasse. Dabei ist folgender Schichtenaufbau zu erwarten:

- **Anschüttungen über ehemaligem Mutterboden oder grauem Auboden**
- **Aulehm, Ausand,**
- **Donauschotter, Schotter der Praterterrasse**
- **Tertiäre Sande, Schluffe und Tone**

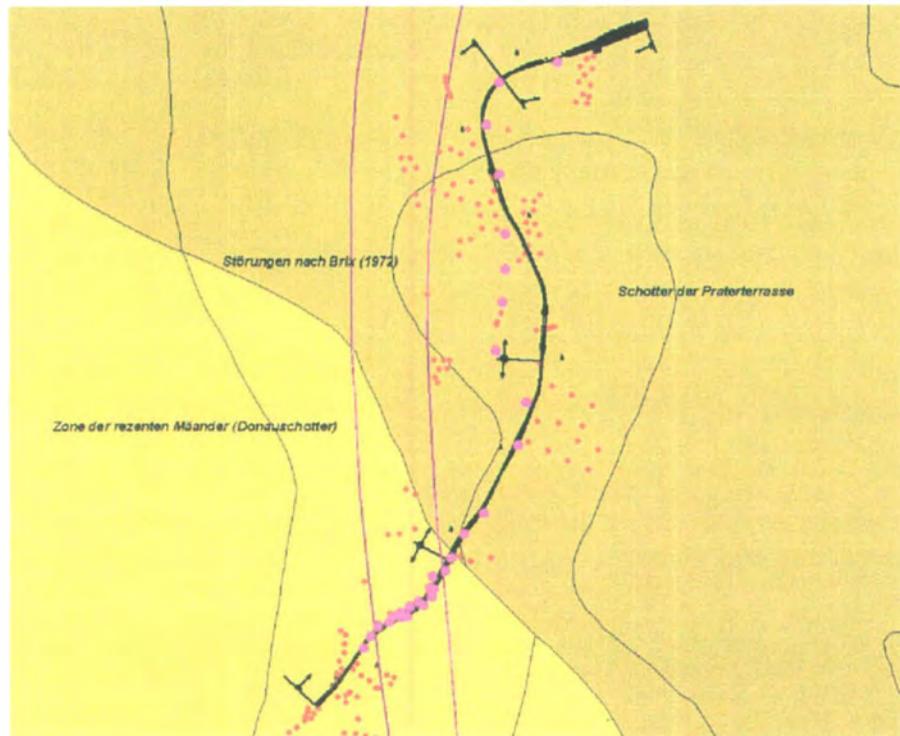


Abb.3: Ausschnitt aus der Karte von Brix 1972 Quartärbedeckung mit Störungen, der Trassenlage, neuen Aufschlussbohrungen und Bohrungen aus dem Baugrunderkennungskataster.

Der gesamte Bereich der Verlängerung ist geologisch dem Wiener Becken zuzuordnen. Das Wiener Becken wird als tektonisches Einbruchsbecken bezeichnet; vor einigen Millionen Jahren im Jungtertiär (vor mehr als 20 Mio. Jahren) begann dieser Bereich in die Tiefe zu sinken. - Ein Meer bedeckte zur Jungtertiärzeit diese Einsenkung und hinterließ seine Spuren in Form von mächtigen Sedimentpaketen (im engeren Wiener Bereich erreichen diese Sedimente Mächtigkeiten von über 3.000 m). Zu Ende der Tertiärzeit verlandete dieses Meer - die tonig-schluffigen Meeressedimente wurden von gröberen Gesteinen (Sanden, Kiesen) überlagert.

Die Sedimente der jungtertiären Abfolge (soweit sie nicht von eiszeitlichen und nacheiszeitlichen Gesteinen verdeckt sind) werden im Bereich zwischen Kagran und Leopoldau dem Oberpannon zugerechnet.

Die Schichten der Oberpannon bedeckt den größten Flächenanteil von Wien und ist im Trassenbereich die oberste Tertiärablagerung. Sie besteht vorwiegend aus Fein- und Mittelsanden, die von untergeordneten Schluffschichten durchzogen werden, Kiesschichten treten in dieser Formation ebenfalls auf. Diese Sande und Kiese sind stets voll wassergesättigt.

Zusätzlich ist in den tertiären Zonen mit tektonischen Störungselementen zu rechnen, die erst in einem geringen Ausmaß bekannt sind. Diese Störungen bewirken, dass sehr oft die Grenzfläche Quartär - Tertiär große Niveauunterschiede aufweisen kann. In diesen Zonen sind die bodenphysikalischen Eigenschaften der Gesteine nachweislich stark beeinträchtigt. Aus den verschiedenen Vorerkundungen (Bohrungen, Rammsondierungen) und der geologischen Karte nach Brix (1972) ist im Bereich des Kagraner Platzes eine solche Störungszone möglich.

Der Trassenabschnitt ab Kagraner Platz liegt auf der so genannten Praterterrasse. Diese Schotterterrasse bildet die tiefste große morphologische Einheit zwischen der Stadterrasse südlich der Donau und der Gänserndorfer Terrasse im Osten. Die in die

Praterterrasse eingeschnittene Schottergrube bei Süßenbrunn förderte große Mengen von Riesenblöcken. Zusätzlich fand man Mammutzähne und in Gerasdorf Geweihreste eines Riesenhirsches. Da die Blöcke deutliche Gletscherritzungen zeigten, muss angenommen werden, dass diese Blöcke durch Eisdrift transportiert wurden. Diese Hinweise, die Fossilreste und die eiszeitliche Überarbeitung der Gänserndorfer Terrasse machen klar, dass die Anlage der Praterterrasse in das Pleistozän, genauer in den letzten Teil der Eiszeit (Würm) zu verlegen ist.

Auf diesem eiszeitlich aufgebauten Schotterkörper fließt die heutige Donau. Vor der Regulierung hat sie, immer in mehrere Arme geteilt, in weiten Bereichen mäandriert und dabei Schluffe und Aulehne als Decke in den damals nicht scharf abgegrenzten Überschwemmungsgebieten hinterlassen bzw. wieder abgetragen. Alle ehemaligen Altarme (Abb. 4) sind verlandet oder verschüttet

Aus den historischen Karten des Donauverlaufes geht hervor, dass die geplante U-Bahntrasse mehrere bedeutende verschüttete Triften kreuzt (siehe Abb. 4), und zwar:

- ◆ am Ende der Station Kagraner Platz im Bereich „Am langen Felde,“
- ◆ nach der Eipeldauer Straße
- ◆ nach der Station Rennbahnweg im Bereich der Sebaldgasse
- ◆ im Bereich Julius-Ficker-Straße
- ◆ im Bereich Gitlbauergasse
- ◆ im Gebiet der Castlegasse

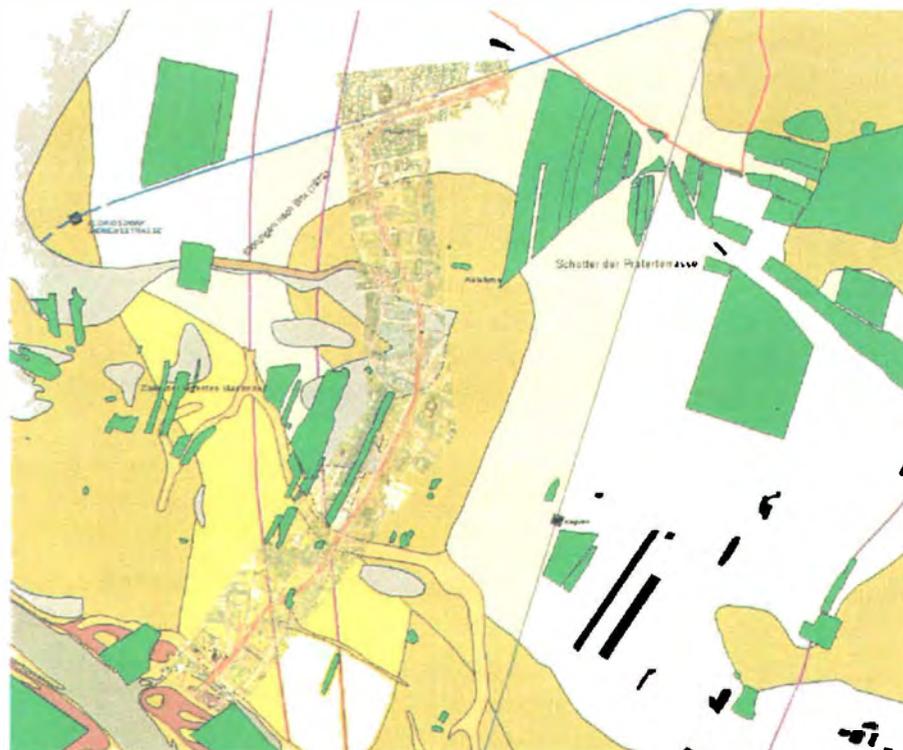


Abb.4: Ausschnitt mit der neuen Trasse sowie der Altlastenkarte der MA 45 bzw. der Karte von ehemaligen Altarmen der Donau

Aus vergleichbaren Altarmen sind postglaziale Eichenstämme bekannt, die zusammen mit den Blöcken, wie sie auch beim Bau des Donauplex gefunden wurden, ein bedeutendes Bohr- und Vortriebshindernis darstellen können.

Um die Untergrundverhältnisse möglichst detailliert zu erkunden, wurden während der Planungsphase viele Erkundungsbohrungen zusätzlich zu den Bohrungen aus dem Baugrunderkennungskataster abgeteuft. Als weitere Planungsunterlagen wurden die vorhandenen geologischen Karten nach Brix und der Geologischen Bundesanstalt verwendet. Um mögliche Schäden an der Erdoberfläche zu erkennen, wurden Luftbilder aus der Zeit des Zweiten Weltkrieges, Planunterlagen aus dem Baugrunderkennungskataster sowie die Karte der MA 45 über vermutete und bekannte Altlasten-Verdachtsflächen herangezogen.

Die unterschiedlichen Vortriebskonzeptionen (Schild, offene Bauweise, Tunnelvortrieb nach der NÖT im Bereich U2 usw.) mussten bei der Planung und der geologischen Beratung natürlich mit berücksichtigt werden. Die bodenphysikalischen und mineralogischen Untersuchungen wurden an diese variablen Bedingungen angepasst.

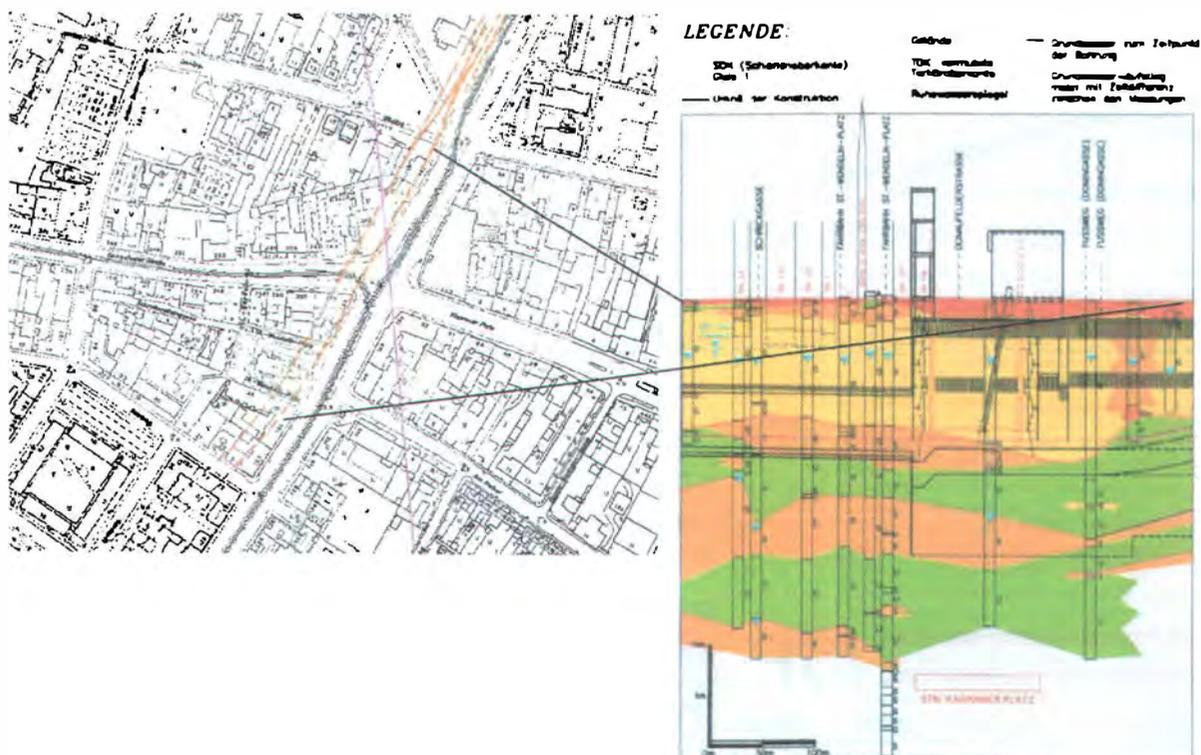


Abb.5: Lageplan und Längenschnitt aus der Vorerkundung für die U1-Nord Verlängerung

U2 – Verlängerung

10 Stationen: Streckenlänge 9 km

- Schottenring
- Taborstraße
- Praterstern
- Messe
- Trabrennstraße
- Stadion
- Donaustadtbrücke
- Seestern
- Stadlau
- Hardeggasse
- Donauspital
- Aspernstraße



Abb.6: Ausschnitt aus der geologischen Karte nach Brix 1972 (Tertiäroberfläche) mit verschiedenen Varianten der geplanten U2-Verlängerung nach Aspern.

Bei der Station Schottenring wurden zur Abschätzung des Ausmaßes der Betonmächtigkeit der Kaiserbadschleuse und einer möglichen Sedimentzusammensetzung im Hinblick auf die Unterfahrung des Donaukanals neben den Bohrungen für die Trassenwahl auch geophysikalische Messmethoden zum Einsatz gebracht (Abb. 7 + 8).



Abb.7: Bodenradarmessungen im Donaukanal im Bereich Kaiserbadschleuse



Abb.8: Profile der Donaukanalbefahrung mit dem Bodenradar

Geologie

Der überwiegende Teil der Trasse der U2-Verlängerung liegt wie die U1-Verlängerung im Bereich der Zone der rezenten Mäander. Die jungtertiären Schichtformationen werden zu den Sedimenten des Oberpannons gezählt, lediglich am Beginn der Neubaustrecke der U2 im Bereich Schottentor finden wir Sedimente des Mittelpannons, deshalb möchte ich diesen Teil mit einer etwas ausführlicheren Schichtbeschreibung darstellen.

Nach einer unterschiedlich mächtigen Bedeckung mit Anschüttung folgen die **Quartärsedimente der Zone der rezenten Mäander:**

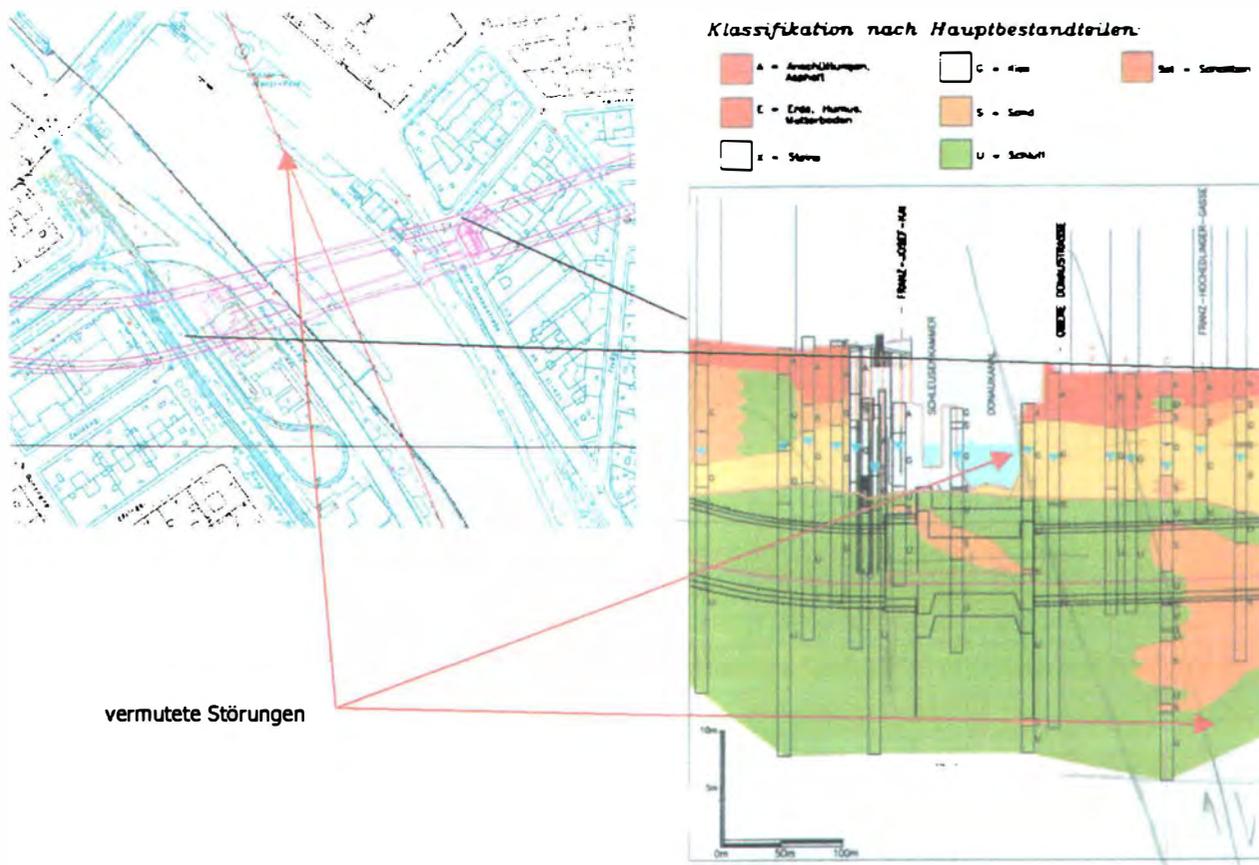


Abb.9: Lageplan und Längenschnitt aus der Vorerkundung für die U2 - Verlängerung

Ausande, Aulehme

Es handelt sich dabei um meist gelbgraue weiche, selten steife Schluffe bzw. um zumeist lockere, selten mitteldichte Sande, die durchwegs stark porös sind und in Oberflächennähe sogar hohlraumreich sowie stark durchwurzelt sein können. Bekanntlich neigen diese Bodenschichten bei Überlastung und/oder starker Durchfeuchtung zum Strukturzusammenbruch (Sackung). Die Mächtigkeit kann von 0,5 bis 4,2 Meter reichen.

Donauschotter

Diese Kiesschichten sind sehr heterogen aufgebaute grobkörnige Sedimente (Karbonat- und Kristallinschotter). Es handelt sich dabei um mitteldicht bis dicht gelagerte, vorwiegend runde Kies-Sande, die in Oberflächennähe eher locker gelagert sind. Deutliche Sedimentstrukturen, Schrägschichtung und offene Strukturen (Ausfallskörnung) sind zu beobachten. Die Lagerungsdichte der Quartärschotter ist locker bis dicht, je nach Sandgehalt und Suffosion. Ihre Grundwasserdurchlässigkeit ist bedeutend und schwankt im Allgemeinen zwischen

5×10^{-3} m/sec bis 1×10^{-4} m/sec.

Vereinzelt sind karbonatisch verkittete Zonen (Konglomerate), die in unregelmäßiger Ausbildung auftreten, nicht auszuschließen. Fallweise können auch subfossile Baumstämme (Eichen) größeren Durchmessers auftreten. Bei den Donauschottern schwankt die aufgeschlossene Kiesmächtigkeit zwischen ca. 6 m und 12 m.

Jungtertiärsedimente

Feinsande, Schluffe und Tone des Oberpannon

Die Oberpannonschichten stellen eine ziemlich heterogene Formation aus Feinsanden und Ton-Schluffschichten dar. Das Vorkommen von Kiesschichten ist nicht ausgeschlossen.

Das charakteristische der Oberpannonschichten ist ihre Wechselfolge von Sanden und Schluffen, wobei die Sande gegenüber den Schluff-Tonen dominieren. Auch können innerhalb der Sande Kiespakete bis zu mehreren Metern Mächtigkeit auftreten. Vereinzelt und geringmächtige (dm, selten bis zu 1 m), aber felsharte Sandsteinbänke sind aus den oberpannonen Schichten ebenfalls bekannt (meistens ein Hinweis auf mögliche Störungszonen). Auf Grund ihrer fehlenden bzw. nur scheinbaren Kohäsion bei gleichzeitiger Wassersättigung (durchwegs führen sie gespanntes Grundwasser) gelten die Sande als äußerst grundbruchgefährdet (Sandauftriebe!).

Die jungtertiären Sande können als dicht bis sehr dicht gelagert, die Schluffe als von weicher bis steifer Konsistenz mit einer entsprechend geringen Wasserdurchlässigkeit beschrieben werden. Der Zustand der tonig-schluffigen Schichten dieser Formation ist im Allgemeinen steif bis halbfest.

Feste Tone treten sehr selten auf - meist ist eine karbonatische Imprägnation dafür verantwortlich. Diese so genannten Tegelrauden treten vornehmlich im Bereich von Störungen auf, ebenso sind Klüfte und Harnischflächen kennzeichnend für solche Störungsbereiche. Fallweise sind auch eingelagerte Kiesschichten (im Bereich von Störungen) durch karbonatisches Bindemittel zu felsharten Konglomeraten und die Sande zu Sandsteinschichten verhärtet. Die jungtertiären Tone und Schluffe sind überverdichtete Feinstklastika, die bei entsprechender Entlastung (großflächiger Tiefenaushub) zu deutlichen Entspannungserscheinungen neigen (kontinuierliche Hebungen, Öffnung von Klüften).

Im Allgemeinen sind die Jungtertiärschichten von bläulicher Farbe - im verwitterten Zustand ändert sich jedoch ihre Farbe zu gelblich-bräunlichen Tönen. Solche Verwitterungsschichten innerhalb des Jungtertiärpaketes weisen immer auf direkten Grundwassereinfluss aus den oberen „Stockwerken“ hin.

Schluffe und Tone des Mittelpannon

Es sind vorwiegend graue bis graublau feinsandige Tonmergel mit dünnen, meist gelbbraunen oder rostroten Sandlagen. Da die Muschelgattung *Congerina* in diesen Schichten sehr häufig ist, trug diese Schicht früher den Namen Congerinschichten. Die Tonmergel des Mittelpannon wurden häufig für die Ziegelproduktion verwendet. Diese Formation ist als ziemlich ungleichförmige Ton-Schlufffolge mit zwischengelagerten unterschiedlich mächtigen, oft nicht im Zusammenhang

stehenden Sandschichten zu charakterisieren. Grobschluff-, Feinsand- und Kiesschichten kommen zumeist verstreut und wolkig vor. Fallweise treten an der Grenzschicht zum Quartär aber auch mitten im Schichtverband so genannte Tegelrauden auf. Diese Verhärtungen (Schluffsteine) können sehr unterschiedliche Dimensionen aufweisen. Sie sind oft nur faustgroße Knollen, aber auch Platten und Bänke, die durchaus felshart sein können. Ihre Verbreitung ist meist sehr unterschiedlich und auf keine bestimmten Bereiche beschränkt. Das gehäufte Auftreten der geschilderten Verhärtungen im Bereich des Donaukanals und des Pratersterns kann auf das Vorhandensein von Störungen deuten.

An der Grenze zum überlagernden Quartär ist durchwegs eine tief greifende Verwitterungszone der Tertiärschichten festzustellen (Diese ist an der goldbraunen Färbung der sonst blaugrünen Schichten zu erkennen).

U2 – Karlsplatz – Wendeanlage

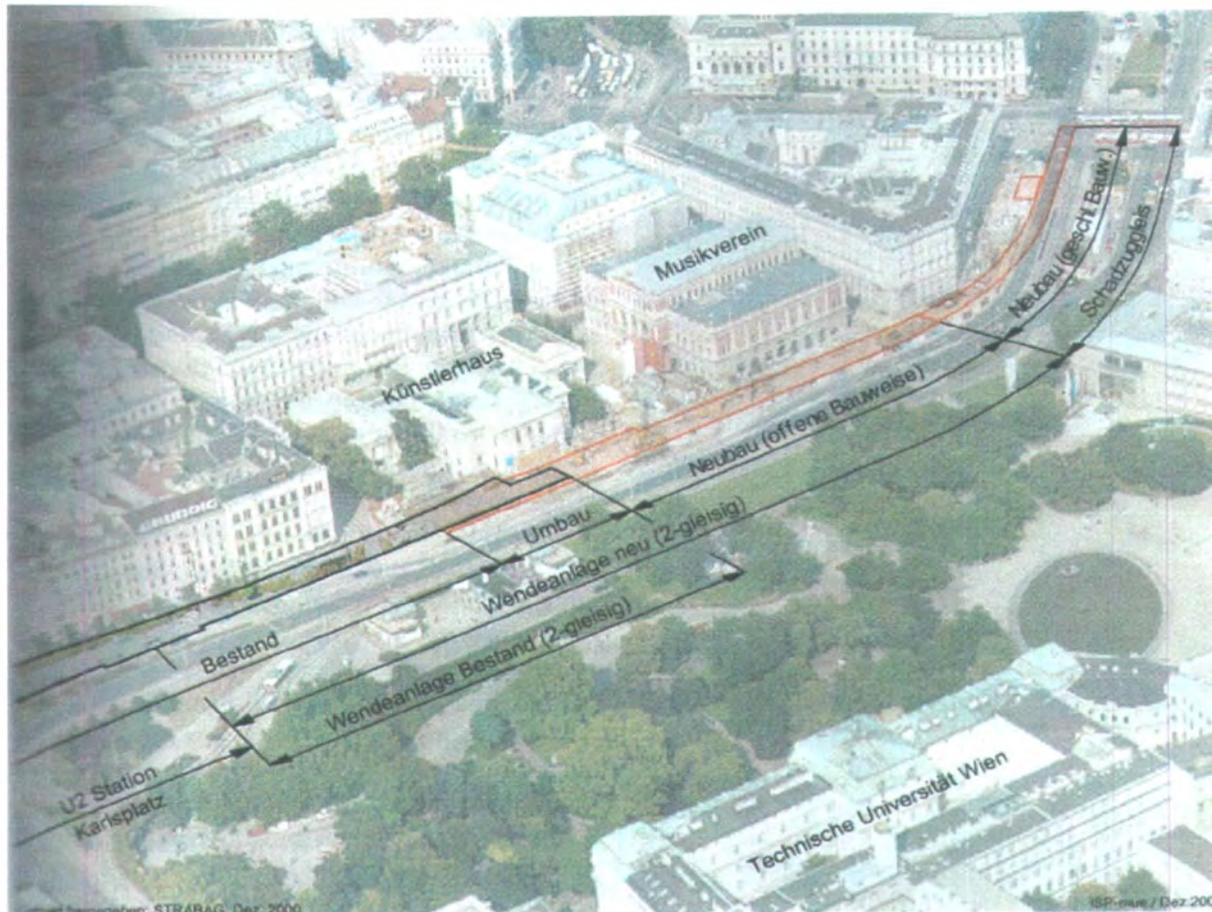


Abb.10: Lage der U2-Wendeanlage Karlsplatz

Auch im Bereich Karlsplatz ist ein neuer U-Bahn-Abschnitt im Bau. Ein Teil des Neubaus erfolgt in offener und ein Teil in geschlossener Bauweise nach der NÖT (Neue Österreichische Tunnelbaumethode).

Bei der etwa 150 m langen Neubaustrecke war über den Sedimenten des Mittelpannons mit den Flusssedimenten des Wienflusses zu rechnen, welche sich von den Donauschottern durch ihr Einzugsgebiet deutlich unterscheiden.

Die Quartärsedimente der Wien bestehen aus Sandsteinkiesen der Flyschzone des Wienerwaldes. Diese Sandsteinkomponenten besitzen, abgesehen von ihrer Zusammensetzung (Sandsteinkiese dominieren), eine zum Unterschied zu den runden Donauschottern (Quarzkiese) plattige Form.

Aber die eigentliche Herausforderung bei diesem Bauwerk war der Verlauf, da auf der gesamten Länge ein Teil des Widerlagers des Wienflussgewölbes abgetragen werden musste (Abb. 11 und 12).

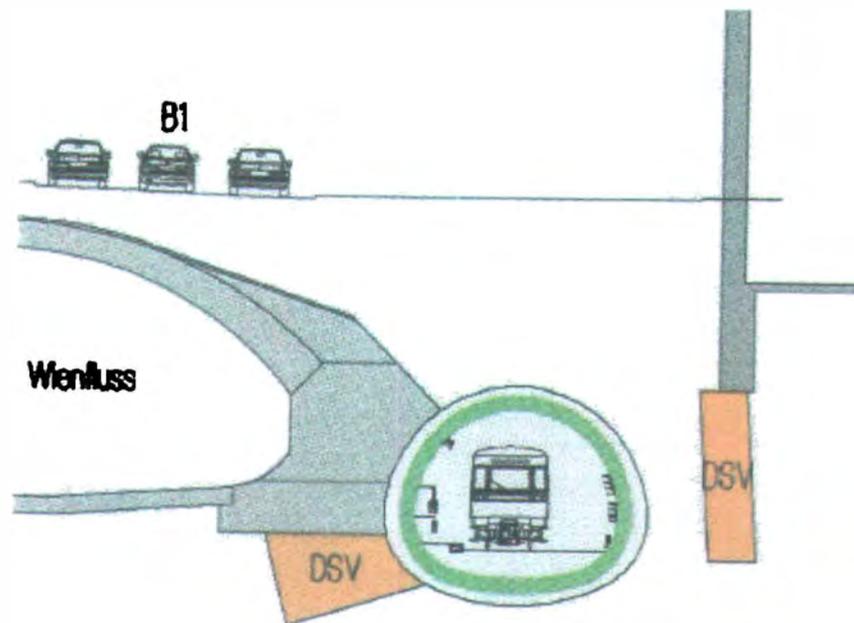


Abb.11: Querschnitt geschlossene Bauweise und DSV-Körper.

2. BAUPHASE – STROSSENABBAU MIT ULMENVERSTÄRKUNG

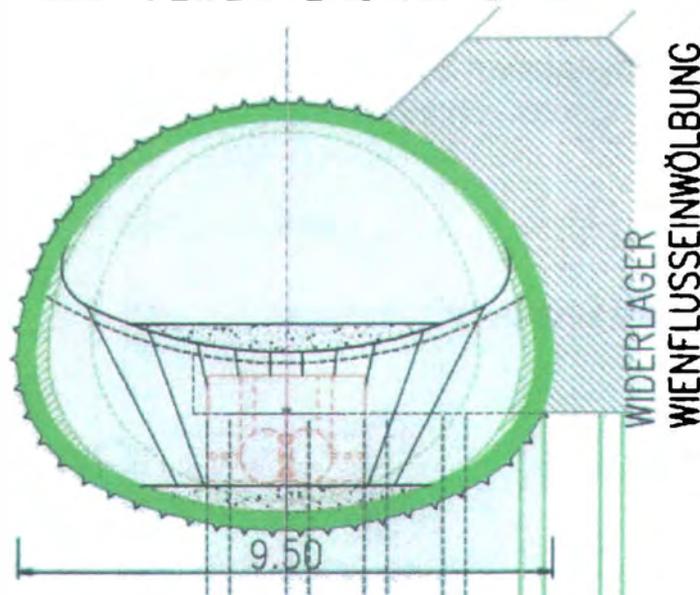


Abb.12: Querschnitt Strossenabbau Karlsplatz.

U-Bahn Schildvortrieb (U1-Nord, U2-Verlängerung)

Auch für die geplanten TBM-Vortriebe im Wiener U-Bahnbau sind umfangreiche Untersuchungen notwendig. Die Trassenführung liegt im Übergangsbereich zwischen quartären Donauschottern und jungtertiären Sanden bzw. Schluffen. Aus diesem Grund wurden Untersuchungen des Gesamtmineralbestandes sowie des Tonmineralbestandes (Abb. 13 + 14) veranlasst, darüber hinaus auch Untersuchungen der Abrasivität und Druckfestigkeit von Schotterproben und Findlingen. Diese Untersuchungen dienen der Optimierung der Fräseinrichtungen der Vortriebsmaschine.

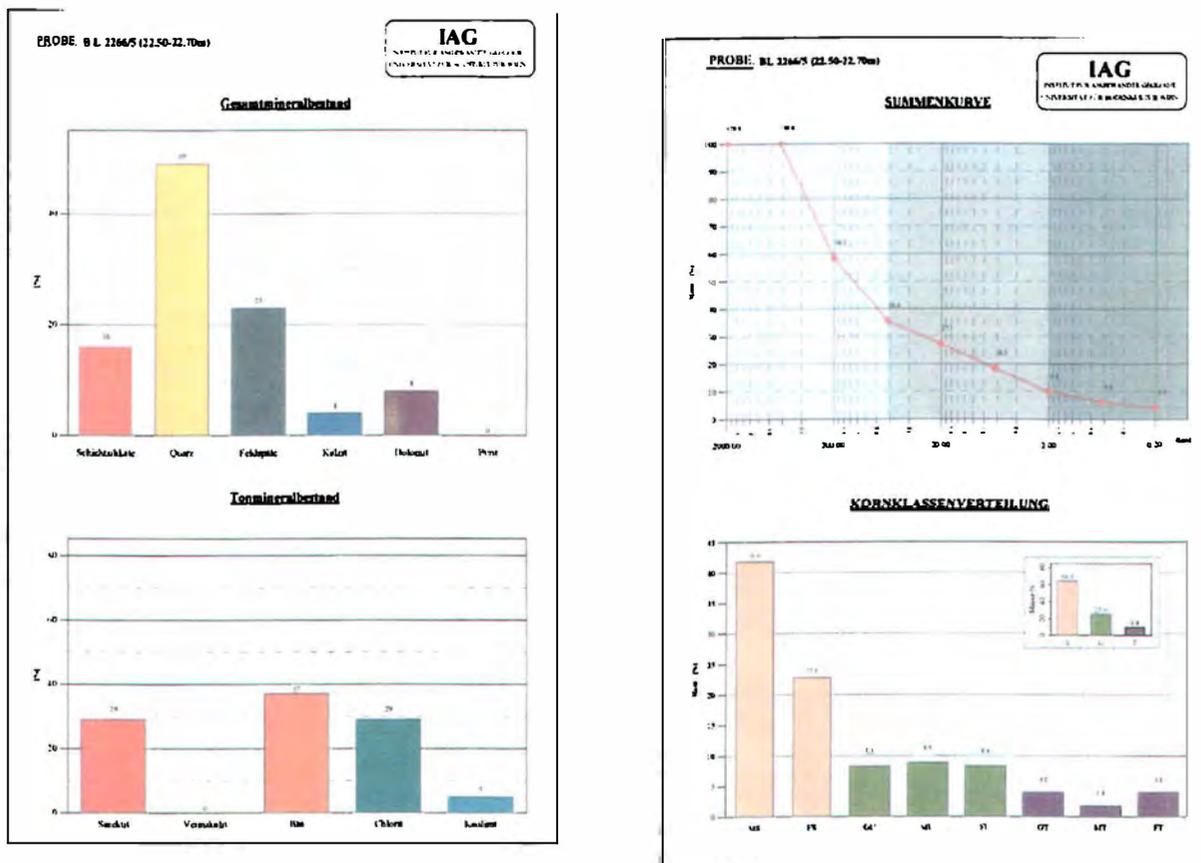


Abb.13 + 14: Untersuchungsergebnisse.

Autor:
Dr. Josef Auer
MA 29
1160 Wien, Wilhelminenstr. 93

Musiktheater Linz Planung-Vorerkundung-Volksbefragung

Das Schicksal eines anspruchsvollen Hohlraumbauprojektes

FÜRLINGER, W., STADLMANN, T.: ZT- Büro für Techn. Geologie, Salzburg
MARSCHALLINGER, R., STEYSKAL, C.: Fa. Geo-Byte, Salzburg

Vorbemerkungen

Mehrere Jahre hatte die Suche nach einem geeigneten Standort für ein neues Musiktheater der Stadt Linz gedauert. Die Wahl der politischen Entscheidungsträger fiel auf jenes Gelände, das in Form einer steilen Talflanke vom bestehenden Linzer Schloss gegen Nordwesten zur Donaulände abfällt. Für den Theaterbau wurde ein mehrstufiger, international ausgeschriebener Architektenwettbewerb veranstaltet. Im Herbst 1998 wurde schließlich aus insgesamt 16 in der engeren Wahl verbliebenen Projekten jenes des Wiener Architekten Otto Häuselmayer gewählt (Abb.1).

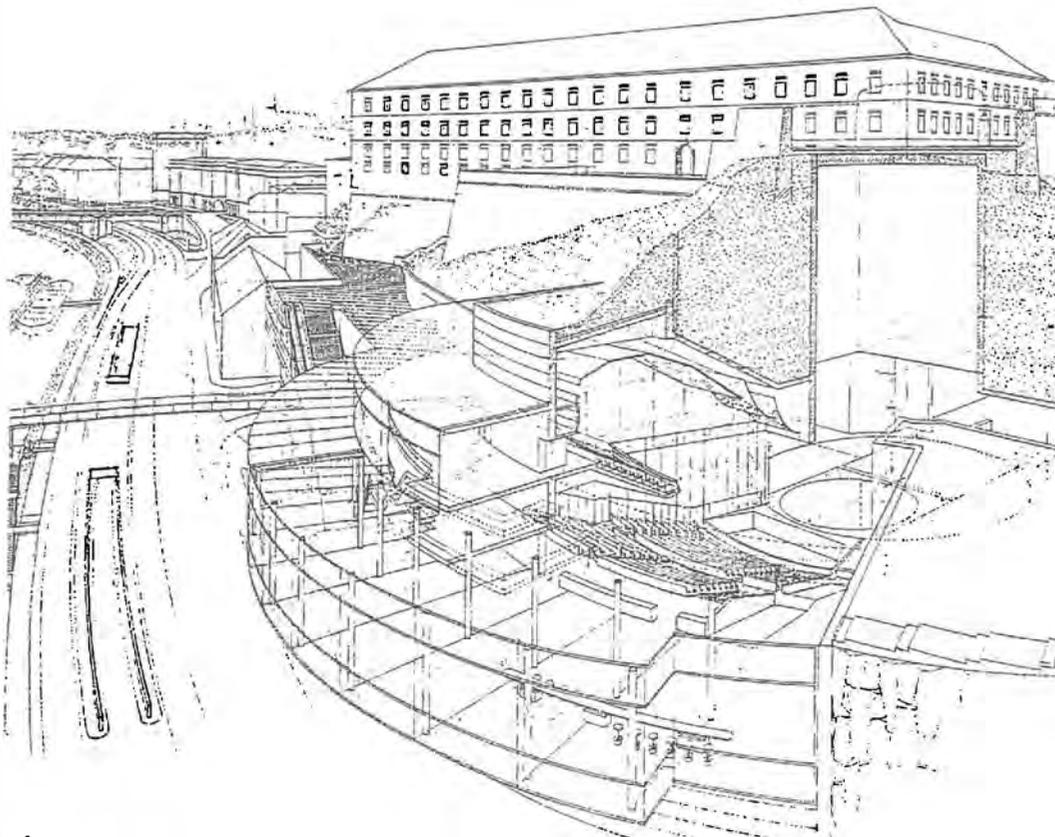


Abb. 1:

Das Siegerprojekt für den Bau des Neuen Musiktheaters in Linz von Architekt Dr. Otto HÄUSELMAYER, Wien, an der Donaulände unterhalb des Linzer Schlosses. Der Bühnenturm, die Probebühnen und Lagerräume liegen zur Gänze "unter Tag". Die Anlage im Berg erfordert eine detaillierte geologische Erkundung.

Da wesentliche Teile des Theaters aufgrund der speziellen Geländesituation im Berg zu liegen kamen, wurde gleichzeitig mit den architektonischen Detailplanungen mit den geologischen Erkundungen und den Planungen der Hohlraumbauten begonnen. Die Planung der Untertagebauten wurde dem Ingenieurbüro **Laabmayr** (Salzburg) anvertraut, mit den geologischen Untersuchungen wurde das ZT-Büro Dr. **Fürlinger** (Salzburg) beauftragt. Die Detailplanung, die sich auf die Ergebnisse einer umfangreichen und aufwendigen geologischen Erkundung stützte, war im Sommer 2000 fertiggestellt. Unmittelbar vor der bevorstehenden Baueinleitung wurde im Herbst 2000 von der oberösterreichischen FPÖ eine Kampagne gegen die Errichtung des Musiktheaters begonnen. Mit den Befürwortern des Neubaus entwickelte sich in der Folge eine vor allem in der Presse und auf Plakatwänden ausgetragene Werbeschlacht. Slogans wie "Kleiner Mann zahlt große Oper?" standen Aussagen wie "Ja zur Lebensfreude, ja zu Oberösterreich, ja zum neuen Musiktheater" gegenüber.

Auf fachlicher Ebene wurden Einwände gegen die Machbarkeit ins Treffen geführt. Die Sicherheit des Linzer Schlosses wurde in Frage gestellt.

In einer am 26. November 2000 in ganz Oberösterreich abgehaltenen Volksbefragung fand das Kulturprojekt bei den befragten Bürgern keine Mehrheit.

Das Projektteam hatte somit zwei Jahre lang an einem interessanten Projekt gearbeitet, dem unmittelbar vor Baubeginn die Zustimmung zur Verwirklichung versagt wurde.

Die dabei angewandten geologischen Erkundungsmethoden, die dabei gewonnenen geologischen Erkenntnisse, die Art ihrer Weiterverarbeitung und ihrer Darstellung sind es unseres Erachtens wert, dokumentiert zu werden.

Untertagebauten im Schlossberg

Wesentliche Teile des Musiktheaters sollten als unterirdische Hohlräume im Inneren des Linzer Schlossberges liegen. Vom zentralen Bühnenturm aus sollten sich die Kavernen für verschiedene Bühnenräume und deren Verbindungsgänge in den Berg erstrecken. Der Zuschauerraum sollte sich zur Donau hin öffnen und dabei trompetenförmig die steile Felsflanke des rechten Donauufers durchbrechen.

Am Bergrücken befindet sich das Linzer Schloss, umgeben von terrassenförmig gegliederten Parkanlagen und Mauern (siehe Abb.1, 2).

Geologische Erkundung

Die Planung eines derartigen Bauvorhabens setzt eine detaillierte Kenntnis der geologischen Verhältnisse voraus. Es musste geklärt werden, ob mit vertretbarem Aufwand standsichere Hohlräume hergestellt werden können, und ob die Sicherheit des historischen Altbestandes garantiert ist.

Da die Geländeoberfläche nur wenig Einblick in die geologischen Verhältnisse im Berginneren gibt, wurde eine umfangreiche Erkundung durchgeführt. Die für Untertagebauten entscheidenden Eigenschaften des Felses hängen bekanntlich nicht nur von der Festigkeit des Gesteins ab, sondern werden ganz wesentlich von Art, Zustand und Orientierung der vorhandenen Trennflächen (Schieferungsflächen, Kluffflächen, Störungen) bestimmt. Diese wurden dem Gebirge im Laufe der geologischen Geschichte aufgeprägt.

Erkundungsmethoden

Bei der baugelologischen Erkundung des Gebirgszustandes wurden folgende Untersuchungsmethoden angewendet:

- Geologische Detailkartierung eines im Schlossberg vorhandenen Luftschuttsystems (siehe Abb. 3, Planbeilage)
- Geophysikalische Messungen (Refraktionsseismik, Geoelektrik, Georadar)
- Kernbohrungen (34 Bohrungen, insgesamt 1015 Laufmeter; Bohrtiefe bis 55 m; Abb. 2)

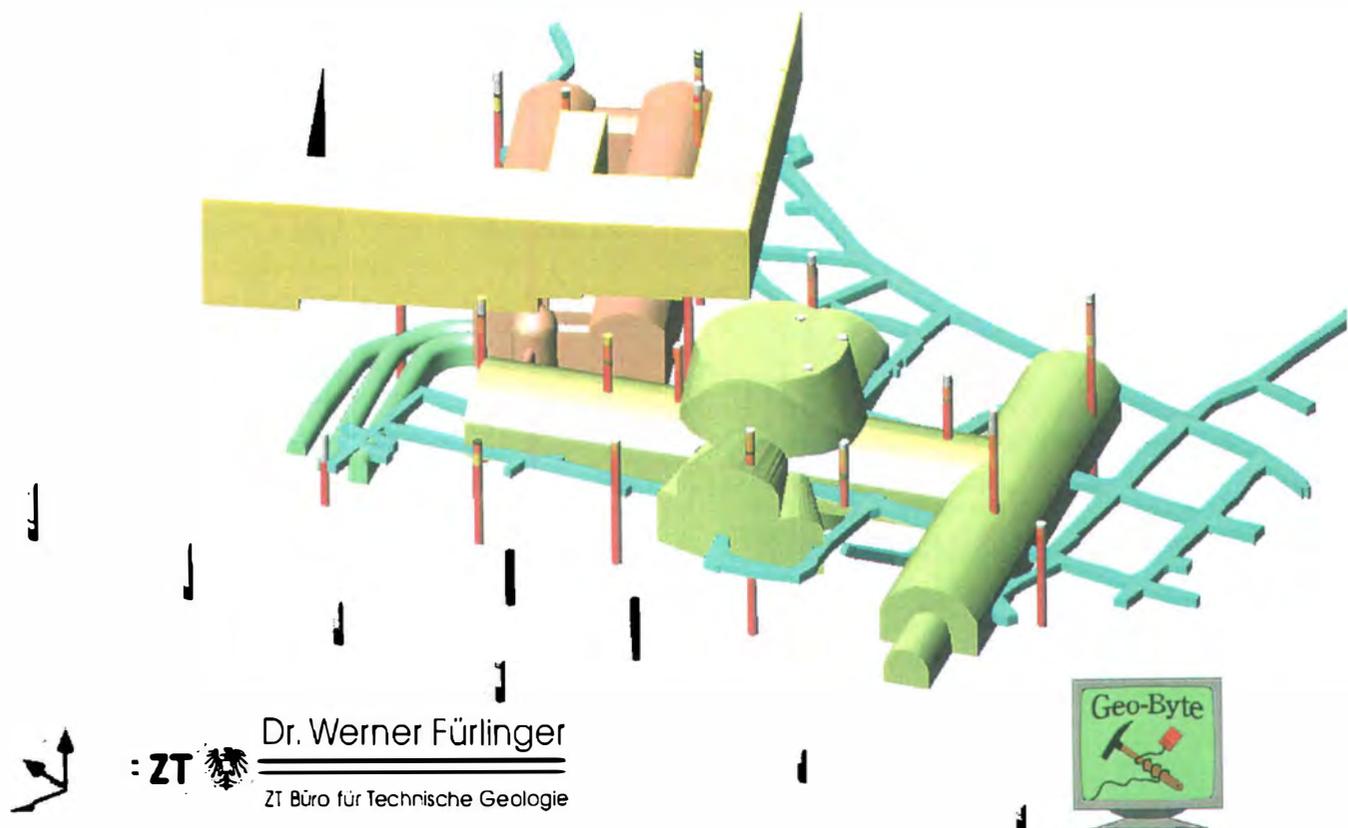


Abb. 2:

3-D Darstellung der Hohlräume in Bezug auf das bestehende Linzer Schloss (gelb). Musiktheater (grün), Kavernengarage (braun); Stollensystem im Schlossberg (blaugrün). Erkundungsbohrungen (rot).

Die Bohrlöcher dienten auch für in-situ Versuche (Pressiometer, Wasserabpressversuche) zur weiteren Charakterisierung des Gebirges und ermöglichten die Entnahme von Proben für petrografische, boden- und felsmechanische Untersuchungen. An charakteristischen Gesteinsproben wurden auch Untersuchungen hinsichtlich der Abrasivität der Mineralbestandteile vorgenommen. Die Ergebnisse dienten der Einschätzung der Bearbeitbarkeit des Gebirges. Im Stollensystem wurden Sprengversuche durchgeführt, um die Auswirkungen eines Vortriebes bzw. des Felsabtrages auf die bestehenden Objekte an der Geländeoberfläche abzuklären und entsprechende Vorgaben für Lademengen und Sprengschemata zu erarbeiten.

Mehrere Bohrungen wurden zu Pegeln ausgebaut und geben Einblick in die Bergwasserverhältnisse.

Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Der Schlossberg gehört einem Ausläufer der Böhmisches Masse an. An seinem Aufbau sind vorwiegend kristalline Gesteine des Paläozoikums beteiligt. Diese werden von einer mehrere Meter starken Verwitterungsschwarte („Flinz“) und von jungen Meeresablagerungen (Linzer Sande), Flussablagerungen (Kiese, Sande), sowie von eiszeitlichen Sedimenten (Löss) bedeckt. Von der Bautätigkeit des Menschen beeinflusste Ablagerungen bilden die jüngsten Schichten. In ihnen wurden im Sommer 2000 archäologische Ausgrabungen gemacht. Es wurden dabei ältere Fundamentreste entdeckt (siehe Abb. 4, 5, Seite 39).

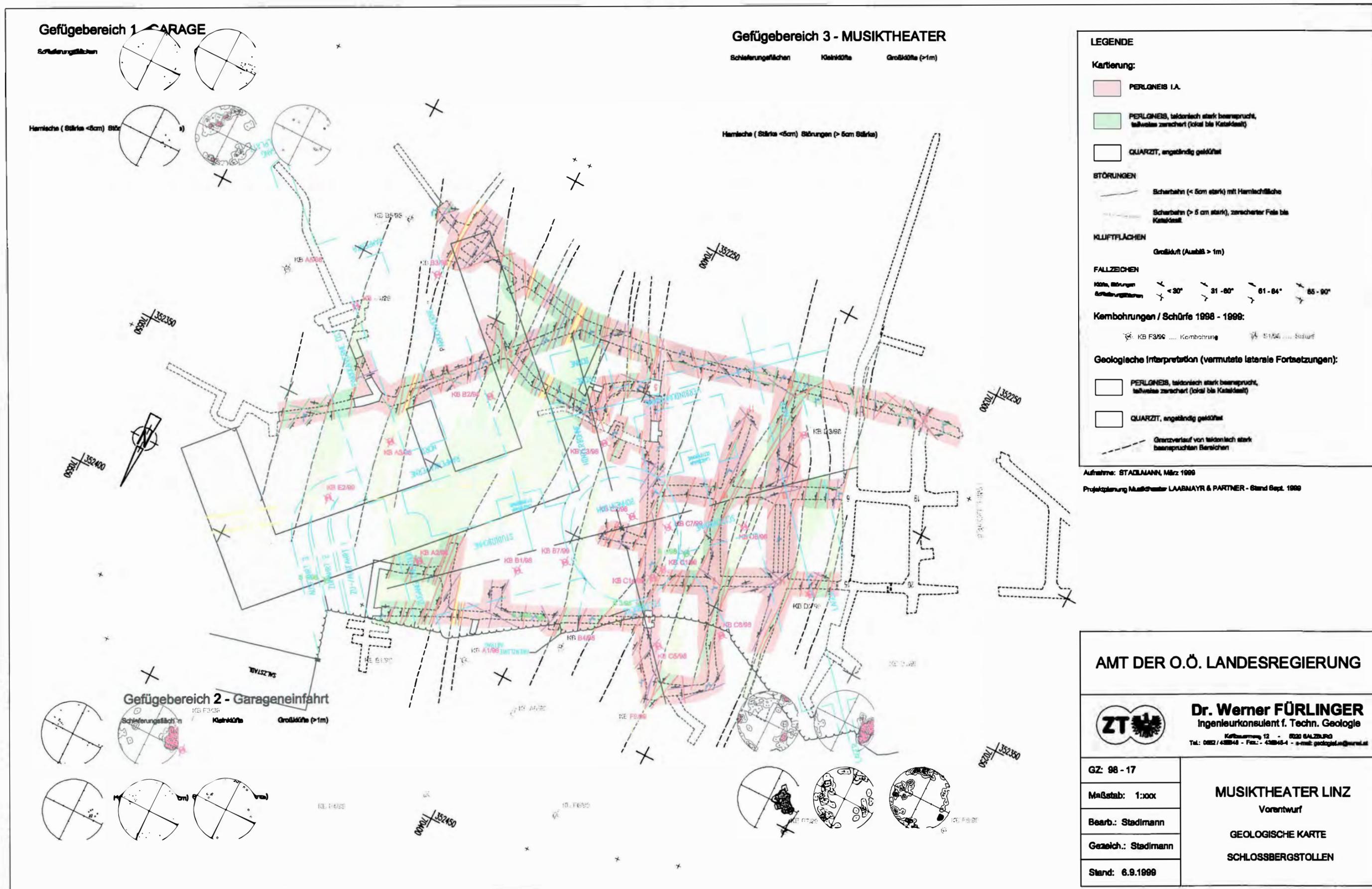
Für den Projektbereich charakteristisch ist ein Gneis, der aufgrund seiner speziellen Textur als „Perlgneis“ bezeichnet wird. Die Schieferungsflächen, die das markanteste Gefügeelement im Gebirge darstellen, fallen durchwegs mittelsteil gegen Nordosten bis Osten (siehe Abb. 3).

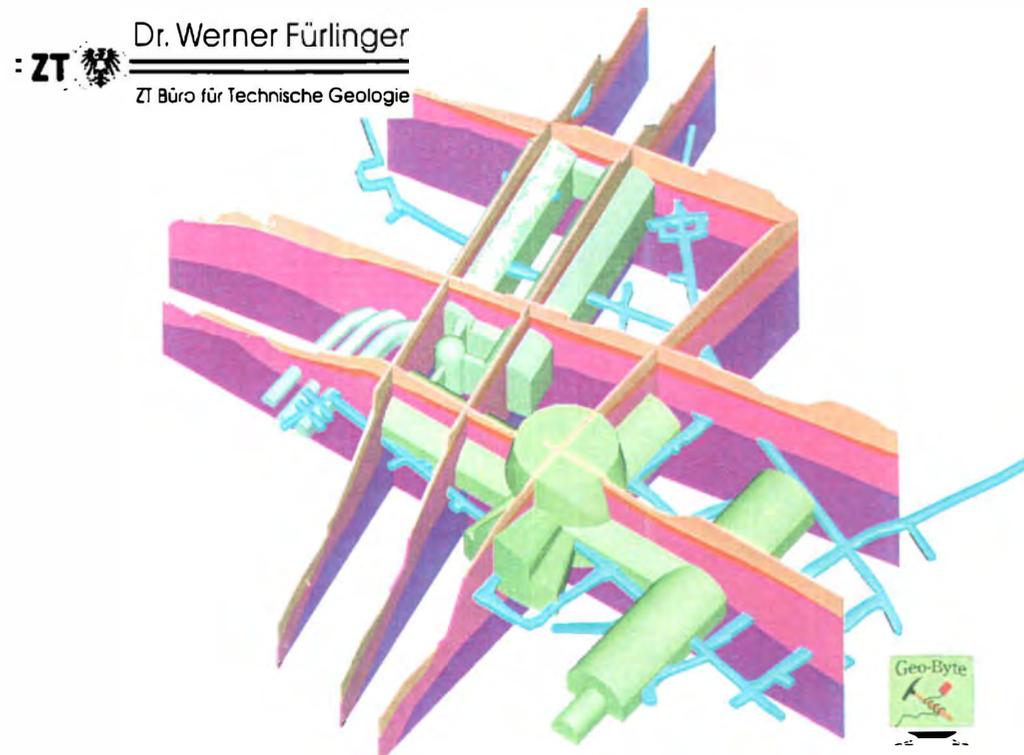
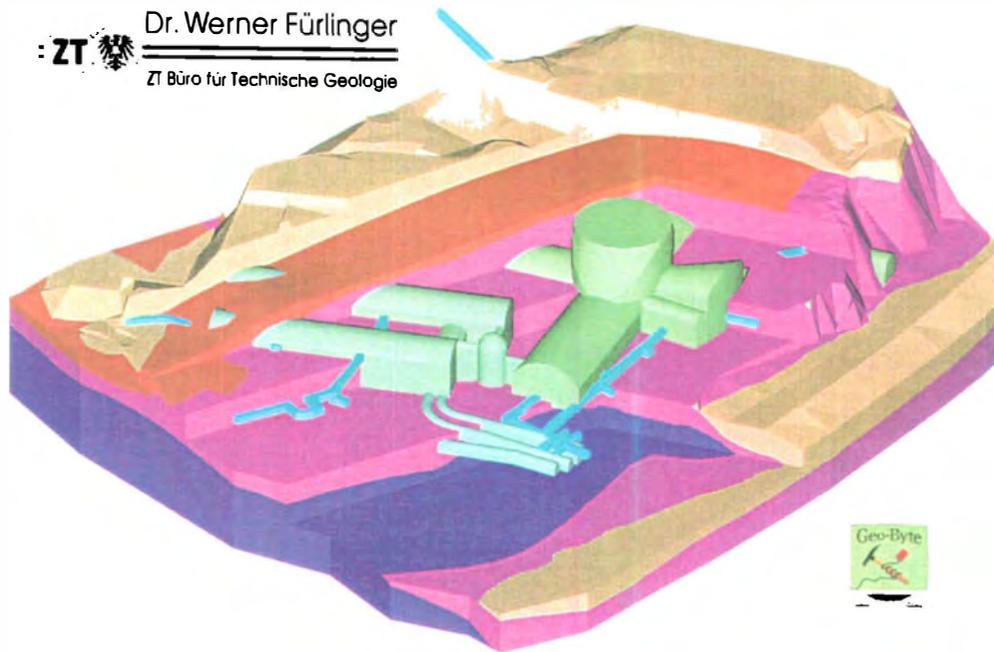
Im Felsgefüge finden sich außerdem die aus der Böhmisches Masse bekannten Störungslinien (Donau-, Rodl-, Haselgraben-Störung, Parallelstörungen zum Pfahl) in Form von Klüften und Störungszonen wieder. Entlang des Trennflächensystems ist auch die Verwitterung unterschiedlich tief in den Berg eingedrungen.

Im Felskörper ist ein Bergwasserspiegel vorhanden, der über das vorhandene Trennflächensystem kommuniziert. Er fällt nach Norden, zum Donauufer hin, steil ab. In den vorhandenen Stollen manifestiert sich das Bergwasser als Tropfwasser von geringer Ergiebigkeit.

3-D Modell

Die sehr umfangreichen und unterschiedlichen geologischen Informationen und Untersuchungsergebnisse wurden in einem dreidimensionalen Modell zusammengeführt. Dies ermöglicht eine übersichtliche Zusammenschau und damit eine aussagekräftige Interpretation der geologischen Situation. Die Beziehungen des komplizierten Hohlraumbauwerkes mit den geologischen Gegebenheiten können für beliebige Betrachtungswinkel jederzeit rasch dargestellt werden (siehe Abb. 4, 5).



**Abb. 4 und 5:**

Die verschiedenen Darstellungsmöglichkeiten mit Hilfe des dreidimensionalen geologischen Modelles zeigen die Beziehungen der geplanten Bauwerke zum Untergrund des Linzer Schlossberges aus unterschiedlichen Blickwinkeln.

In grün sind die geplanten Hohlräumebauten dargestellt. Blau sind die aus der Kriegszeit vorhandenen Luftschutzstollen. Dunkles Violett repräsentiert den unverwitterten kompakten Perlgneis, pink ist die mit verwitterten Trennflächen durchzogene Felsschwarte. In intensivem Orange ist die Verwitterungsschicht des Kristallingesteins (Flinz) dargestellt. Gelb sind die jüngeren Deckschichten (Linzer Sande, Kiese, Aufschüttungen mit archäologischen Relikten).

Baugeologische Bewertung

Die geologischen Untersuchungen lieferten die Grundlage für die geomechanische Planung der Hohlrumbaute. Sie haben ergeben, dass die Herstellung der geplanten Hohlräume in den im Projektbereich auftretenden Gebirgsarten (Fels, verwitterter Fels, Flinz, Lockermassen) mit den herkömmlichen und erprobten Baumethoden möglich ist. Im Fels war aufgrund der hohen Festigkeit ein Sprengvortrieb vorgesehen.

Einer Beeinträchtigung des Linzer Schlosses, dessen Grundmauern zum Teil auf anstehendem Fels, zum Teil auf der Verwitterungsschwarte (Flinz) ruhen, sollte durch Einschränkungen bei den bergmännischen Vortriebsarbeiten vorgebeugt werden.

Die hydrogeologischen Beobachtungen und Messungen haben gezeigt, dass sich das aus dem Fels zuzitzende Bergwasser quantitativ in Grenzen halten wird, die mittels einfacher Wasserhaltungsmassnahmen gut beherrschbar sind. Ein schädlicher Einfluss des Begleitgrundwassers der Donau auf jene Bereiche der Kavernen, die unterhalb des Flusswasserspiegels liegen, kann - auch bei Hochwässern - ausgeschlossen werden.

Autoren:

Dr. Werner Furlinger; Mag. T. Stadlmann:

ZT- Büro für Technische Geologie
5020 Salzburg, Karlbauernweg 12
Tel.: 0662-438645, Fax: 0662-438645-4
e-mail: geologiefue@aon.at

Dr. R. Marschallinger, Mag. Ch. Steyskal:

Fa. Geo-Byte
5020 Salzburg

Tunnel der HL-AG an der Westbahnstrecke Melk-Wachberg und Wienerwald

FÜRLINGER, W., STADLMANN, T.

Anhand von zwei Tunnelbauprojekten – eines fertig gestellten (Melk-Wachberg) und eines in der Planungsphase befindlichen (Wienerwald) - wird von den jeweils auftretenden baueologischen Aufgaben berichtet. Baueologische Dokumentation und Baubetreuung einerseits - geologische Vorerkundung und baueologische Prognose andererseits.

Dem Vorstand der HL-AG, Herrn Dir. Dr. G. M. VAVROVSKY sei an dieser Stelle für sein Interesse an der geologischen Arbeit und seine Zustimmung zur Publikation der Ergebnisse gedankt.

Teil 1: TUNNEL MELK und WACHBERGTUNNEL

(Dr. Werner FÜRLINGER)

Das ZT-Büro Dr. FÜRLINGER war von 1996-1998 mit der baueologischen Betreuung (Dokumentation, fachliche Bauberatung) der beiden Tunnel von der HL-AG betraut. Es wird über Erfahrungen berichtet, die während der Tunnelvortriebe im Bereich der Diendorfer Störung im Tertiär (Melker Sande, Pielacher Tegel) und im Kristallin der Böhmisches Masse gemacht wurden.

Mit den beiden, zur Eisenbahnumfahrung Melk gehörigen Tunnelbauwerken "Melker Tunnel" (Länge 1,8 km) und "Wachbergtunnel" (Länge 1,0 km) wird die früher durch die Stadt Melk (Bahnhof) geführte Westbahnstrecke nun von den Schnellzügen abgekürzt. Am beigefügten Lageplanausschnitt ist die alte und die neue Linienführung zu erkennen. Beide Tunnel sind als zweigleisige Tunnelröhren mit dem in Österreich üblichen Querschnitt für Hochleistungsstrecken errichtet worden.

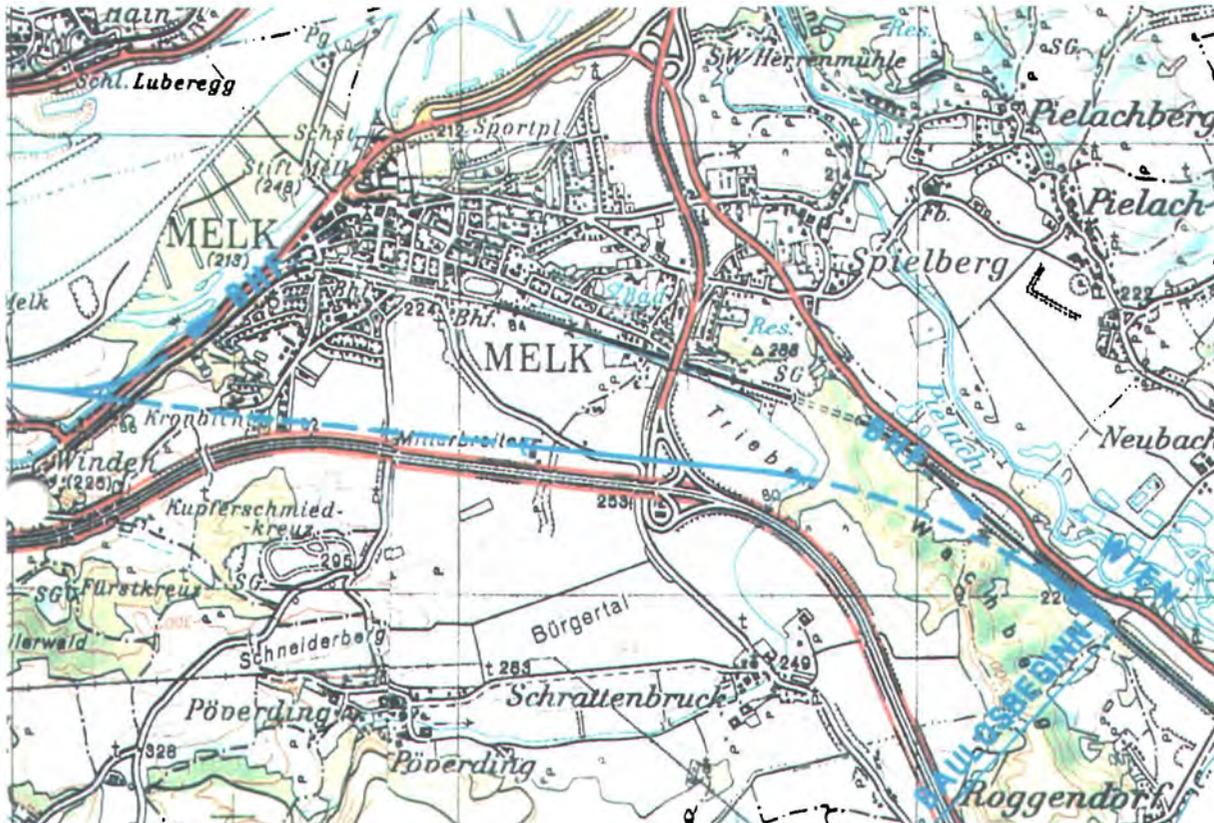


Abbildung 1-1: Kartenausschnitt mit der alten und neuen (blaue Linie) Trassenführung

GEOLOGISCHER ÜBERBLICK

Das Projektsgelände liegt nahe der Donau im südöstlichsten Teil der Böhmisches Masse. Sanfte Höhenrücken (Höhen bis zu 600 m) und dazwischen liegende flachwellige Talungen (Höhen zwischen 250-350 m) prägen die Landschaft. Nordwestlich von Melk schließt die hier bis zu 1,5 km breite Donauniederung (Höhenlage ca. 210 m) an.

Im Bereich des Hiesberges und des Dunkelsteiner Waldes steht der **kristalline Felsuntergrund der Böhmisches Masse** an. Dieser besteht in der Umgebung des Projektsgeländes vorwiegend aus Paragneisen, Migmatitgneisen, Amphibolitgängen und lokal aus Granitgneisen und Graniten.

Die zwischen den Kristallinaufragungen liegenden tieferen Bereiche wurden während der Transgression des Molassemeeres im Tertiär (Oligozän; vor ca. 30 Mio. Jahren) verfüllt. Im unteren Oligozän wurde zunächst der Abtragungsschutt des kristallinen Rumpfgebirges in limnisch-terrestrischer Fazies abgelagert. Danach kam es zur Ablagerung von zunehmend feinkörnigen, brackischen bis marinen Sedimenten, die als **Pielacher Tegel** bezeichnet werden. Diese enthalten lagenweise hohe organische Anteile, die sich in einer dunkelgrauen bis schwarzen Färbung sowie lokal in Form von Kohlebildungen äußern. Auch fossilreiche Bänke treten auf. Über den Pielacher Tegeln folgt mit einer neuerlichen Transgressionsphase der **Melker Sand**.

Die sedimentpetrografischen Merkmale weisen den Melker Sand als Ablagerung des marinen Küstenbereiches, sowohl der Spritzwasser- als auch der Brecherzone aus. Die Gesamtmächtigkeit der Sandablagerungen beträgt mehr als 200 m. Sandige Kieshorizonte aus dem Quartär sowie eine Deckschicht aus Löss und jungen Alluvionen bilden die höchsten Teile der Schichtfolge.

Die strukturelle Situation wird von der NE-SW streichenden **Diendorfer Störung** geprägt. Diese als sinistrale Horizontalverschiebung bekannte Großstörung verläuft im Donaeinschnitt in der Wachau und setzt sich in das Tal des Melk-Flusses fort. Die Verschiebungsbeträge erreichen mehrere Zehner-Kilometer. Mittels seismischer Erkundungen und den Aufschlüssen in den Tunnelvortrieben wurde außerdem eine ausgeprägte **Grabenbruchstruktur mit NW-SE gerichtetem Streichen** erkannt.

WACHBERGTUNNEL

Der Wachbergtunnel unterfährt in einer lang gezogenen Kurve den südöstlich von Melk liegenden Wachberg. Die größte Überdeckung beträgt hier nur ca. 50 m. Der Tunnel liegt zur Gänze in den "Melker Sanden", die an den Flanken des Wachberges seit jeher in Sandgruben gewonnen werden. Der kristalline Untergrund liegt im Ostteil des Tunnels nur wenige Meter unter der Tunnelsohle. Nahe des Ostportals wurde in der Sohle die Übergangszone vom Pielacher Tegel zum Melker Sand (schluffige Schichten) angetroffen.

Im Wachberg befindet sich übrigens eine der größten Stollenanlagen, die in den Jahren 1944/45 von Häftlingen für die vor Luftangriffen geschützte Herstellung von Kriegsgütern angelegt worden war. Die unter dem Decknamen "Projekt Quarz" geführte Anlage, die noch relativ gut erhalten ist, konnte besichtigt werden und gab wichtige Hinweise über das Verhalten des Melker Sandes unter Tage.

Der Voreinschnitt beim Westportal des Wachbergtunnels zeigt die charakteristischen Eigenschaften des Melker Sandes.

Der hellgraue bis gelbgraue Melker Sand weist vorwiegend Korngrößen im Fein- bis Mittelsandbereich auf und besteht hauptsächlich aus Quarz, untergeordnet finden sich auch Feldspäte und Glimmerschüppchen. Die Körner sind meist schlecht gerundet und sind untereinander gut verzahnt. Der Melker Sand ist nicht zementiert, das heißt, die Porenräume sind nicht ausgefüllt und die Einzelkörner sind nicht miteinander durch ein Bindemittel verkittet. Er ist im Wesentlichen durch das Eigengewicht und den Verlust des Porenwassers mechanisch stark verdichtet, sodass vom "verfestigten Melker Sand" gesprochen werden kann. Diese Scheinkohäsion ermöglicht steile Böschungsneigungen in der Natur.

Die Ablagerung erfolgte nahezu horizontal, es kommen aber auch häufig Schräg- und Kreuzschichtungen vor. Diese Texturen werden oft durch unterschiedliche Verwitterungsfärbungen (Gelb- und Brauntöne) deutlich hervorgehoben. In dem generell fossilarmen Sediment kommen lokal Anhäufungen von Schalenresten vor. Ein besonders auffällig ausgeprägter bis zu 1,5 m starker dunkelbrauner "Muschelschillhorizont", der von bunten Oxidationsbändern begleitet war, konnte während des Vortriebes als Leithorizont verfolgt werden.

Im Melker Sand sind in verschiedenen Horizonten häufig kugelförmige bis fladenförmige verhärtete **Konkretionen** anzutreffen. Sie erreichen Durchmesser bis zu mehreren Metern und Höhen bis zu 1 m. Im Vortrieb, der generell mit einem Tunnelbagger bewerkstelligt werden konnte, wirkten sich diese mit Kalziumkarbonat gebundenen, sehr harten Sandknollen störend aus. Sie mussten örtlich gesprengt werden.



Abbildung 1-2: Wachbergtunnel Westportal
Voreinschnitt in hellgrauen bis gelbgrauen Melker Sanden. Auffällig sind die horizontgebundenen verhärteten Konkretionen.



Abbildung 1-3: Konkretionen
Aus dem Vortrieb geborgene Konkretionen mit Ausmaßen bis zu mehreren Metern. In ihren Formen erinnern manche an Skulpturen von Henry Moore.

In den verfestigten Melker Sanden wurde eine Reihe von Gefügeflächen angetroffen. Die meist sählig liegenden bzw. flach gegen E bis SE einfallenden Schichtflächen waren meistens lediglich an Farbunterschieden erkennbar und hatten gebirgs-mechanisch keine Auswirkungen.

Auffällig waren Großklüfte und Störungen, die oft in konjugierten Scharen auftraten und gegenüber der Umgebung aus noch stärker verfestigtem Zerreibsel bestehen. An der Geländeoberfläche werden ihre Spuren von der Verwitterung nicht selten als Grate freigelegt. Sie können als Produkte tektonischer Ereignisse, als Scherbahnen interpretiert werden. Auf das Ausbruchverhalten hatten sie keinen negativen Einfluss.



Abbildung 1-4: Melker Sand im Wachberg Tunnel (Kalotte)

Die horizontaler Schichtung ist an verschiedenen Oxidationsfarben erkennbar. Verfestigte Scherflächen durchziehen die Ortsbrust ohne mechanische Wirksamkeit. Versetzung von Sandbänken im dm- bis m-Bereich. Der Vortrieb wurde mit einem Tunnelbagger bewerkstelligt. Die Kalotte wurde mit bewehrtem Spritzbeton, Tunnelbögen, Ankern und einem temporär eingebauten Sohlgewölbe gesichert.



Abbildung 1-5: Melker Sand im Melker Tunnel (Strosse)

Die Bankung ist an verschiedenen Farbtönen (gelb, ocker, braun) erkennbar. Oxidationsflecken, Schrägschichtungen sind weitere Merkmale des Melker Sandes.

Wesentlich ungünstiger im Hinblick auf die Gebirgsfestigkeit und das Ausbruchverhalten wirkte sich eine Gruppe von geöffneten, bis zu mehrere Zentimeter klaffenden Großklüften und Störungen aus. Diese Trennflächen standen meist senkrecht, ihr Verlauf im Grundriss ist spitzwinkelig schleifend bis parallel zur Tunnelachse orientiert (Kartenausschnitt; Abb. 1-7). An diesen häufig mit Sand gefüllten Klüften drangen Baumwurzeln von der Geländeoberfläche bis zu 30 m tief in den Berg ein. Vertikale Versetzungen charakteristischer Bänke bis zu 2 m, meist in der Art von staffelförmigen Abschiebungen Richtung N bis NE waren an diesen Störungsbündeln zu beobachten (Abb. 1-9).

Drei derartige Störungszonen traten im Wachberg in dem ca. 300 m langen Tunnelabschnitt von Station 450 – 750 m auf (Abb. 1-7, 1-8). Im Bereich der 5-10 m starken Störungszonen war der Melker Sand weitgehend entfestigt und erforderte aufwändige Stützmaßnahmen in der Kalotte.

Aufgrund der geringen Standzeit der unverfestigten Sandfüllungen sowie der stark durchtrennten Bereiche wurde die Kalotte hier oftmals in Teilflächen mit sofortiger Brustsicherung (Spritzbeton, Brustanker) unter Belassen eines Brustkernes zur Ortsbruststützung vorgetrieben (Abb. 1-8).

Der Ausbruch war in einen Kalottenvortrieb mit nachgezogenem Strossenvortrieb unterteilt.



Abbildung 1-8: Kalottenvortrieb im Wachbergtunnel

In den durch Störungen betroffenen Abschnitten musste die Brust in Teilflächen vorsichtig geöffnet werden. Brustkern und Brustanker wurden temporär eingesetzt. Die Kalottensohle wurde verstärkt ausgebildet.

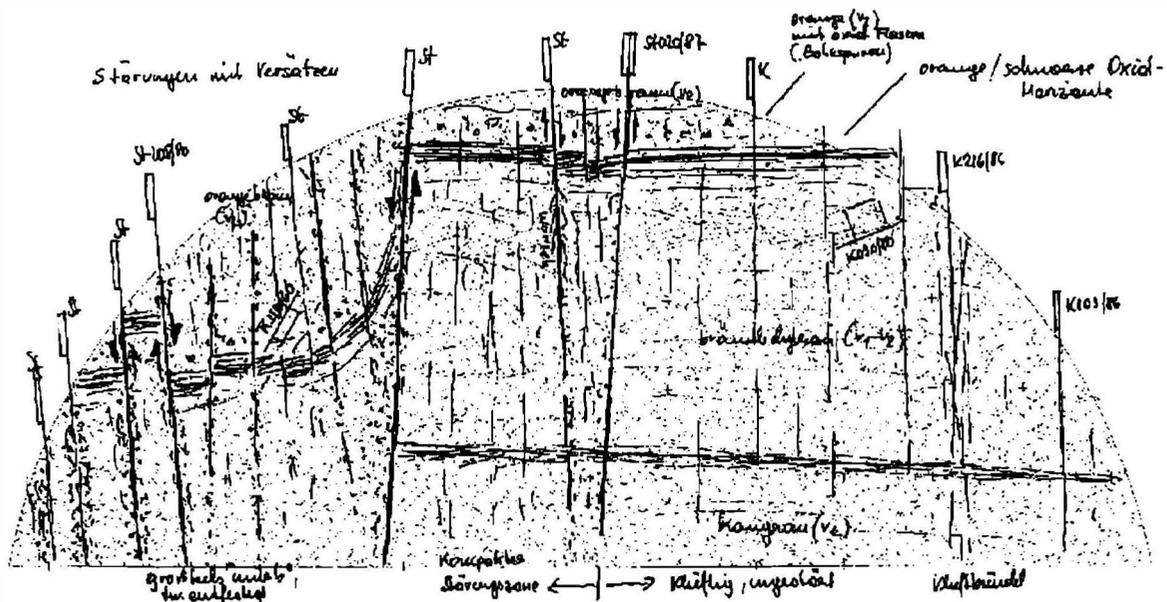


Abbildung 1-9: Brustbild aus dem Wachbergtunnel (Station 468 m)

In der linken Hälfte der Brust ist eine staffelförmige Versetzung eines Leithorizontes an einem Bündel steil stehender klaffender Störungen zu sehen. Das Gebirge ist in diesem Bereich entfestigt.

MELKER TUNNEL

Der Melker Tunnel durchörtert die gesamte im Projektgebiet vorhandene Schichtfolge, vom kristallinen Untergrund der Böhmisches Masse über die tertiären Molasseablagerungen bis zu den jungen Deckschichten des Quartärs.

Nachdem der Melker Sand bereits beim Wachbergtunnel ausführlich charakterisiert wurde, legen wir hier das Augenmerk vor allem auf das Kristallin und die Pielacher Tegel.



Abbildung 1-10: Baustelle des Melker Tunnels (Ostportal)

Ein Teil des Ostabschnittes wurde wegen der geringen Überdeckung in Deckelbauweise errichtet. Das Portal liegt im Melker Sand, der von Löss überdeckt ist. Im Hintergrund die alte Meierei des Stiftes Melk, die als Baubüro genutzt wurde.

Der Ostabschnitt des Melker Tunnels wurde teilweise im Löss und in den quartären Kiesen, zum überwiegenden Teil jedoch im Melker Sand vorgetrieben. Im Vergleich mit den Verhältnissen im Wachbergtunnel wies der Melker Sand hier eine wesentlich geringere Durchtrennung und insgesamt günstigere Gebirgsverhältnisse auf. In einem ca. 500 m langen Teil des Tunnels erfolgte der Vortrieb unterhalb des Ruhegrundwasserspiegels. Dieser wurde mit Hilfe von Brunnen, die vorauseilend von der Oberfläche niedergebracht worden waren, vorher abgesenkt.

Im Mittelteil des Tunnels wurden die inhomogenen und feinanteilreichen, steifplastischen Pielacher Tegel durchörtert, die schichtweise gespannte Grundwässer führten. Die Schichtwässer wurden mit Vakuumanlagen, die mit dem Vortrieb mitgeführt wurden, ständig abgesaugt, um Schwimmsandbildungen und Grundbrüche in der Sohle zu vermeiden.

Entsprechend der mit 10° bis 15° gegen E bis NE einfallenden Lagerungsverhältnisse wurden die Pielacher Tegel in dem von Ost gegen West fortschreitenden Vortrieb vom Hangenden zum Liegenden aufgefahren.

An der Basis des Melker Sandes erschien ab Station 960 m die **Übergangszone vom Pielacher Tegel zum Melker Sand** mit einer Stärke von ca. 4-5 m im Tunnelquerschnitt. Die Schichten enthalten unter einem 5-10 cm starken kiesigen Horizont vorwiegend orange farbene bis braune und graue, sandige flaserige Schlufflagen.

Ab Station 1025 m folgten, von der Sohle ansteigend, die dunkelgrauen bis schwarzen Schluff-Tonschichten des **Pielacher Tegels**. Der Tegel enthält hier auch dunkelgrün-graue, tonige, teilweise auch sandige Schluffe und orangebraune Sandlagen von einigen dm Stärke. Die Konsistenz der Feinkornsedimente ist im bergfeuchten Zustand vorwiegend halbfest bis steif. Kennzeichnend sind die schichtweise gehäuft vorhandenen, meist weißen Fossilschalen von Schnecken und Muscheln. In dm-starken Bänken tritt "Muschelschill" auf (Abb. 1-15)

Im Liegenden des Tegels wurden ab Station 1080 m die stark wechselhaften Ablagerungen der Pielacher-Tegel-Basis aufgefahren.

Bei ca. Station 1115 m wurde in der Sohle das entfestigte Kristallin der Böhmisches Masse in Form von entfestigten Paragneisen und Grünschiefern mit Lockermaterial ähnlichen Festigkeitseigenschaften angetroffen. Die Kristallinoberfläche wurde hier tektonisch durch Störungen geformt und verläuft stufenförmig und kuppiert (Abb. 1-11, 1-12).

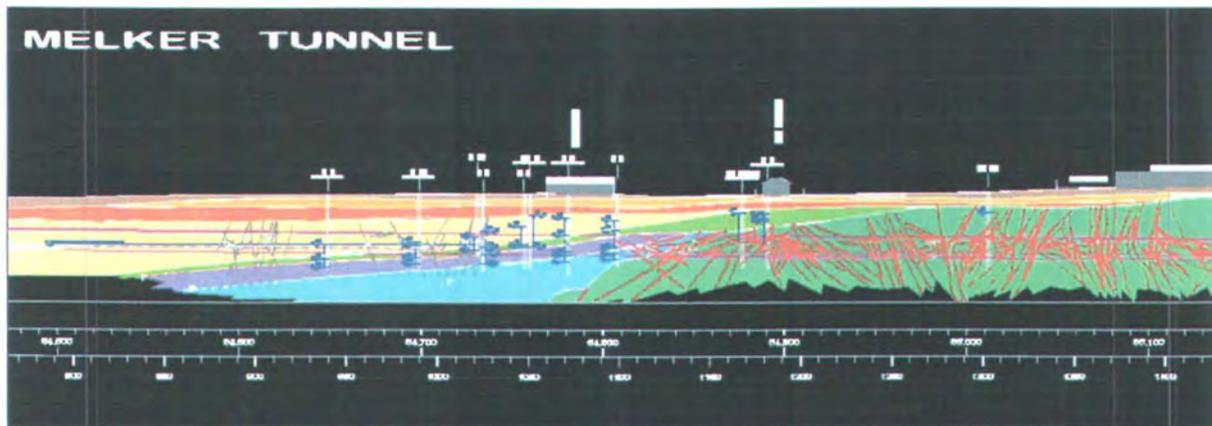


Abbildung 1-11: Die Transgression der Melker Formation auf das Kristallin der Böhmisches Masse im Melker Tunnel.

In jenem Bereich, wo das Kristallin erstmals angetroffen wurde, verläuft eine ausgeprägte Scherzone, die auch zu Versetzungen in den darüber liegenden tertiären Schichten geführt hat. Dies kam während des Vortriebs in detailreichen, tektonisch komplizierten Brustbildern zum Ausdruck (Abb. 1-13, 1-14,)

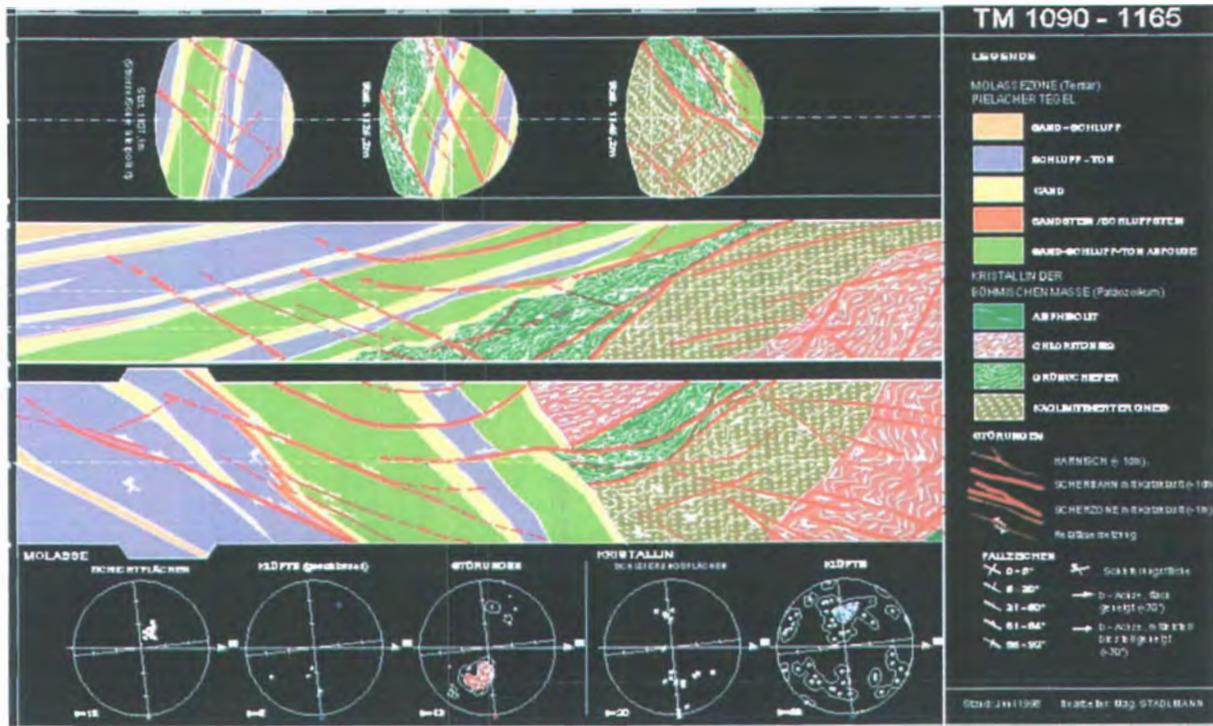
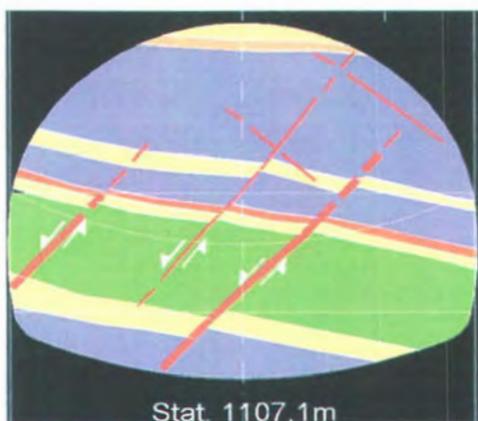


Abbildung 1-12: Übergang der Melker Formation zum Kristallin der Böhmisches Masse in der baugelologischen Dokumentation

Tunnel Melk:
Brustbilder



Pielacher Tegel
Kristallin

Abbildung 1-13: Charakteristische Brustbilder im Bereich der gekippten gestörten Pielacher Tegel

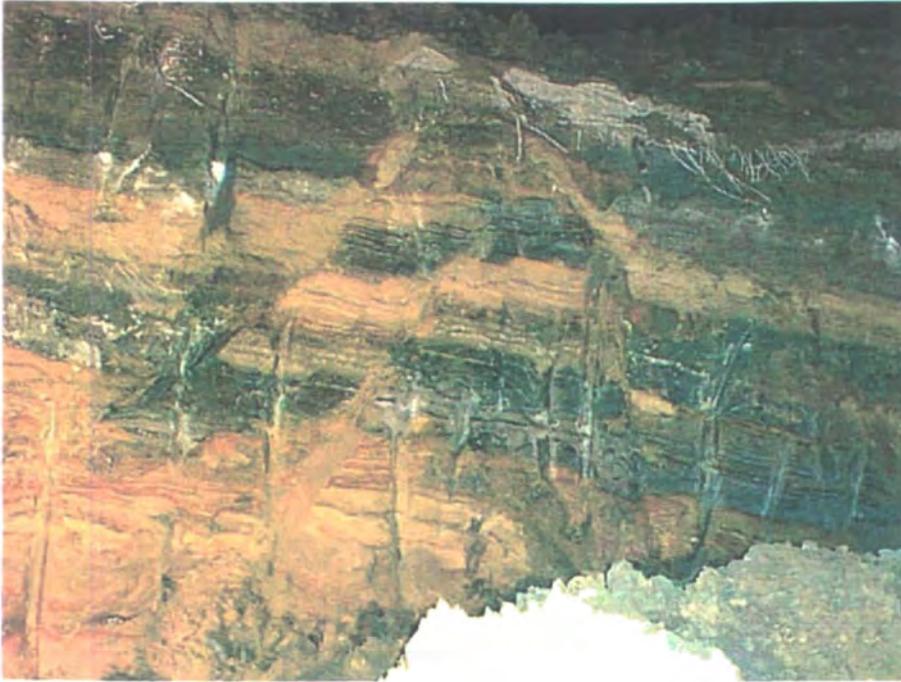


Abbildung 1-14: Basisschichten der Pielacher Tegel
Intensiv oxidierte (wasserführende) sandige Lagen und dunkelgraue tonig-schluffige Lagen kennzeichnen die Pielacher Tegel-Basis. Verwerfungen im Bereich einer Scherzone.



Abbildung 1-15: Pielacher Tegel, tonig-schluffige Ausbildung mit fossilreichen Bänken.

Der Westabschnitt des Tunnels durchörtert den kristallinen Felsuntergrund auf einer Länge von ca. 700 m. In diesem Bereich wurde in einem 300 m langen Abschnitt eine Störungszone angetroffen, die parallel zur Diendorfer Störung verläuft. Die Gesteine der Störungszone waren stark alteriert, zerschert und häufig entfestigt. Bereichsweise wurden hohe Gehalte an quellfähigen Tonmineralien (bis zu 40% Montmorillonitgehalt am Gesamtgestein; z. B. in zerscherten Grünschiefern) festgestellt. Dies führte zur Entscheidung, ein verstärktes Sohlgewölbe einzubauen. Westlich der Störungszone besteht das Gebirge aus Gneisen höherer Festigkeit. Es wies günstigere Bedingungen für den Tunnelvortrieb auf.

Während die quartären Ablagerungen (Löss, Kies), der Melker Sand und die Pielacher Tegel sowie Teile des entfestigten Kristallins mit dem Tunnelbagger mechanisch gelöst werden konnten, musste im kompakten Kristallin Sprengvortrieb eingesetzt werden. Wegen der geringen Überdeckung und der an der Geländeoberfläche befindlichen Bebauung (Tennishalle, Wohnhäuser) mussten die Sprengerschütterungen durch entsprechende Vorkehrungen (Reduktion der Lademengen, spezielles Sprengschema; Erschütterungsmessungen) in den zulässigen Toleranzgrenzen gehalten werden.

Der Ausbruch wurde in einen Kalottenvortrieb (mit Kalottensohlgewölbe) und einen nacheilenden Strossenvortrieb unterteilt. Die Sohle wurde separat ausgebrochen.

Die vom ZT-Büro Dr. FÜRLINGER ausgeführten baugelologischen Arbeiten vor Ort erstreckten sich über die gesamte Dauer der Vortriebstätigkeit von Juni 1996 bis Juni 1998 im Durchlaufbetrieb. Bei beiden Tunnelvortrieben wurden im Zuge der Bautätigkeit in Folge neuer Erkenntnisse, die durch den Vortrieb bzw. durch Pegelbohrungen für das Grundwasserabsenkungsfeld gewonnen wurden, seismische Untersuchungen (Fa. TAUERNPLAN GEOPHYSIK) durchgeführt. Die seismischen Messungen wurden als zusätzliche Aufgabe vom Baugelologen koordiniert und baugelologisch ausgewertet. Mit Abschluss des Sohlvortriebes im Melker Tunnel Ende Juni 1998 war die Tätigkeit der Baugelologie beendet.

Von beiden Tunneln liegt eine als CAD-Zeichnungen ausgefertigte Dokumentation im Maßstab 1:200 vor, die in Form eines baugelologischen Tunnelbandes (Wachbergtunnel 5 Pläne, Melker Tunnel 10 Pläne) die geologischen Verhältnisse im Grundriss und im Längsschnitt zeigt. Die Dokumentation enthält auch charakteristische Brustbilder, Gefügediagramme, Angaben über den Gebirgscharakter (Durchtrennung, Verwitterung, Öffnungsweiten von Trennflächen) sowie hydrogeologische Beobachtungen (Bergwasserzutritte). In einem technischen Teil sind Angaben über die Vortriebsart, Abschlagslängen, Ausbaufestlegungen, Gebirgsverhalten beim Vortrieb etc. enthalten. Ein in Farbe ausgeführter Ausschnitt davon ist in Abb. 1-12 zu sehen.

Durch ein enges Zusammenwirken der am Bau beteiligten Fachleute (Bauaufsicht, Geotechniker, Baugelologen, Geophysiker, Vermesser, Tunnelbautechnischer Sachverständiger) und den nach den vom Bauherrn festgelegten rigiden Regeln durchgeführten laufenden Informationsaustausch konnten die beiden Tunnelvortriebe auch in den geotechnisch schwierigen Abschnitten unter den Bedingungen geringer Überlagerung ohne schwerwiegende Probleme erfolgreich ausgeführt werden.

Teil 2: WIENERWALDTUNNEL

(Mag. Thomas STADLMANN)

Der Wienerwaldtunnel ist Bestandteil der von der Eisenbahn-Hochleistungsstrecken AG (HL-AG) geplanten Neubaustrecke zwischen Wien und St. Pölten. Ein kurzer Abschnitt des Tunnels liegt im Bundesland Wien, der größere Anteil im Bundesland Niederösterreich. Aufgrund der geographischen Situation wird das Tunnelprojekt von zwei Projektleitungen der HL-AG abgewickelt. Der Wiener Anteil des Tunnels wurde aus verfahrenstechnischen Gründen in das Projekt "LAINZER TUNNEL" integriert. Das eigentliche Projekt "**WIENERWALDTUNNEL**", über das nachfolgend berichtet wird, beginnt somit „mitten im Berg“ im Bereich der Landesgrenze zwischen Wien und Niederösterreich.

Bereits seit Anfang der 90er Jahre sind Planungs- und Erkundungsarbeiten für das Tunnelbauvorhaben im Gang. Seit 1997 liegt die Umweltverträglichkeitserklärung und seit Ende 2000 die eisenbahnrechtliche Bewilligung vor. Die baueologische Bearbeitung erfolgte bis zur UVE durch Prof. WEISS und Mitarbeiter und von 1998 bis 2001 durch eine ARGE Prof. WEISS und Büro FÜRLINGER. Die geotechnische und hydrogeologische Bearbeitung wurde durch BGG (Büro WAIBEL) durchgeführt.

Im Folgenden werden die bisher durchgeführten baueologischen Erkundungsarbeiten, deren Ergebnisse und ihre Auswertung zusammengefasst.

PROJEKT

Der Wienerwaldtunnel ist 13,2 km lang und verbindet den westlichen Stadtrand von Wien in Hadersdorf-Weidlingau (Südportal) mit dem Tullnerfeld bei Chorherrn (Nordportal). Die Trasse verläuft unter dem Höhenrücken zwischen Gablitz und Mauerbach, dessen höchste Erhebung 460 m Seehöhe erreicht. Der Tunnel ist im ca. 1,5 km langen Wiener Abschnitt als einröhriger, zwei Gleise führender Tunnel mit einem Durchmesser von 12,5 m und einem Ausbruchsquerschnitt von ca. 120 m² geplant. Kurz nach der Landesgrenze ist im niederösterreichischen Teil eine trompetenförmige Aufweitung vorgesehen, ab welcher der Tunnel in zwei eingleisige Röhren mit einem Durchmesser von jeweils 9 bis 10 m (abhängig von der gewählten Vortriebsmethode) verläuft. Die beiden Röhren weisen einen Achsabstand von 31 m auf und sind alle 500 m mit Querschlägen verbunden.

Diese zweiröhrige Systemvariante wurde aus Sicherheitsgründen im Betrieb gegenüber einem einröhrigen System vorgezogen. Nahe des Nordportals bei Chorherrn, am Rand des Tullnerfeldes, werden die beiden Tunnelröhren wieder zusammengeführt.

Im Zuge der Planungs- und Erkundungsarbeiten wurden für den späteren Tunnelausbruch sowohl ein möglicher konventioneller Vortrieb, als auch ein maschineller mittels TBM (für die eingleisigen Röhren) berücksichtigt. Eine zukünftige Ausschreibung soll Angebote für beide Vortriebsmethoden ermöglichen, wobei der Einsatz einer Schildmaschine im erforderlichen Durchmesser von 10 m in Österreich ein Novum darstellen würde. Neben dem Hauptbauwerk ist zusätzlich die

Errichtung mehrerer, bis zu 200 m tiefer Belüftungsschächte sowie der Vortrieb von Zufahrts- oder Schutterstollen erforderlich.

GEOLOGISCHE RAHMENBEDINGUNGEN

Der geologische Aufbau des Projektgebietes in Niederösterreich umfasst zwei große geologische Einheiten. Im südöstlichen, ca. 9,3 km langen Abschnitt wird die **FLYSCHZONE** des Wienerwaldes durchörtert, im etwa 2,3 km langen nordwestlichen Abschnitt führt der Tunnel durch die **MOLASSEZONE**.

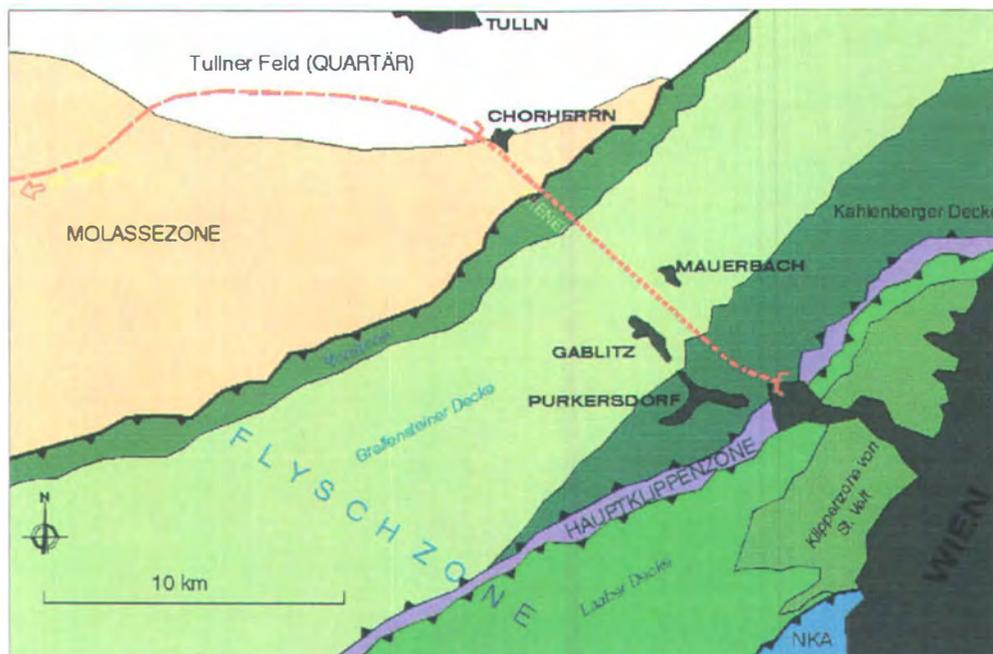


Abbildung 2-1: Geologische Übersichtskarte der weiteren Umgebung des Projektgebietes

FLYSCHZONE

Die **Flyschzone** ist im Bereich des Wienerwaldes die nördlichste tektonische Einheit der Ostalpen und 15-20 km breit. Die Flyschgesteine sind aus Sedimenten entstanden, die während der Gebirgsbildung der Alpen in der Kreidezeit bis ins Tertiär (vor ca. 100 bzw. 45 Mio. Jahren) in einem Meerestrog abgelagert und in der Folge diagenetisch verfestigt wurden. Es handelt sich im Wesentlichen um Sandsteine, Tonsteine und Mergelsteine.

Die Flyschgesteine sind im Zuge der Alpenbildung tektonisch in einzelne Decken und Schuppen zerlegt und verfaltet und nach NW auf die Molasse überschoben worden. Diese Überschiebung wurde in der Tiefbohrung Mauerbach 1 der ÖMV nachgewiesen, wo unter dem Flysch die Gesteine der Molassezone in einer Tiefe von 2300 m erbohrt wurden.

Ein schmaler, an die Überschiebung unmittelbar südlich angrenzender Streifen der Flyschzone enthält vorwiegend stark tektonisch beanspruchte Schiefertone und wird als „NORDRANDZONE“ bezeichnet. Südlich schließt die mehrere Kilometer breite GREIFENSTEINER DECKE an, die intern wieder in 4 tektonische Schuppen zerlegt ist. Die Greifensteiner Decke wird vorwiegend aus Altlenzbacher Schichten und in geringerem Ausmaß aus Greifensteiner Sandstein und Gablitzer Schichten aufgebaut. Den südlichsten Abschnitt bildet im Projektgebiet die KAHLENBERGER DECKE, die im wesentlichen kalkreiche Sandsteine und Mergel der Kahlenberger Schichten enthält.

Die Decken- und Schuppengrenzen sind generell als tektonische Störungen, die meist mittelsteil bis steil nach SE einfallen, ausgebildet.

MOLASSEZONE

Der im Projektgebiet vorhandene Teil der Molassezone wird auf Grund seiner tektonischen Überprägung als "subalpine Molasse" oder „Faltenmolasse“ bezeichnet. Die Gesteine wurden aus verfestigten Meeressedimenten des Jungtertiärs vor 15 – 25 Mio Jahren gebildet. Das dominierende Schichtglied im Projektgebiet ist der miozäne „Sandstreifenschlier“.

BAUGEOLOGISCHE ERKUNDUNG:

Das Ziel der bisher durchgeführten baugelogischen Erkundung war, den Gebirgsaufbau hinsichtlich der vorherrschenden Gesteinsarten, deren Lagerungsverhältnisse und tektonische Überprägung möglichst so zu erfassen, dass mit hoher Prognosesicherheit die Grundlagen für die nachfolgenden Planungsarbeiten geschaffen werden.

Der mögliche Einsatz einer TBM für den Vortrieb der Tunnelröhren war bereits bei den Erkundungsarbeiten zu berücksichtigen. Besonderes Augenmerk wurde daher auf die Erfassung von Störungszonen und deren Aufbau – als potentiell ungünstigste Vortriebsbereiche - gelegt.

Geländekartierung

Der erste Erkundungsschritt bestand in einer umfassenden geologischen Aufschlusskartierung des Projektgebietes. Morphologisch ist das Erkundungsgebiet durch sanfte Hügelformen gekennzeichnet. Die verhältnismäßig wenig verwitterungsresistenten Gesteine des Flysch und der Molasse sind größtenteils von einer mehrere Meter starken Verwitterungsschwarte und Mutterbodenschicht bedeckt. Lediglich vereinzelt tritt der Felsuntergrund – meist in Bachgräben – zutage. Insgesamt herrschten somit ungünstige Aufnahmebedingungen vor.

Kernbohrungen

Auf Basis der Kartierungsergebnisse sowie des vorhandenen geologischen Kartenmaterials wurde eine erste Bohrkampagne 1995 durchgeführt und 1998 durch eine zweite Bohrphase ergänzt.

Die Kernbohrungen wurden als direkte Aufschlussmethode vorrangig in Abschnitten situiert, in denen mit problematischen Baugrundverhältnissen und geologischen Störungszonen zu rechnen war. Die Bohrungen erreichten Endteufen bis zu 280 m und wurden sowohl als Vertikal-, wie auch als Schrägbohrungen ausgeführt.

In den Bohrungen kamen Standardversuche, z.B. Wasserabpressversuche und Dilatometertests, zur Ermittlung geotechnisch relevanter Gebirgsparameter zum Einsatz.

Da gebietsweise Obertageaufschlüsse in Trassennähe völlig fehlen, wurden in einem Teil der Bohrungen die Lagerungsverhältnisse mittels **ABF** (akustischem Bohrlochfernsehen) ermittelt. Die Methode beruht auf der Messung von emittierten und von der Bohrlochwand reflektierten akustischen Signalen durch eine Sonde. Mittels EDV-Auswertung der aufgezeichneten Signale können die Spuren von Schicht- und Klufflächen in der Bohrlochwand räumlich orientiert erfasst und interpretiert werden.

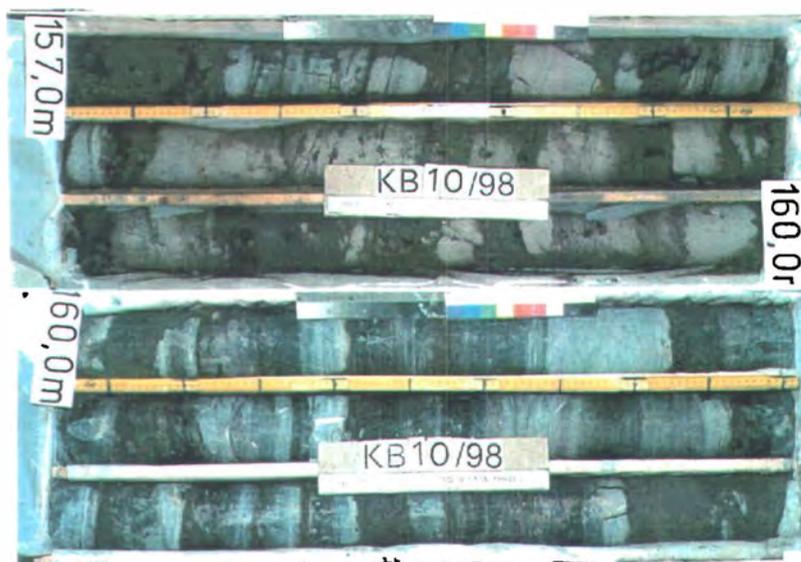


Abbildung 2-2: Typischer Bohrkern aus Flyschabfolgen des Wienerwaldes (hier „Altengbacher Schichten“ vom Hinteren Hahnbaum aus der Greifensteiner Decke). Schichtwechsel im Zentimeter- bis Dezimeterbereich.

Aus den Erkundungsphasen von 1995 und 1998 standen insgesamt ca. 4300 Laufmeter Kernmaterial zur Verfügung. Ein Großteil der erbohrten Schichtglieder im Flysch weist den in Abb. 2-2 erkennbaren Lagenbau aus grauen Sandsteinlagen im Wechsel mit dunkelgrauen Mergel- und Tonsteinlagen auf. Diese Wechselfolge ist das charakteristische Produkt aus den Entstehungsbedingungen von Flyschgesteinen.

Die Sedimentablagerung erfolgte in Form von submarinen Trübeströmen ("turbidity currents"), wobei Sediment-Suspensionsströme unter Wasser abglitten und in tieferen Meeresbereichen wieder abgelagert wurden. Grobkörniges sandiges Material setzte sich dabei schneller ab als feinkörniges toniges Material. Dadurch entstand ein Ablagerungszyklus mit der charakteristischen Abfolge von Sandstein, Schluffstein und Tonstein.

Im Zuge der geotechnischen Bearbeitung wurden durch das Büro WAIBEL anhand von Bohrkernproben umfangreiche felsmechanische Laborversuche zur Ermittlung relevanter Kennwerte durchgeführt.

Seismik

Zur Ergänzung des Bohrprogramms kamen seismische Messungen entlang der gesamten Tunneltrasse im niederösterreichischen Abschnitt zum Einsatz.

Mit dieser verhältnismäßig kostengünstigen indirekten Untersuchungsmethode konnten verbliebene Kenntnislücken zwischen Bohrungen geschlossen werden bzw. einzelne Kernbohrungen baugelogisch optimiert auf bisher nicht erkannte Störungszonen angesetzt werden.

Die seismischen Messprofile wurden sowohl refraktionsseismisch mit P-Wellen und S_h -Wellen, als auch reflexionsseismisch ausgewertet (siehe Abb. 2-3 und 2-4). Diese Messungen stellten in weiterer Folge eine wesentliche Hilfe für die Auswertung und Interpretation der Untergrundverhältnisse, vor allem im Bereich von Diskontinuitäten im Gebirgsaufbau dar.

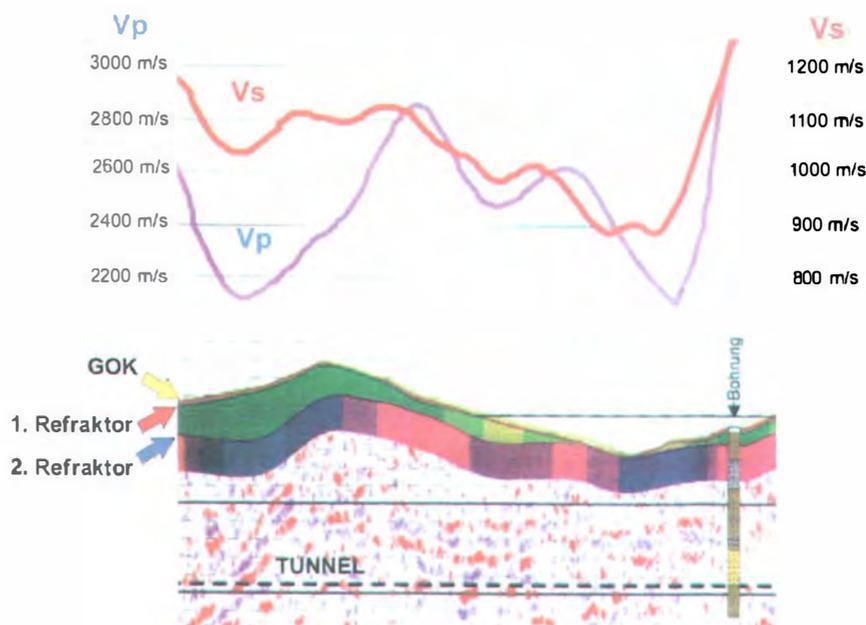


Abbildung 2-3: Ergebnis der refraktionsseismischen Auswertung eines Profilabschnittes mit Lage der einzelnen seismischen Refraktoren und der gemessenen P- und S_h -Wellengeschwindigkeiten.

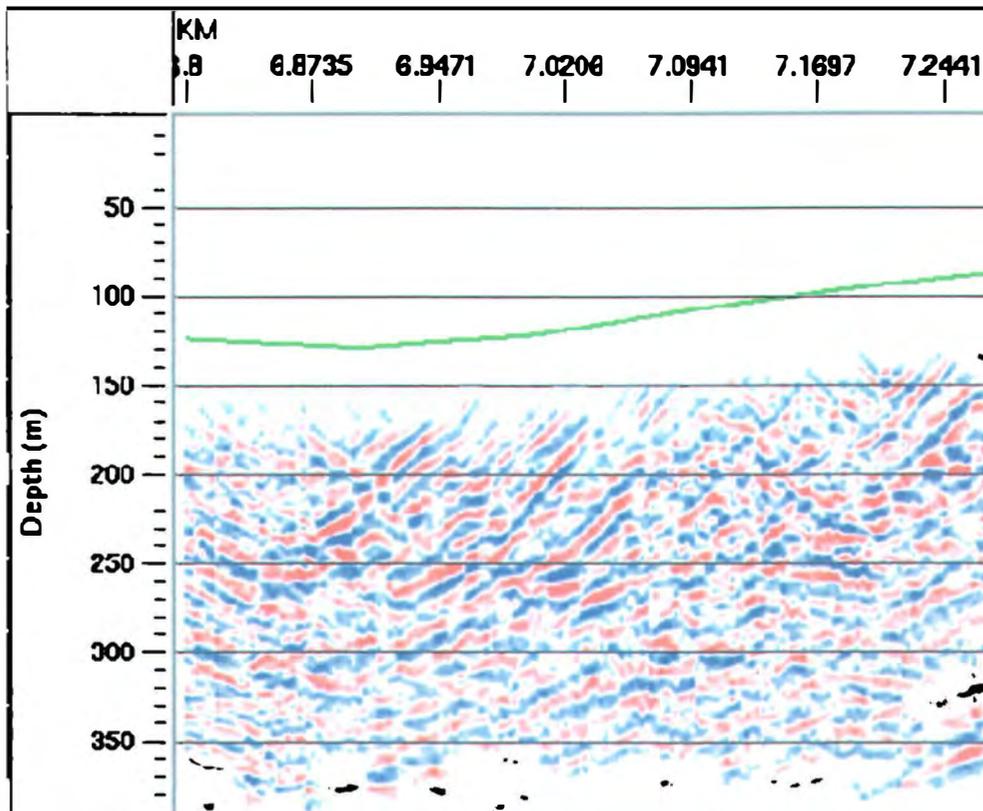


Abbildung 2-4: Reflexionsseismische Auswertung eines Profilabschnittes im Bereich der Greifensteiner Decke, nördlich der Straße Allhang - Mauerbach.

Geoelektrik:

Geoelektrische Messungen wurden eingesetzt, um auf Grundlage der spezifischen elektrischen Widerstände in Abschnitten ohne direkte Aufschlüsse (Oberflächen-aufschlüsse, Kernbohrungen) qualitative Unterscheidungsmerkmale zwischen sandsteinreichen und tonsteinreichen Abfolgen zu erhalten.

Die grundsätzliche Eignung dieser Messmethode zur Erkundung der im Projektgebiet vorliegenden Gebirgsverhältnisse wurde vorerst mittels eines Testprofils abgeklärt und nach positiven Ergebnissen entlang eines Großteils der Trasse eingesetzt. Im tektonisch gering beanspruchten Gebirge wiesen tonsteinreiche Flyschabschnitte in der Regel spezifische elektrische Widerstände unter ca. 10 Ohm.m, Wechselfolgen zwischen 10 und ca. 40 Ohm.m und sehr sandsteinreiche Abschnitte deutlich über 40 Ohm.m auf.

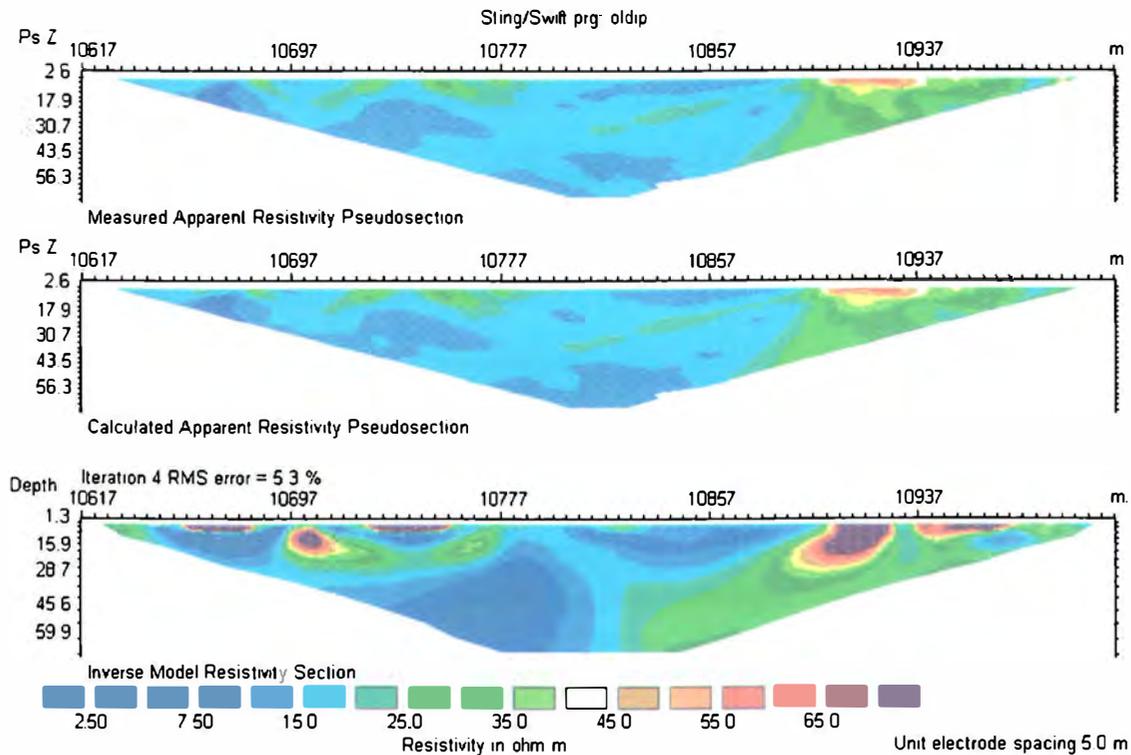


Abbildung 2-5: Geoelektrische Auswertung eines ca. 400 m langen Messprofils aus dem Bereich der Überschiebungsgrenze Flysch-Molasse.

BAUGEOLOGISCHE AUSWERTUNG UND INTERPRETATION DER ERKUNDUNGSERGEBNISSE MITTELS 3D-MODELL

Die Handhabung einer derart großen Menge von baueologischen Daten, wie sie im Zuge einer Baugrunderkundung für ein Bauvorhaben dieser Größenordnung vorliegen, stellt für die baueologische Auswertung eine große Herausforderung dar. Mit herkömmlichen, d.h. analogen oder 2-dimensionalen Auswerteverfahren ist dieses Problem kaum zu bewältigen, vor allem wenn die abschließende Interpretation des Baugrundes allen Messergebnissen konsistent Rechnung tragen soll.

Bei der Auswertung der Daten für den Wienerwaldtunnel wurde daher ein verhältnismäßig neuer Weg beschritten. Alle Erkundungsdaten, angefangen bei der Geländekartierung über Bohrkernaufnahmen, seismische und geoelektrische Ergebnisse sowie vorhandenes Kartenmaterial wurden in ein **3-dimensionales digitales Modell auf AUTOCAD®-Basis** - erstellt von der Fa. GEO-BYTE - integriert.

Damit wurde es möglich, in den Auswertungs- und Interpretationsschritten alle Daten räumlich dort zu visualisieren und baueologisch zu interpretieren, wo sie gemessen wurden.

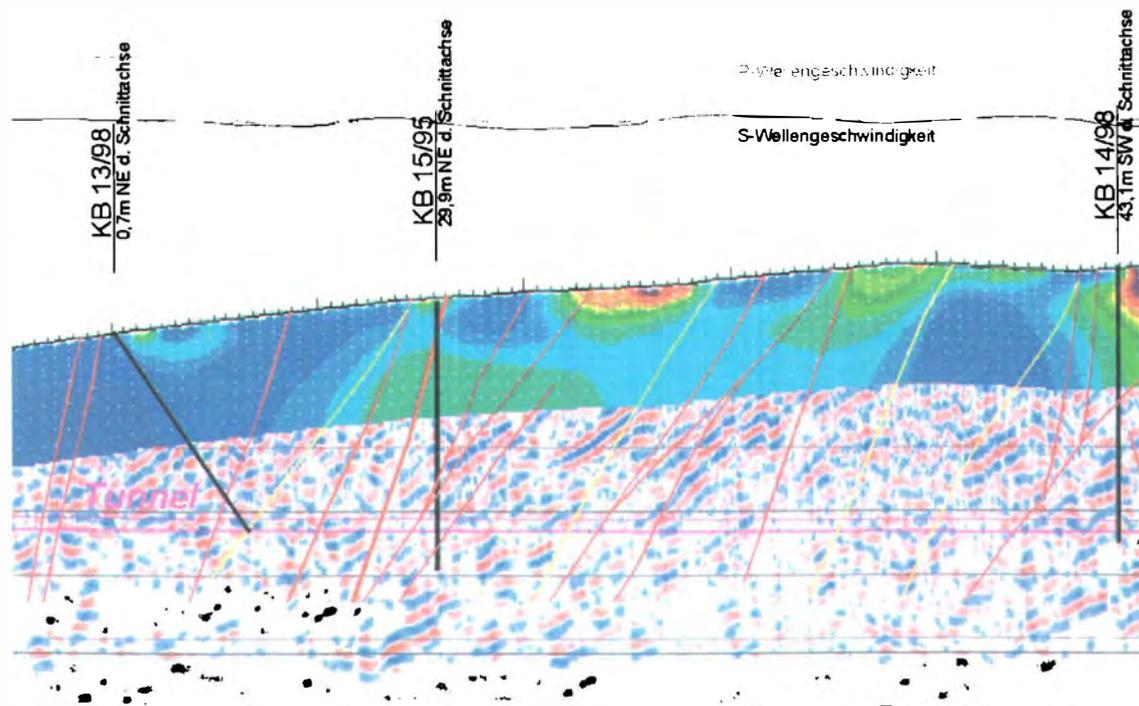


Abbildung 2-6: Darstellung eines Gebirgsabschnittes mit Kernbohrungen, geoelektrischen und seismischen Auswertungen als digitaler Schnitt aus dem 3D-Modell.

Als Beispiel für diese Arbeitsweise ist in Abb. 2-6 ein Gebirgsabschnitt mit den Kernbohrungen, den refraktionsseismischen, reflexionsseismischen und geoelektrischen Informationen dargestellt. Die vorhandenen Informationen des Untergrundes wurden hier im ACAD-3D Modell vom Baugeologen hinsichtlich der Lage von vermuteten Diskontinuitäten (rot) und möglichen Schichtgrenzen (gelb) ausgewertet und digital eingetragen.

Der gesamte Gebirgsaufbau wurde hinsichtlich der relevanten baugeologischen Parameter (Gesteinsarten, Wechsellagerung, tektonische Beanspruchung, Störungszonen etc.) in mehreren Schritten auf diese Art und Weise ausgewertet und räumlich interpretiert.

Die Interpretationsdaten wurden vom Baugeologen wieder dem Geoinformatiker übermittelt und in das Modell integriert. So entstand ein dreidimensionales Baugrund-Modell, das sowohl sämtliche Eingangsdaten als auch eine auf diesen basierende konsistente Auswertung und Interpretation enthält.

Das fertige Modell stand in weiterer Folge dem Baugeologen und der Projektgruppe zur Klärung baugeologischer Fragestellungen wie z.B. Erstellung einer baugeologischen Prognose von Gebirgsbereichen, Gebirgsarten und Gebirgstypen und deren Verteilung entlang der Tunneltrasse, sowie zur Klärung bestimmter geotechnischer oder hydrogeologischer Fragestellungen zur Verfügung.

Für Präsentationszwecke wurde das ACAD-Modell in ein vereinfachtes Virtual-reality-Modell umgesetzt (Abb. 2-7), das einfach handhabbar für rasche 3-dimensionale Betrachtungen verwendet wird.

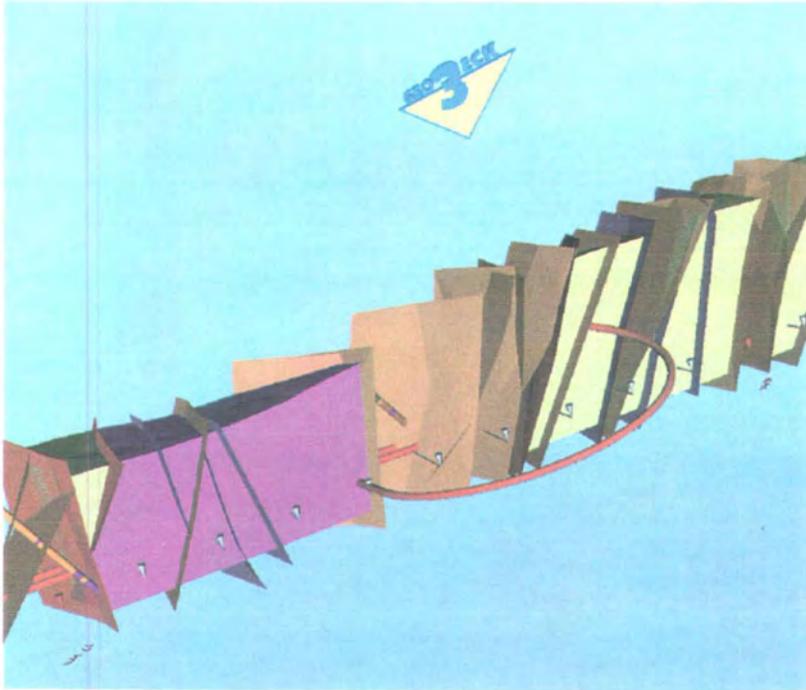


Abbildung 2-7: Bildausschnitt aus dem vereinfachten Virtual-reality-Modell, Tunnelbereich Zufahrtsstollen Taglesberg, Gebirgsvolumenkörper teilweise herausgeschnitten.

Als vorläufiges Endprodukt der baueologischen Erkundung wurde für das eisenbahnrechtliche Bewilligungsverfahren, welches im Herbst 2000 durchgeführt worden ist, ein baueologischer Bericht sowie eine Prognose der anzutreffenden Gebirgsverhältnisse erarbeitet.

Teil dieses Berichtes ist ein Längs- und Horizontalschnitt entlang des Tunnels, von dem in Abb. 2.8 ein Ausschnitt des grafischen Teils dargestellt wurde.

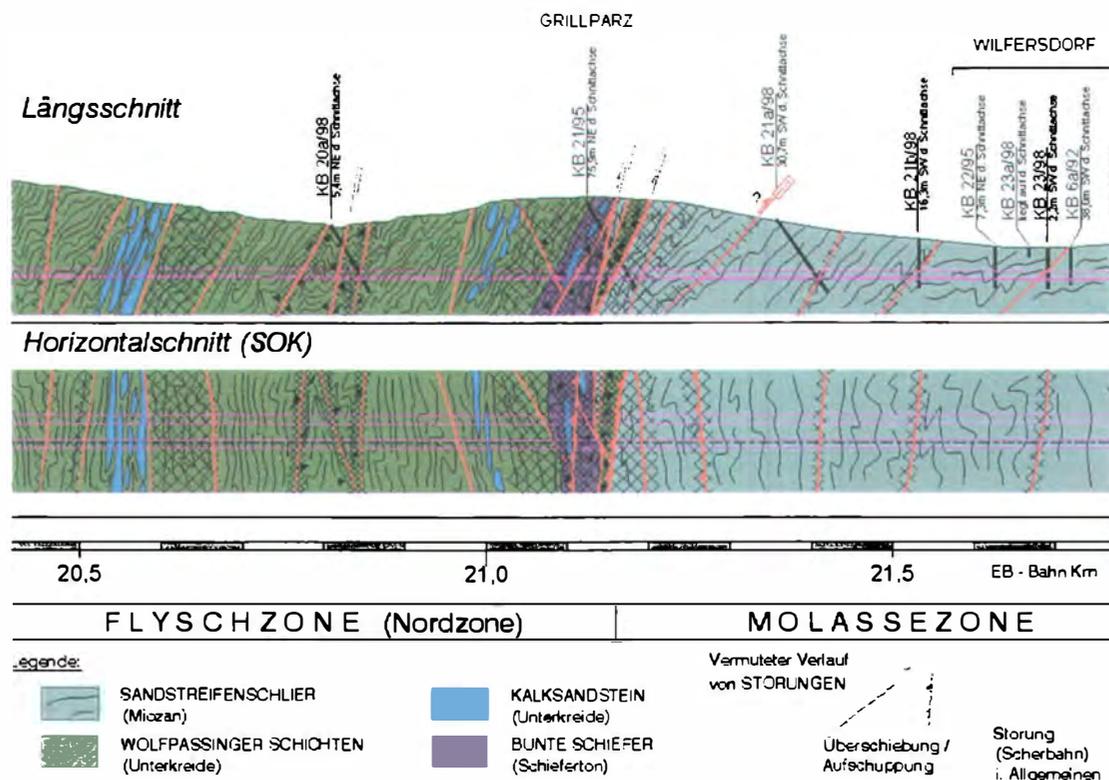


Abbildung 2-8: Baugeologischer Längs- und Horizontalschnitt des Wienerwaldtunnels (Graphikteil, Ausschnitt aus dem Bereich Überschiebung Flysch-Molasse)

Der Schnitt bildet eine wesentliche Basis für nachfolgend durchgeführte Beurteilungen des Baugrundes durch Planer und Geotechniker hinsichtlich der zu erwartenden geotechnischen Vortriebsverhältnisse sowohl für einen konventionellen als auch für einen maschinellen Tunnelvortrieb.

SCHLUSSBETRACHTUNGEN:

Die durchgeführte, detaillierte Baugrunderkundung stellt eine der Grundlagen für die zukünftige Planungsarbeit und Ausschreibung des Bauvorhabens dar. Die sicherlich nicht einfachen baugeologischen Verhältnisse im Projektgebiet konnten durch kombinierte direkte und indirekte Erkundungsmethoden bestmöglich nach Stand der Technik erfasst werden.

Durch die Verwendung digitaler Darstellungs- und Auswertungsmethoden konnte trotz des äußerst umfangreichen Datenmaterials die baugeologische Bearbeitung zeitgerecht und vor allem konsistent unter Berücksichtigung aller Ergebnisse durchgeführt werden.

Darüber hinaus bietet das vorhandene 3D-Modell die Möglichkeit eines Einsatzes im Zuge der Bauabwicklung. Denkbar wäre hier die Erstellung von kurzfristigen

baugeologischen Prognosen des unmittelbar vor der Ortsbrust liegenden Gebirges sowie eine direkte Integration von Vorauserkundungs- und Dokumentationsergebnissen in das Modell. Durch eine laufende Anpassung und Eichung des Modells mit den tatsächlich aufgefahrenen Gebirgsverhältnissen werden aktuelle Prognose-Ist-Vergleiche sowie kurz fristige, durch Bau erfahrung nachgeeichte Prognosen mit höherer Aussagekraft als bisher möglich.

Das "know how" und die technischen Voraussetzungen für diese zukünftigen Verwendungsmöglichkeiten sind jedenfalls vorhanden und können genutzt werden.

Autoren:

Dr. Werner FÜRLINGER
Ingenieurkonsulent f. technische Geologie
5020 Salzburg, Karlbauernweg 12

Mag. Thomas STADLMANN
Ingenieurkonsulent f. Erdwissenschaften (Geologie)
5081 Anif, Achenpromenade 14

Die Geologie und ihre Verankerung im österreichischen Rechtssystem

WIMMER, H.

Gliederung

- ◆ Die Geologie und ihr Umfeld in Österreich
- ◆ Beispiel Landesgeologie in OÖ: Tätigkeitsfelder
- ◆ Die Stellung der Geologie in unterschiedlichen Rechtsbereichen, Beispiele
- ◆ Beispiele für Schutzgut-orientierte Gesetze mit Geo-Bezug
- ◆ Beispiele für Benutzer-orientierte Gesetze mit Geo-Bezug
- ◆ Beispiele für Geowissenstransfer-orientierte Gesetze
- ◆ Geo-rechtliche Visionen
- ◆ Anmerkungen, Unterlagen

Die Geologie und ihr Umfeld in Österreich

Das Anforderungs- und Tätigkeitsprofil des Geologen in Österreich hat sich in den letzten 20 Jahren drastisch verändert. Während früher die geologische Landesaufnahme oder praktische ingenurgeologische Probleme im Vordergrund standen, steht der moderne Geologe heute je nach Position im Spannungsfeld der unterschiedlichen Rechtsbereiche und Zwänge seitens des Auftraggebers:

- ◆ Privatwirtschafts-Bereich
angestellter Geologe, Ziviltechniker: vertritt Individualinteresse, Firmeninteresse
- ◆ Gesetzgebungsbereich
Ministerialgeologe, Professor: vertritt Normungsinteresse, Normierungsinteresse, Entwurf von „Spielregeln“
- ◆ Bereich Forschung und Lehre
Uni-Professor, wissenschaftlicher Geologe, Lehrer: vertritt wissenschaftliches Interesse
- ◆ Bereich Verwaltung
Landesgeologe, Ministerialgeologe: vertritt öffentliches Interesse und gleicht aus
- ◆ Bereich Gerichtsbarkeit
Geologe als Gerichtssachverständiger: Vertritt das Interesse an der Wahrheitsfindung

Die Komplexität dieser Verflechtungen wird im Folgenden am Beispiel der Tätigkeit des Landesgeologen in Oberösterreich erläutert.

Beispiel Landesgeologie in OÖ: Tätigkeitsfelder

Die Hauptaufgabe der Landesgeologie ist die Sachverständigentätigkeit im Rahmen von Verhandlungen und erfordert eine entsprechende fachliche Vor- und Nachbereitung. Dazu gehören beratende Tätigkeiten für andere Landesbehörden sowie den Bürger im Allgemeinen. Hinzu kommen wissenschaftlich-fachliche Beteiligungen an unterschiedlichsten Projekten oder Gremien (siehe Tab. 1). Letztlich ergibt sich, wie in Abb. 1 dargestellt, ein individual-spezifisches Spannungsfeld des Landesgeologen.

Tab. 1: Tätigkeitsfelder

<ul style="list-style-type: none"> ◆ Amts-Sachverständigendienst in diversen Verwaltungsverfahren Ca. 250-350 Fälle pro Jahr in den Bereichen Wasserrecht, Umweltrecht, Bergrecht, Forstrecht, Strassenrecht, Baurecht, Energierecht, Gewerbe-recht, Naturschutzrecht... ◆ Planungstätigkeit für die Verwaltung z.B. für die Wasserwirtschaftliche Planung, Raumordnung... ◆ Projektbetreuungen Entrierung und Betreuung wissenschaftlicher Projekte und laufende Betreuungen im Rahmen des Gesetzesvollzuges (z.B. WGEV-Messstellen) ◆ Auftragsvergaben u. -kontrolle 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Informationssammlung u. -weitergabe für interne Zwecke und den Bürger allgemein z.B. Berichte, WIS (Wasser-Informationssystem), Hydrogeologische Landesdokumentation ◆ Vertretung in diversen Gremien: Beiräte, Arbeitskreise, Vereinigungen ◆ Vertretung wasserwirtschaftlicher Interessen in Bergrechtsangelegenheiten als Wasserwirtschaftliches Planungsorgan ◆ Projektprüfungen ◆ Bereitschaftsdienst für Ölnfälle und Katastrophen - bei Unglücken rasche Entscheidungen vor Ort
--	--

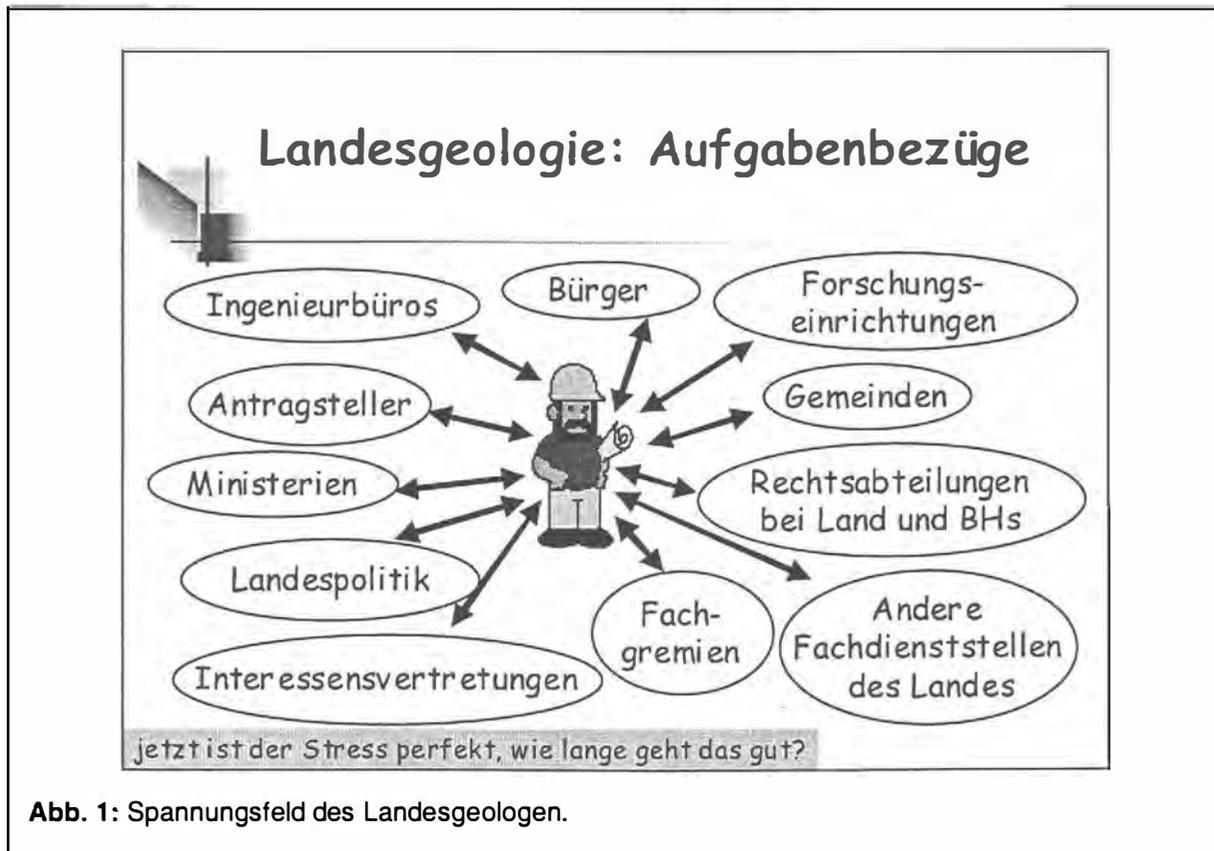


Abb. 1: Spannungsfeld des Landesgeologen.

Die Stellung der Geologie in unterschiedlichen Rechtsbereichen Rechtliche Verankerung der Geologie in Österreich

In Österreich nehmen insgesamt 167 Gesetze (Stand: Frühjahr 2002) auf die Geologie Bezug, von denen eins auf die EU-Ebene, 98 auf die Bundesebene und 68 auf die Länderebene entfallen.

	EU	Bund	Land
schutzgut-orientiert	Wasser-Rahmenrichtlinie	Wasserrecht Umweltrecht	Bodenschutz Naturschutz
benutzer-orientiert	Förderrecht	Bergrecht Lebensmittelrecht	Baurecht
wissens-orientiert	EU-Programme	Forschungs-u. Schulrecht	Ausbildungspläne

Abb. 2: Geo-relevante Materien: Gesetzgeber und Orientierung, Beispielmatrix

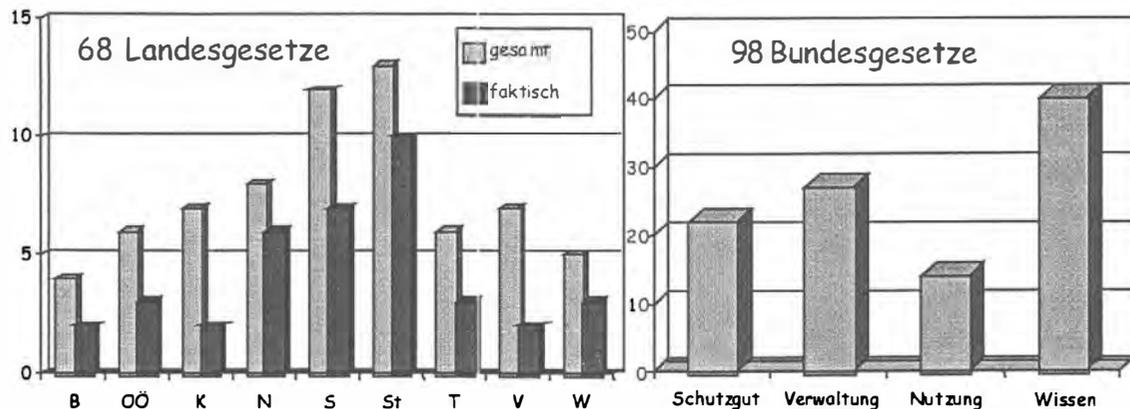


Abb. 3: Herkunft von Landes- (li.) und Bundesgesetzen (re.)

Die Gesamtzahl der Gesetze und Verordnungen, inklusive diverser Durchführungsregelungen des Umganges mit der Geologie in Dienstprüfungsordnungen auf der Ebene der Landesverwaltungen, ist deutlich größer als die, die faktisch, d.h. im praktischen Gebrauch angewendet werden.

Die Bundesländer Steiermark, Salzburg und Niederösterreich haben den Begriff der Geologie wesentlich stärker in ihren Landesgesetzen verankert als die übrigen Bundesländer.

Die dieser Arbeit zugrunde liegende Recherche auf georelevante Gesetzesstellen wird nachfolgend beispielhaft wiedergegeben; die Auflistungen orientieren sich dabei nicht nach den Gesetzgebern sondern nach den folgenden 4 Gesichtspunkten:

- ◆ **Schutzgut-orientierte geo-bezogene Gesetze**
Das eine relevante EU-Gesetz, ein Viertel der relevanten Bundesgesetze und ein Sechstel der relevanten Landesgesetze zielen auf Schutz von z.B. Boden, Grundwasser, Rohstoffe, Landschaftsformen, Geo-Denkmäler, Höhlen etc. ab.
- ◆ **Benutzer-orientierte geo-bezogene Gesetze**
Vorwiegend ein Siebtel der relevanten Bundesgesetze zielen auf den Umgang und den Gebrauch der unterschiedlichen Geo-Ressourcen ab.
- ◆ **Wissenstransfer-orientierte geo-bezogene Gesetze**
Knapp weniger als die Hälfte der relevanten Bundesgesetze und immerhin ein Drittel der relevanten Landesgesetze zielen auf die Vermittlung von Geo-Wissen in Schulen und Universitäten ab.
- ◆ **Verwaltungs-orientierte geo-bezogene Gesetze**
Fast ein Viertel der relevanten Bundesgesetze und ein Drittel der relevanten Landesgesetze regeln geologische Bezüge innerhalb der Verwaltungskörper und bei Kammern.

Beispiele für Schutzgut-orientierte Gesetze mit Geo-Bezug

Im Folgenden werden Beispiele für Schutzgut-orientierte Gesetze mit Geo-Bezug in alphabetischer Reihenfolge gegeben.

§ Alpenschutzkonvention

§ Altlastensanierungsgesetz (ALSAG)

Tab.2:

Beispiel ALSAG / Verfahrensgang	Fallbeispiel Bauwerk auf einer Altlast
<ul style="list-style-type: none"> ◆ Eine alte Ablagerung oder ein alter Betriebsstandort wird bekannt ◆ Meldung an die Umweltbehörde ◆ Risikobewertung der Verdachtsfläche bzw. des Altstandortes durch Amt oder durch Dritte ◆ Je nach Höhe des festgestellten Risikos erfolgt eine Sicherung durch die Behörde oder die Durchführung weiterer Erkundungen durch Umweltbundesamt, Länder und Dritte ◆ Je nach Höhe des festgestellten Gefährdungspotentials erfolgt die Sicherung durch die Behörde oder die Ausweisung zur Altlast durch den zuständigen Landeshauptmann nach Verfahren durch die Altlastenkommission ◆ Prioritätenklassifizierung durch das Umweltbundesamt ◆ Sanierungsförderung nach Finanzlage ◆ Sanierung und Überwachung durch Umweltbehörde 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Planungsträger stellt auf projektierte Trasse eine Altablagung fest ◆ Weitere Erkundungen bestätigt hohes Gefährdungspotential ◆ Ausweisung als Altlast ◆ Planungsträger ist bereit, Altlast im Trassenbereich zu beseitigen ◆ Im Zuge der Beseitigung wird größerer Umfang der Altlast erkennbar ◆ Altlast ist jetzt außerhalb des Planungsbereiches, aber nicht vollständig saniert ◆ Wer ist jetzt für die restliche Altlast zuständig?

§ Bodenschutzgesetz

§ Berggesetz

Hinweis: nach dem Unglück in Lass ng i.w. durch MinROG abgelöst, für alte Fälle noch gültig.

Fallbeispiel Grubenwässer

- ◆ Wasser wird aus einem Kohleuntertagebau ausgeleitet
- ◆ Die erste Teilstrecke unterquert eine rutschenden Halde
- ◆ Bergwasser ist periodisch stark Feinstoff führend
- ◆ Auswirkungen auf unterliegende Fischgewässer
- ◆ Wiederholte Sanierungsaufträge durch Wasserrechtsbehörde
- ◆ Abschlagszahlungen statt Sanierungen
- ◆ Ein in-situ-Klärbecken wird schließlich errichtet, keine Trübungen mehr
- ◆ Schließungsverhandlung
- ◆ Wasserrecht definiert Stollenwasser nunmehr als natürliches Gerinne, Bergrecht darauf nicht mehr anwendbar
- ◆ Nach 20 Jahren wieder massive Vertrübungen, Zugang zu Klärbecken im Berg nicht mehr möglich, damit auch keine Problembehebung untertage möglich
- ◆ Sind die Vertrübungen nun natürlich oder hängen sie mit dem alten Bergbau zusammen?
- ◆ Welche Rechtsmaterie ist jetzt zuständig?

§ Gefahrenzonenpläne

§ Lagerstättengesetz

§ Mineralwasser-und Quellwasser-Verordnung

Hinweis: Die alte österreichische 1g/l-Regel gilt nicht mehr (auch Wässer ohne Inhaltsstoffe können als Mineralwässer auf den Markt kommen). Gleichzeitig gilt:

- ◆ Eine gutachtliche Feststellung der besonderen Herkunft ist notwendig (Geologie)
- ◆ Eine gutachtliche Feststellung der besonderen Wassergüte, insbes. der Heilkräfte ist notwendig (Geochemie, Balneologie)

§ Natürliche Heilvorkommen und Kurorte-Gesetze

§ OÖ Natur- und Landschaftsschutzgesetz

- ◆ Grundlage für die Verordnung von Naturschutzgebieten
- ◆ Grundlage für Verordnung zum Schutz von Naturdenkmälern
- ◆ Grundlage für Landschaftspflegepläne
- ◆ Ausweisung von NATURA 2000 - Gebieten
- ◆ Hohe Anforderung an Gutachter aufgrund subjektiver Beurteilungsmöglichkeiten
- ◆ In der Öffentlichkeit oft als „Verhinderer“ oder Verzögerer von Großprojekten dargestellt

§ Raumordnungsprogramme

§ Salzburger Höhlengesetz

§ Schutz des Natur- und Kulturerbes der Welt

§ Umweltverträglichkeitsgesetz (UVP-G)

Fallbeispiel: erste Autobahn-UVP (A9)

- ◆ Im jahrelangen Vorfeld gibt es einen starken Bürgerwiderstand gegen das Autobahnstück und damit gegen Lückenschluss
- ◆ Verzögerung macht Vorhaben UVP-pflichtig
- ◆ Projektierung von Variantenstudien und Trassenoptimierungen mit großen Zugeständnissen an die betroffene Umwelt und an die Standortbevölkerung
- ◆ Erarbeitung und Auflage der Umweltverträglichkeitserklärung UVE
- ◆ Behandlung von Einsprüchen
- ◆ UVP durch Prüfgutachter aus verschiedenen Teilgebieten (u.a. Geologie)
- ◆ Prüfgutachten fällt positiv aus, wird im Rahmen einer öffentlichen Erörterung „verteidigt“
- ◆ Trassenverordnung durch zuständigen BM
- ◆ Einzelne Materie-Verhandlungen haben UVP-Forderungen umzusetzen (Naturschutz, Wasser, Forst, Verkehr...)
- ◆ Materienrechtlich nicht gedeckte Forderungen sind von der UVP-Behörde umzusetzen

§ Wassergüte-Erhebungs-Verordnung (WGEV)

- ◆ Flächendeckendes Monitoring ab 1992 an Grund- und Oberflächenwässern
- ◆ Auswahl und Verordnung repräsentativer Messstellen in „Grundwassergebieten“
- ◆ Grund- und Oberflächenwässer an ca. 2200 Punkten vierteljährlich beprobt
- ◆ Jährliche Veröffentlichung der Daten in einem Bericht des UBA Wien
- ◆ Grundlage für die Ausweisung von Grundwassersanierungsgebieten durch die LHs
- ◆ Ständige Adaptierungen und Qualitätssicherungen notwendig
- ◆ Anpassung an Vorgaben der EU-WRRL (siehe unten), Übergang zur Neudefinition von „Grundwasserkörpern“

§ Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL)

- ◆ Ziel ist die Reduktion des Schadstoffeintrages aus Flüssen in die Meere
- ◆ Arbeitskreise mit Geologen von Bund und Ländern bereiten Umsetzung auf nationaler Ebene vor
- ◆ Neu ist die Definition flächendeckender dreidimensionaler Grundwasserkörper mit Formblatt-Schablonisierung und detaillierten geologischen Beschreibungen

§ Wasserrechtsgesetz (WRG 1959)

Tab.3:

zum Thema WRG 1959	Fallbeispiel Tiefbrunnen mit mehrjähriger Verfahrensdauer
<ul style="list-style-type: none"> ◆ regelt Umgang mit dem Wasser, die Nutzung, den Schutz ◆ Rechtsbestand historisch verwurzelt ◆ Bewilligungspflicht bei Nutzung über Haus- und Wirtschaftsgebrauch ◆ Hydrologische Versuche ◆ Schutzgebiete, Schongebiete, Rahmenverfügungen ◆ Konsensierung gegen Übernutzung ◆ Spezielle Regelungen bezüglich Abwasser, Deponien, Flussverbauungen... ◆ Grundlage für Wasserbuch ◆ Wasserwirtschaftliches Planungsorgan 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Die Errichtung eines Tiefbrunnens mit geplanter hoher Entnahmemenge wird beantragt ◆ negatives Prüfergebnis im ersten Verfahren ◆ Ausweg: Antrag eines Pumpversuchs ◆ Bei Verhandlung großer Widerstand von Brunnenbetreibern innerhalb und ausserhalb der Standortgemeinde ◆ Forderung von Beweissicherungen, Anordnung derselben ◆ Dennoch Bescheidbekämpfung durch Gegner ◆ Bestätigung des Bescheides durch Berufungsbehörde ◆ Errichtung des Brunnens, Betreiber führt nicht bescheidkonformen „illegalen“ Pumpversuch durch, Ergebnis aber fachlich nachvollziehbar ◆ Beweissicherungen können aufgrund von Irreführungen durch Projekts-Gegner nicht bescheidgemäß durchgeführt werden ◆ Wiederholung des Pumpversuchs ◆ Überprüfungsbescheid ◆ Keine Bewilligung für nicht schlüssig erklärter hoher Entnahmen

§ Wasserwirtschaftskataster

Beispiele für Benutzer-orientierte Gesetze mit Geo-Bezug

Im Folgenden werden Beispiele für Benutzer-orientierte Gesetze mit Geo-Bezug in alphabetischer Reihenfolge gegeben.

§ Abfallwirtschaftsgesetze (AWGs)

Sie regeln u.a. Abfallbegriff, Stoffklassen, Sammlung und Transport, Lagerung, Deponierung und thermische Verwertung

§ Arbeitnehmerschutzgesetz (Stein, Kies, Sand, Lehm, Ton)

§ Bauarbeiterschutz-VO

§ Bautechnikgesetze

§ Bergbauförderungsgesetz 1979

§ Bergpolizei-VO über verantwortliche Personen

§ Brenner-Eisenbahn-GmbH Übertragung umfassende Planung

§ Deponie-VO

Geologisch und hydrogeologisch bedeutsame Sachverhalte:

Untergrundeignung, Deponietypen, Planum und Deckschicht, Sicherung gegen Grundwassergefährdung

§ Entwicklungshilfe Geologischer Dienst**§ Errichtung einer Kommission Forum für Atomfragen****§ Fernwärmeförderungsgesetz****§ Geologische Zusammenarbeit (speziell mit Slowakei u. Tschechien)****§ Markscheide-Verordnung****§ Mineralrohstoffgesetz****§ Staubecken-Kommissions-Verordnung****§ Strahlenschutz-Verordnung**

Stichwort Radon in Gebäuden

§ Wasserbauten-Förderungsgesetz (WBFG)**Beispiele für Geowissenstransfer-orientierte Gesetze**

Im Folgenden werden Beispiele für Geowissenstransfer orientierte Gesetze in alphabetischer Reihenfolge gegeben.

§ Dienstrechtsprüfungs-Verordnungen bei Bund und Ländern**§ Forschungs-Organisationsgesetz****§ Kärntner Landesmuseumsgesetz****§ Lehrpläne an diversen Bundes- und Landesschulen****§ Personalstellen-Verordnung****§ Studienordnungen**

Forst-und Holzwirtschaft, Kulturtechnik und Wasserwirtschaft

Landschaftsplanung und Landschaftspflege, Petroleum Engineering

§ Studienrichtungen mit Geo-Bezug

Bergwesen, Biologie, Biologie und Erdwissenschaften, Biologie und Warenlehre, Bodenkultur, Erdwissenschaften, geisteswissenschaftlich und naturwissenschaftlich, Geographie, Markscheidewesen, Meteorologie und Geophysik, Montanistische

§ Studienversuche mit Geo-Bezug

Angewandte Geowissenschaften, Industrieller Umweltschutz, Entsorgungstechnik, Recycling

§ Tiroler Bergsportführer-Verordnung

§ Ziviltechnikergesetz 1993

Geo-rechtliche Visionen

! Das Berufsbild sollte festgeschrieben werden

Es ist kein Einwand gegen Hobby-Geologen im Hobbybereich zu erheben.

Aber jeder, der/die einmal im Rahmen einer Vorlesung Geologie gehört hat, qualifiziert sich derzeit in Österreich für geologische Auftragsarbeiten sowie die Erstellung geologischer Gutachten. Nur ein kleiner Teil der geologischen Aufträge gehen derzeit an echte GeologInnen.

Als wesentliche Grundlage einer nachhaltigen Überlebensstrategie der in Österreich tätigen bzw. in Ausbildung begriffenen GeologInnen sollte die gesetzliche Anerkennung eines fachkundig (autorisiert) abzuarbeitenden Leistungskataloges gesehen werden und daher mit Nachdruck verfolgt werden.

! Geologie: ein eigener Pflicht-Gegenstand im Schulunterricht

Schüler aller Schulstufen sollen entgegen der laufenden Ausdünnung georelevanter Inhalte in Lehrplänen die Möglichkeit bekommen, ihr natürliches Interesse für die Welt unter ihren Füßen vertieft zu bekommen (und wenn es nur „Unwesentlichkeiten“ wie der Zusammenhang zwischen Staunässe und morastbedingter Unbespielbarkeit des Fußballplatzes vor der Haustüre sind)! Da allerdings die Geologie aus den Lehramtsstudienplänen zugunsten von Bio-Inhalten weitgehend zurückgedrängt wurde, ist diese Vision beinahe utopisch. Realistischer wäre noch die Entwicklung von von der Lehrerschaft unbemerkt zu bedienenden Geo-Game-Boys...

! Ein echtes Hydrogeologie-Studium sollte etabliert werden

Die Hydrogeologie ist eine der wichtigsten und gefragtesten geowissenschaftlichen Anwendungsgebiete weltweit und auch in Österreich. Ihr reguläres Studium sollte deshalb auch hierzulande möglich werden, damit die anerkannte hydrogeologische Spezialisierung den StudentInnen ohne Auswanderungszwang zuteil werden kann. Damit wäre nebenbei eine wesentliche Stärkung des Berufsbildes verbunden und damit auch eine Erhöhung der Wettbewerbsfähigkeit vor allem des österreichischen GeologInnen-Nachwuchses.

! Umfassende geologische Dokumentationspflicht

Ähnlich der Wasserwirtschaftlichen Dokumentationspflicht würde eine gesetzlich geregelte geologische Dokumentationspflicht (über die Anforderungen aus dem Lagerstättengesetz weit hinausgehend) den systematischen Informationszugang für alle erleichtern. Sowohl für den einzelnen Bürger als auch für die Verwaltung, die Wirtschaft und die Wissenschaft würde sich das

derzeit nur mäßig verfügbare und nutzbare Wissen über die vielfältigsten österreichischen Untergrundverhältnisse enorm vertiefen lassen.

! Fachlich begründbare Kompetenzregelung bei Geo-Katastrophenfällen

Eindeutige und vordefinierte Zuweisungen von juristischen und fachlichen Kompetenzen samt klarer Bündelung des eingesetzten Experten-Know-Hows würden sowohl die taktische als auch die strategische Beherrschung von geogenen Naturkatastrophen nach innen und nach außen erleichtern.

Ein derartig kompetentes Krisenmanagement hätte den Beherrschungsaufwand der jüngeren Großereignisse Lassing und Schwaz konzentrieren können. Im übrigen wäre das in der öffentlichen Meinung schlecht gezeichnete Bild der Geologie leichter vermeidbar gewesen.

! Amtsgeologie auf Bezirksebene

Flächendeckend vor Ort tätige AmtsgeologInnen wären imstande, geologische Probleme und Beziehungsebenen vorausschauend zu erkennen und mit weniger Aufwand als bislang zu lösen. Diese Vision ist auch mit der über weite Strecken fehlenden Sammlungsmöglichkeit von Kenntnissen über nur temporär zugängliche Aufschlüsse (siehe Dokumentationspflicht) zwanglos erklärbar.

Anmerkungen, Unterlagen

Die stichwortartig aufgezählten Fallbeispiele sind willkürlich der jüngeren Verwaltungspraxis entnommen und können bei entsprechender Antragstellung von allen „Betroffenen“ jederzeit in Echt durchgelebt werden.

Die Recherche geologischer Gesetzesbindungen wird durch die vielfältigen Suchmöglichkeiten im Internet begünstigt. Als Beispiel sei die elektronische Rechtsdatenbank im Bundeskanzleramt angeführt, welche im Web unter ris.bka.gv.at in jeweils aktualisierter Form abgefragt werden kann. Die Eingabe von inhaltlichen Suchbegriffen oder von Materietiteln, wie sie beispielhaft hier verzeichnet sind, führt die Anwender direkt zu den gesuchten Gesetzesstellen.

Autor:
Dr. Harald Wimmer
Amt der Oberösterreichischen Landesregierung
Abteilung Wasserbau / BauW-II / Landesgeologie
Kärntnerstr.12, 4020 Linz
Tel. 0732/7720-12468

Ingenieurgeologie im Steinbruch

SCHWINGENSCHLÖGL, R.

1.0 Einleitung

An Hand von vier Steinbrüchen aus jeweils unterschiedlichen Gesteinen soll gezeigt werden, dass nicht nur Materialgewinnung das geotechnische Umfeld darstellt. Es sind vielmehr spezielle Standsicherheitsprobleme, welche es ingenieurgeologisch zu bewerten bzw. durch vereinfachte Berechnungen zu beurteilen galt.

2.0 Der Steinbruch Mauthausen (OÖ)

Dieser liegt in den Feinkorngraniten des Moldanubikums der südlichen Böhmisches Masse.

2.1 Felsmechanische Problematik

Anlässlich der Gedenkveranstaltung 1938-1998 ("Mauthausen Memorial") wurde von einer österreichischen Architektengruppe ein ausgefallenes räumliches und akustisches Konzept für diese Feier entworfen.

"Der Steinbruch wird mit einer dreidimensionalen Seilkonstruktion überspannt, sie trägt die Beschallung und ein Membrandach über der Bühne."

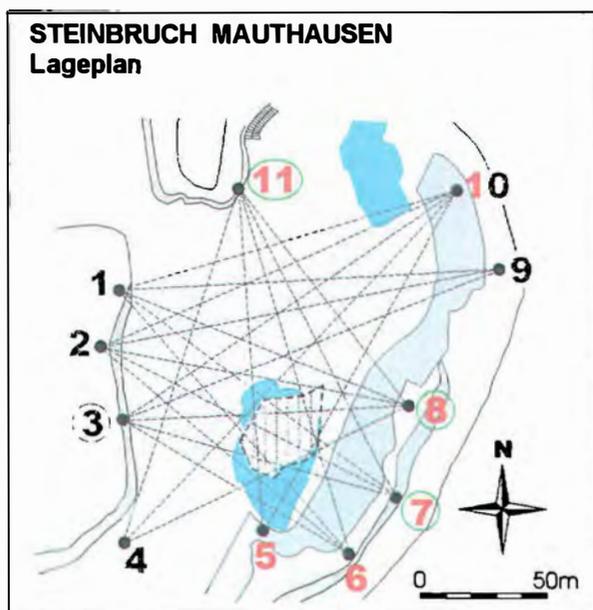


Abb. 1: Lageplan des aktuellen Steinbruchareals mit den 11 Knotenpunkten.
(blau: zwei kleine Teiche, schraffiert: Membrandach)

Für die Verankerung dieser Seilnetzkonstruktion wurden elf Stellen im Fels ausgewählt. Diese Aufhängepunkte liegen in einer Höhe von 8 – 41 m über der Steinbruchsohle, teils in der Felsböschung, teils auf der Etage.

Die Forderungen an den Geologen waren dabei:

- Überprüfung der vom Statiker vorgesehenen Verankerungspunkte im Fels auf deren geologische Umsetzbarkeit,
- Auswahl bzw. Einschätzung der Fundierungsstellen für den jeweiligen Pylon,
- Beratung der ausführenden Bau- und Bohrfirma.

2.1.1 Gesteinstechnisches Detail

Obwohl die Geologie des Steinbruches gut bekannt ist, soll auf eine Besonderheit der Granitbeschaffenheit speziell hingewiesen werden. So sind für den Mauthausener Granit relativ hohe einaxiale Gesteinsdruckfestigkeiten bekannt (etwa 200 bis 250 N/mm² für frischen Granit). Schmidt-Hammer und Punkt-Last-Versuche an frischen wie auch an verwitterten Gesteinen zeigen hingegen nur Druckfestigkeiten von 139 bzw. 40 N/mm² (Maximalwerte 212 MPa). Die Zugfestigkeiten liegen von 7 bis 2 N/mm² (Maximal 9 MPa).

2.2 Ausgewählte Knotenpunkte

2.2.1 Knoten 03

Dieser Aufhängepunkt stellt den am höchsten belasteten dar (1.111 kN). Um diese aus fünf Einzelseilkräften resultierende Zugkraft sicher in den Fels abzuleiten, wurden möglichst klufffreie Granitbereiche ausgewählt.



Abb. 2:

Verankerungspunkt 03 mit den fünf Einzelseilen. Zwei gegen einander um 30° in der Horizontalen verschwenkte Ankerstangen halten die Ankerplatte.

Der Knoten wurde als Ankerplatte mit zwei horizontalen Ankern von je 10 m Länge im Fels ausgebildet. Die Ankerbohrungen mit 80 mm Durchmesser liegen in ca. 14 m Höhe im frischen Granit und sind mit jeweils 15° von der Resultierenden heraus gedreht angeordnet.

Damit trotz der kurzen Bauzeit (Baubeginn Mitte Juli bis zum Termin des Festkonzertes am 8.8.1998) die Ankerstäbe mit 63 mm Durchmesser auch sicher haften, wurden die Anker verklebt. Dies wurde, wie auch bei allen anderen Knoten, erfolgreich mit PU-Schaum erzielt, der mit 8 – 10 bar eingepresst wurde. Durch die hohe Klebefähigkeit von 5 N/mm^2 (Angabe der Firma Fosroc) wurde eine kraftschlüssige Verbindung zwischen dem Ankerstahl und der nahezu glatten Bohrlochwand im Granit erzielt. Schnelle Reaktions- und Aushärtezeiten konnten auch ohne weiteres offene Klüfte im Gebirge oder Zersatzzonen im Granit vollständig ausfüllen. Eine Gebirgsverbesserung in nächster Umgebung des Bohrloches wurde so erreicht.

2.2.2 Knoten 06

Im östlichen Teil des Steinbruches liegt auf der ersten Etage der Aufhängepunkt 06. Um den Einzelseilen genügend Höhe zu geben, damit sie über die Etagenkante reichen, wurde ein Pylon fundiert und dieser mit zwei Ankerstangen im Granit befestigt (Abb. 3).



Abb. 3:

Der etwa 2 m hohe Pylon mit den Ankerstangen bei Knoten 06. Die weiße Farbe auf der Granitwand stammt vom Verpressmittel.

Die beiden Hauptklufscharen durchtrennen den Granit in mehrere m^3 -große Gesteinskörper. Bei 06-links ist die Ankerbohrung in Bezug zu den Kluftrichtungen sehr gut angesetzt. Hingegen schneidet die Ankerrichtung bei 06-rechts die Klufschar K1 sehr schleifend (siehe Abb. 4).

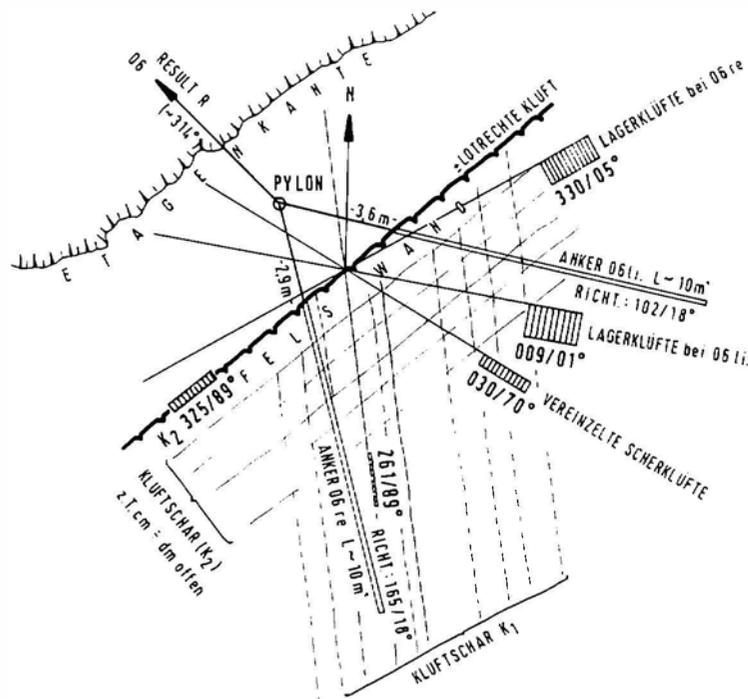


Abb. 4:

Lageskizze mit den Hauptklüften und der Knotenkraftresultierenden im Horizontalschnitt auf Etageniveau.

Theoretisch wäre hier mit einer möglichen Bewegung an K1-Flächen zu rechnen, da der Winkel sehr viel kleiner ist als der Reibungswinkel an den Granitklüften. Dieser beträgt, nach einem Feldversuch ermittelt (nach BARTON, N. & CHOUBEY, R., 1978):

für Granit, K1: ~ 33°, Lagerklüfte: 23°, andere Klüfte: 31 – 36°.

2.2.3 Knoten 07

Der Aufhängepunkt befindet sich direkt an der Felsböschung zwischen erster und zweiter Etage. Die Position der beiden Ankerbohrungen liegt im oberen Drittel der Böschung, aber immer noch tief genug unterhalb der Verwitterungsdecke. Dies war hier wichtig, damit sich der kegelförmige Kraftausbreitungsfluss nur im Granit und nicht in den Überlagerungsmassen fortpflanzt.

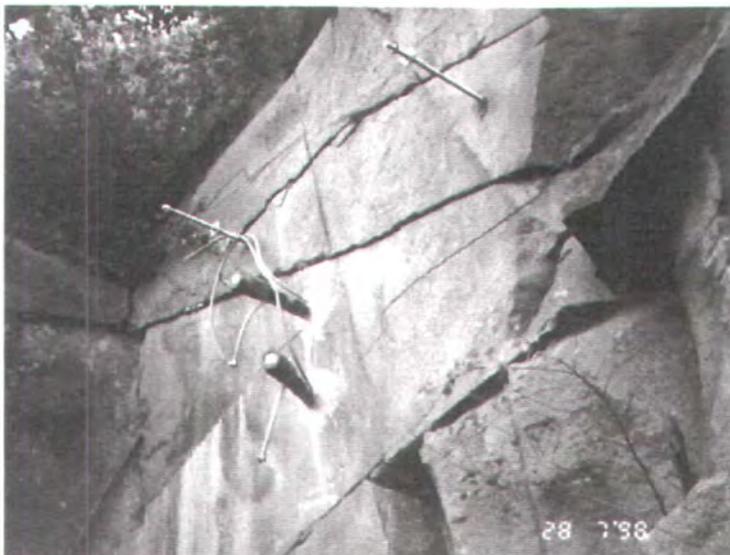


Abb. 5:

Kluffreier Granitblock in der 2. Etagenböschung.

Links und rechts oberhalb der beiden Ankerstangen stecken noch die Stahlschranken, welche für die Befestigung der Bohrarbeitsbühne dienten.

Generell kann man mit einem Kraftflusswinkel bzw. -kegel von ca. 30 – 60° rechnen, was vom Reibungswinkel des Gebirges abhängt, hier wohl eher vom φ der jeweiligen Trennflächen.

Die Verankerungspunkte liegen in einem fast kluffreien Granitblock und die beiden maßgebenden Klüfte bilden im Gesamtverband einen Felskeil, welcher der Zugkraft von 760 kN gut widerstehen konnte.



Abb. 6:

Gesamtansicht der Felsböschung auf der zweiten Etage mit bergwärts einfallenden Lagerklüften

Felswand und Schnitt 1-1 mit den wichtigsten Klüften

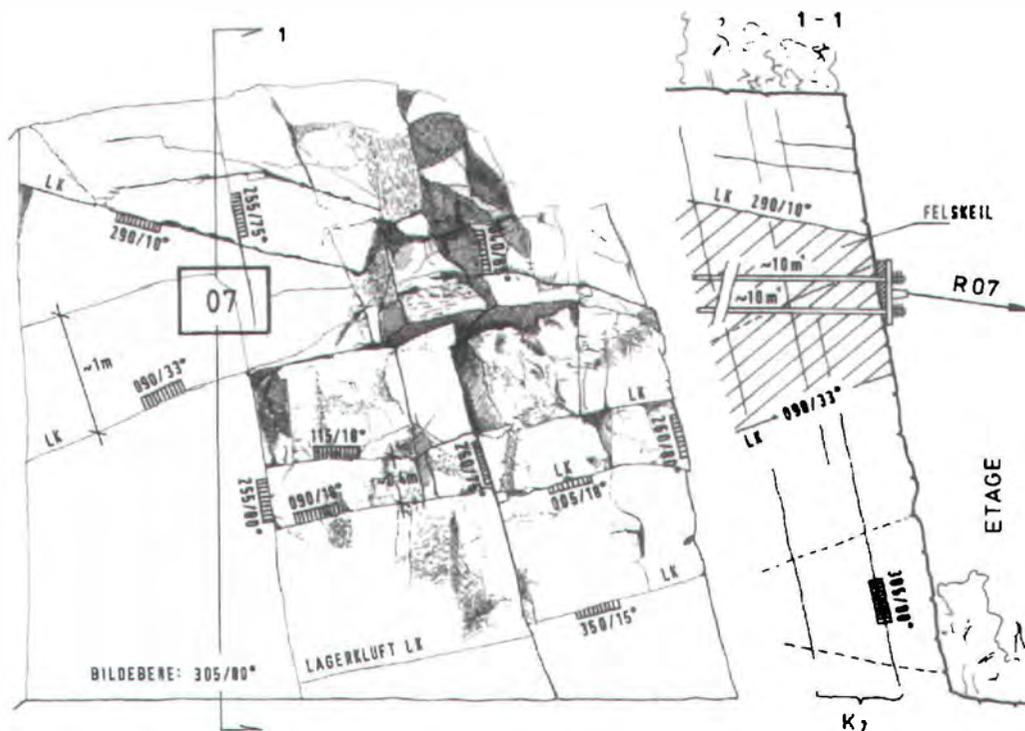


Abb. 7: Ansicht und Schnitt durch den gut verspannten Felskeil mit dem Knotenpunkt 07.

Die Bohrkernproben vom Knoten 07 (oben und unten) waren anfangs ausgezeichnet und wurden zum Bohrlochtieferen hin überraschend schlecht. Es lag nur mehr Gesteinsgrus vor. Bedingt durch weit geöffnete, wandparallele Klüfte ist ca. 4 – 6 m hinter dem Bohransatzpunkt die Verwitterung bereits so tief gründig verlaufen, dass es zu der vorhin beschriebenen schlechten Gesteinsqualität kam.



Abb. 8:

Bohrkernstrecke der ca. 10 m langen Ankerbohrung.

Im Bild oben liegt der Ansatzpunkt, im unteren Bildteil das Gestein im Bohrlochtieferen.

Einen Vorteil hat eine derart tief reichende Verwitterung um ein Bohrloch doch: Es bildet sich beim Verpressen in dem zersetzten, grusigen Granitbereich ein mehrere dm dicker Pfropfen. Dieser steckt im Bohrlochende und kann der Zugkraft enormen Widerstand bieten.

2.2.4 Knoten 11

Links der Haupteinfahrt in den Steinbruch (siehe auch Abb. 1) befindet sich ein nahezu 10 m hoher Felssporn, in welchen eine Zugkraft von 1031 kN eingeleitet wurde (siehe Abb. 9, nächste Seite).

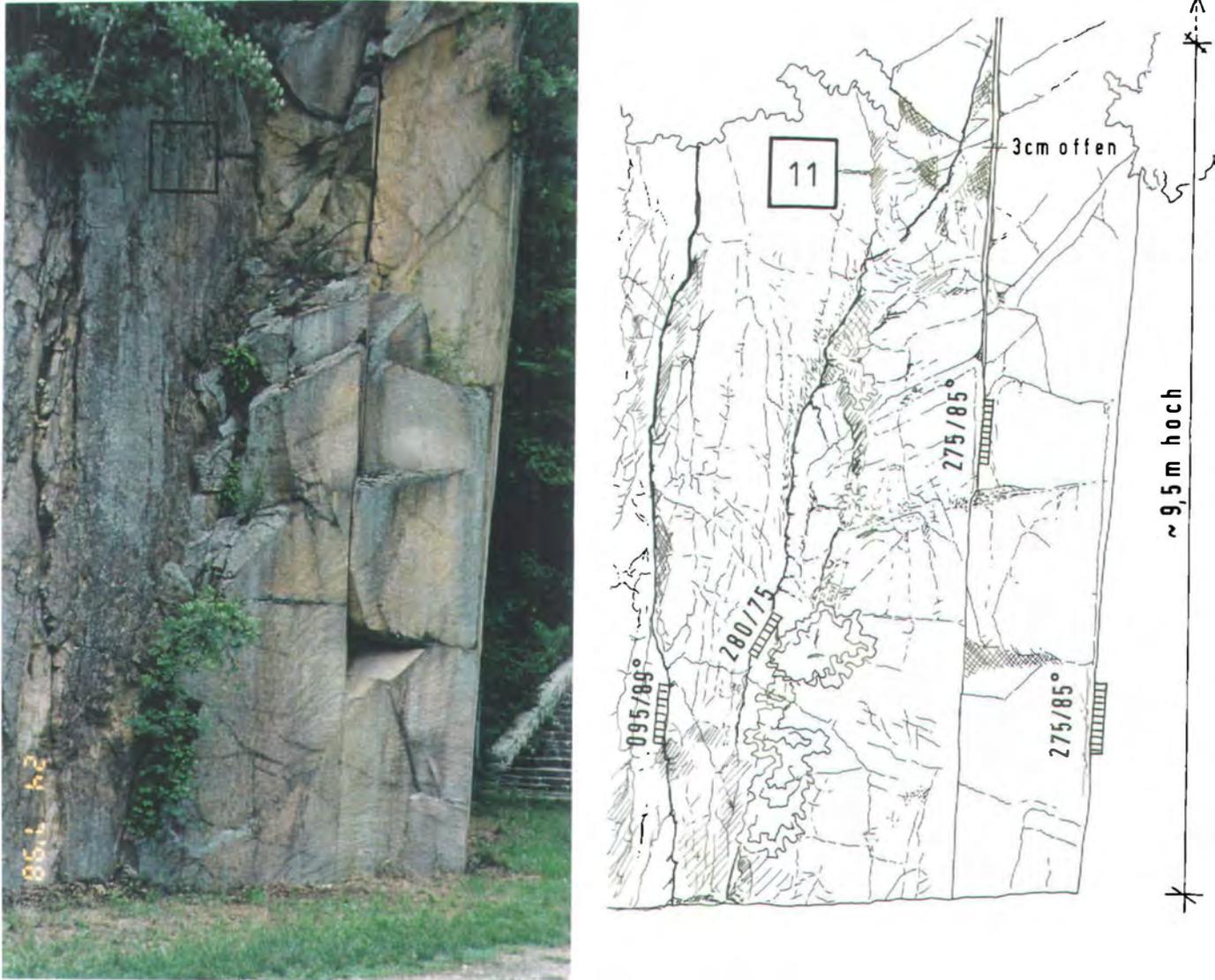


Abb. 9: Naturbefund und Zeichnung des Felssporns mit Knoten 11. Steilstehende, westfallende Klüfte prägen diesen Felsteil.

Die beiden Ankerbohrungen wurden so angesetzt, dass sie mit 15° Neigung möglichst unter eine wannenartige Schüttfüllung hinein reichen (siehe Abb. 10).



Abb. 10:

In Bildmitte der Felssporn mit Knoten 11.

Links dahinter befindet sich eine Mulde mit Gesteinschutt.

Da der Granit durch nahezu parallele Klüfte in dicke Scheiben zerlegt ist, wurden die Bohrungen auch noch zusätzlich mit jeweils 15° aus der Richtung der Resultierenden verschwenkt. So konnte auch hier eine optimale Verbindung der Ankerstangen mit dem Gebirge erzielt werden (siehe Abb. 11).

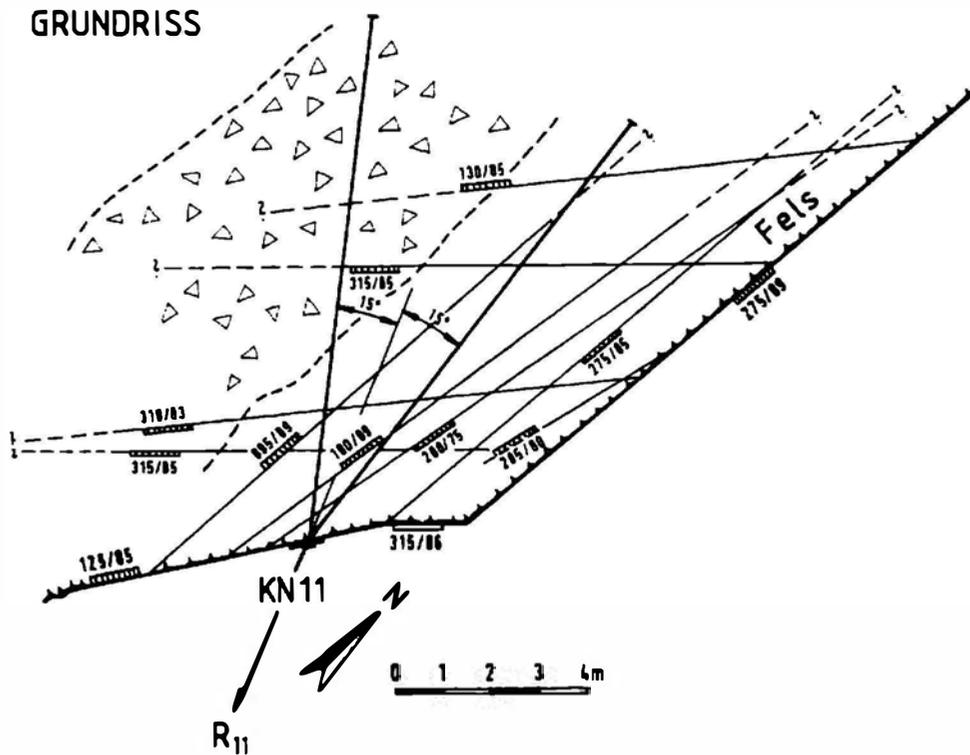


Abb. 11: Grundrisschema der Ankerbohrungen sowie schleifender Verschnitt der Bohrung Knoten 11-unt

Hier erkennt man, dass der Anker "11-oben" die Schuttrinne unterquert, was sich auch in einem PU-Schaum-Mehrverbrauch von 70 kg gegenüber der Bohrung "11-unt" erklären lässt.

Schnitt 1 - 1 in Richtung Bohrung 11-unt
(M 1:100 für die Kluftabstände)

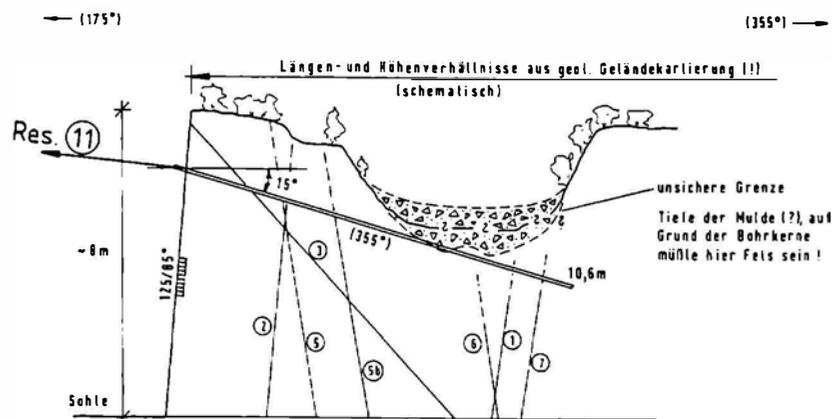


Abb. 12: Schnitt in Richtung Bohrung 11-unt. Die Verschwenkung um 15° nach unten wurde wegen der unsicheren Schutt-Tiefe durchgeführt.

3.0 Der Steinbruch "Meilbrunnen" bei Zirl in Tirol

3.1 Einleitung

Für den Kalkgesteinstagebau, welcher im Jahre 2000 vor der Aussteinerung stand, wurde für den Abschlussbetriebsplan ein Nachweis über die vorhandene Standsicherheit gefordert.

3.2 Lokale Geologie und Gesteins- bzw. Felszustand

Der Steinbruch befindet sich östlich von Zirl auf der linken Innseite. Er ist in den mitteltriadischen Kalken der Inntaldecke situiert. Abgebaut werden Wechselagerungen von kiesigen Kalken, Mergeln und Dolomiten.



Abb. 13:

Luftbild mit dem Steinbruch "Meilbrunnen" am linken Innufer.

Im Bild oben die Trasse der Mittenwald-Bahn

Die Gesteine haben insgesamt einen sehr guten bis guten Erhaltungszustand, sind im dm-m Bereich geschichtet und eng-mittelständig geklüftet. Durch die Produktionssprengungen sind die drei Felsböschungen als "stark aufgelockert" zu bezeichnen. Die oberste Felsböschung trägt eine glaziale Lockermassenauflage von unbekannter Mächtigkeit. Sie bedeckt die Böschung über die gesamte Länge und wird im Anschnitt maximal 40 m hoch.



Abb. 14:

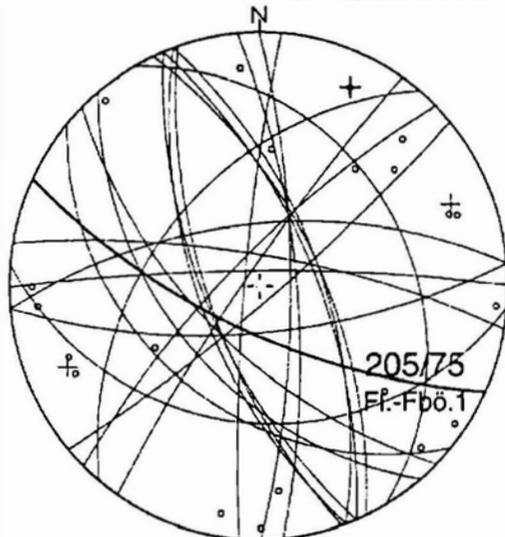
Die Moränenauflage ist durch eine strichlierte Linie vom darunter liegenden Kalkfels getrennt

Diese Fernmoräne wurde in einem eigenen bodenmechanischen Gutachten beurteilt.

3.3 Trennflächenausbildung und RMR (Rock Mass Rating)

Die Verteilung der Klüfte im Steinbruchgebiet ist insgesamt recht uneinheitlich, so dass meist von einer "lockeren Kluffregelung" gesprochen werden kann. Die statistischen Maxima sind sogar für jede einzelne Felsböschung unterschiedlich.

Gesamter Steinbruch "Meilbrunnen"

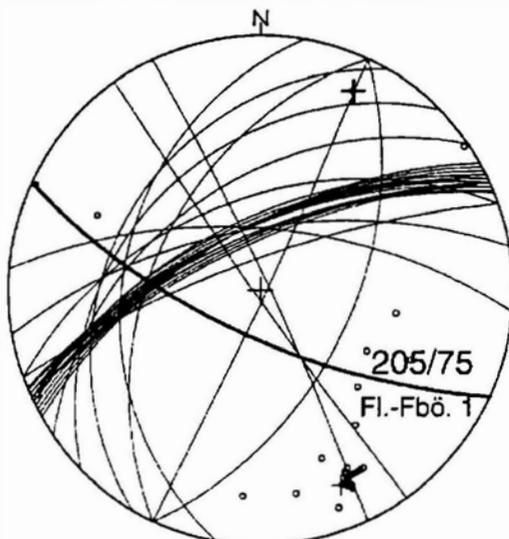


Pult - und Einzelklüfte

Abb. 15:

Die Pult- und Einzelklüfte zeigen eine lockere Regelung in Bezug zur Felsböschung F 1, deren generelles Einfallen bei $205/75^\circ$ liegt.

Steinbruch "Meilbrunnen"



ss-Flächen

Abb. 15a:

Anders die Situation bei den ss-Flächen.

Hier schneidet die Mehrzahl die Felsböschung F 1 in einem felsstatisch günstigen Winkel.

Um einen ersten Eindruck von der Felsqualität zu bekommen, wurden die RMR-Werte für jede Böschung bestimmt. Sie erbrachten für alle Böschungen einen "mäßig guten Felszustand". Das bedeutet kleine bis sehr kleine Kluffkörper und geringe Reibungsfestigkeiten des Gebirges.

3.4 "Slope Stability Probability Classification (SSPC)"

Bedingt durch das Fehlen von eindeutig festzulegenden stabilitätsmindernden Trennflächen und von einheitlich straff geregelten Kluftscharen wurde auf das wahrscheinlichkeitstheoretische Verfahren SSPC = Slope Stability Probability Classification von HACK, R. (1996) zurückgegriffen.

Die Methode der SSPC basiert auf drei Konzepten:

1. die geologisch-geometrische Aufschlussbeschreibung,
2. die Felsbewertung eines frischen, ungestörten Felszustandes noch vor dem Abtrag, eine sogenannte "Bezugsfelsfestigkeit"
3. eine Beschreibung des Felszustandes der vorliegenden Abbauböschungen.

Die Vorteile gegenüber den bislang üblichen Bewertungsverfahren lassen sich wie folgt angeben:

- Die Beurteilung ist frei von einer vorgefassten Meinung über eine die Standfestigkeit mindernde Trennflächenschar und
- das Ergebnis der Klassifikation ist eine Angabe in % der "Wahrscheinlichkeit standfest zu bleiben" und nicht die Zahl eines "rating" wie in anderen Verfahren.

3.5 Ergebnisse der SSPC

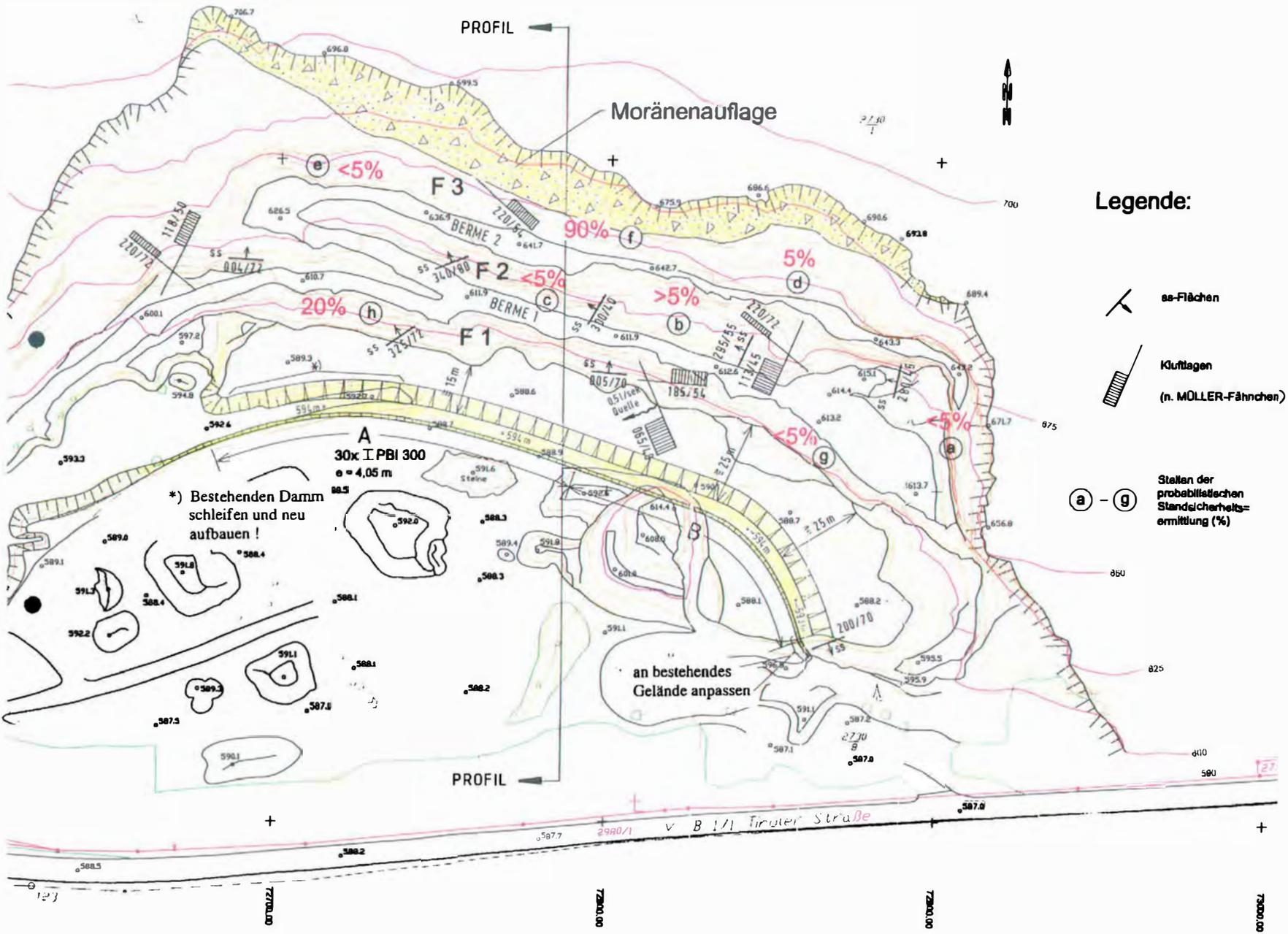
Im Lageplan erkennt man, dass der gesamte Ostteil des Tagbaues "Wahrscheinlichkeiten standfest zu bleiben" von < 5 % aufweist; also zu mehr als 95 % nicht standfest bleiben wird. Es werden sich demnach temporär und entsprechend den Jahreszeiten immer wieder Blockablösungen, Felsstürze und / oder ganze Böschungsteile in Bewegung setzen (siehe Abb. 16).

Der Grund für die Instabilität liegt in den zu steilen Abbauböschungen (Winkel von 60 und 70°) und dem für Kalkfels zu hohen Generalwinkel von ~58° (siehe Abb. 17).

Im westlichen Abschnitt ist die Situation etwas besser. So zeigt die SSPC-Analyse von F 3 (Mitte) eine "Probability to be stable" von ~90 %. Das ist auf die geringe Höhe der Felsböschung von nur 12 m und den günstigen Neigungswinkel von 56° zurückzuführen. Im äußersten Westteil bei Punkt e) fällt die Wahrscheinlichkeit wieder auf <5 %, da die Felsböschung hier fast 50 m hoch und 70° geneigt ist. Das konstante NW-Einfallen von dickbankigen Schichtflächen bei F1 (West) hebt die SSPC wieder auf ~20 % an.

Insgesamt kann damit das Langzeitverhalten der drei Felsböschungen als "recht dynamisch" bezeichnet werden. Über den Zeitpunkt eines Fels- oder Böschungsversagens kann allerdings kaum etwas ausgesagt werden.

Abb. 16: Lageplan des Bruchareals. Rote Zahlen verdeutlichen die "Wahrscheinlichkeiten standfest zu bleiben". F 1, F 2 und F 3 sind die Felsböschungen. Der Schutzdamm in der Sohle ist grün eingezeichnet.



3.6 Konsequenzen und Sicherungsvorschläge

Die Moränenauflage mit steiler Böschung (~65 – 85°) sowie ständiger Steinschlag, ausgelöst durch die Verwitterungsentfestigung oder durch Gamswild, machte eine bodenmechanische Ermittlung der Gleitsicherheit erforderlich. Diese ergab im günstigsten Falle ein η von 1,1. Durch die hohe Steinbrucharanlage von ca. 100 m und die geringe Abbautiefe liegt der Generalwinkel, wie erwähnt, bei 58° (Abb. 17).

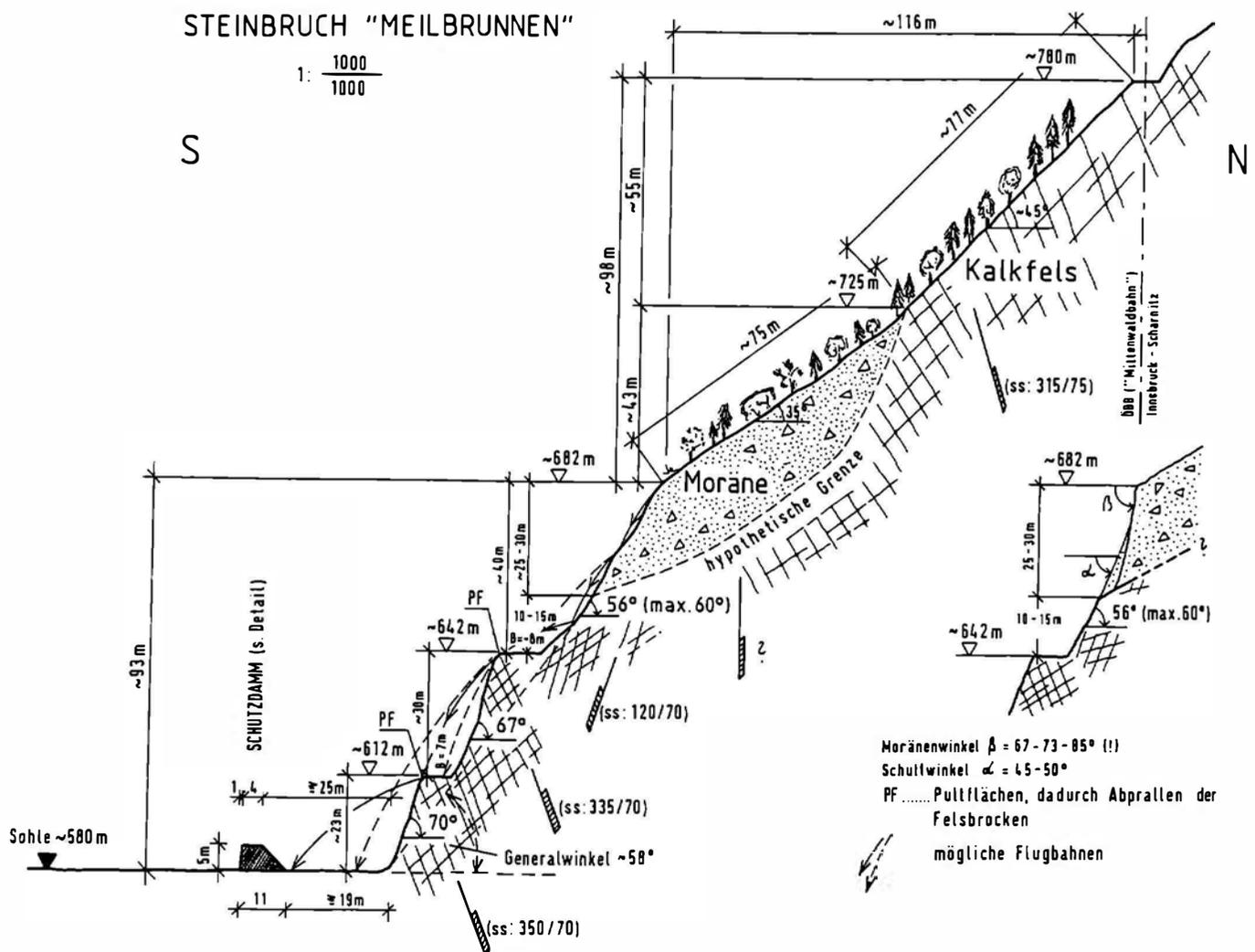


Abb. 17: Schnitt durch den Steinbruch. Charakteristisch ist die geringe "Bruchtiefe" in S-N-Richtung sowie die ungünstige Höhenstaffelung der Abbauwände. Aus den möglichen Sprungweiten von Felsblöcken wurde die Lage des Schutzdammes abgeleitet.

Da für Tagbauböschungen im Kalkfels 50° nicht überschritten werden sollten und die drei Böschungen felsmechanisch auch noch ungünstig gestaffelt sind, wurde zur Steinschlagsicherung ein Schutzdamm auf der Tagbausohle vorgesehen. Nach der bodenmechanischen Analyse wird sich die Moränenböschung im Laufe der Zeit auf ca. 40° abflachen, was zu einem erheblichen Ansteigen der Steinschlaghäufigkeit führen wird. Außerdem werden Einzelblöcke maximal 40 m vom Böschungsfuß entfernt in die Tagbausohle hineinspringen. Um die Steinbruchsohle für einen Lagerplatz optimal zu nutzen, wurde, um Fläche zu gewinnen, der vorhandene Schüttdamm von 4 m auf 5 m erhöht und mit einer 3 m hohen Bohlenwand versehen. Der Damm selbst wird wie folgt auszubilden sein (siehe Abb. 18).

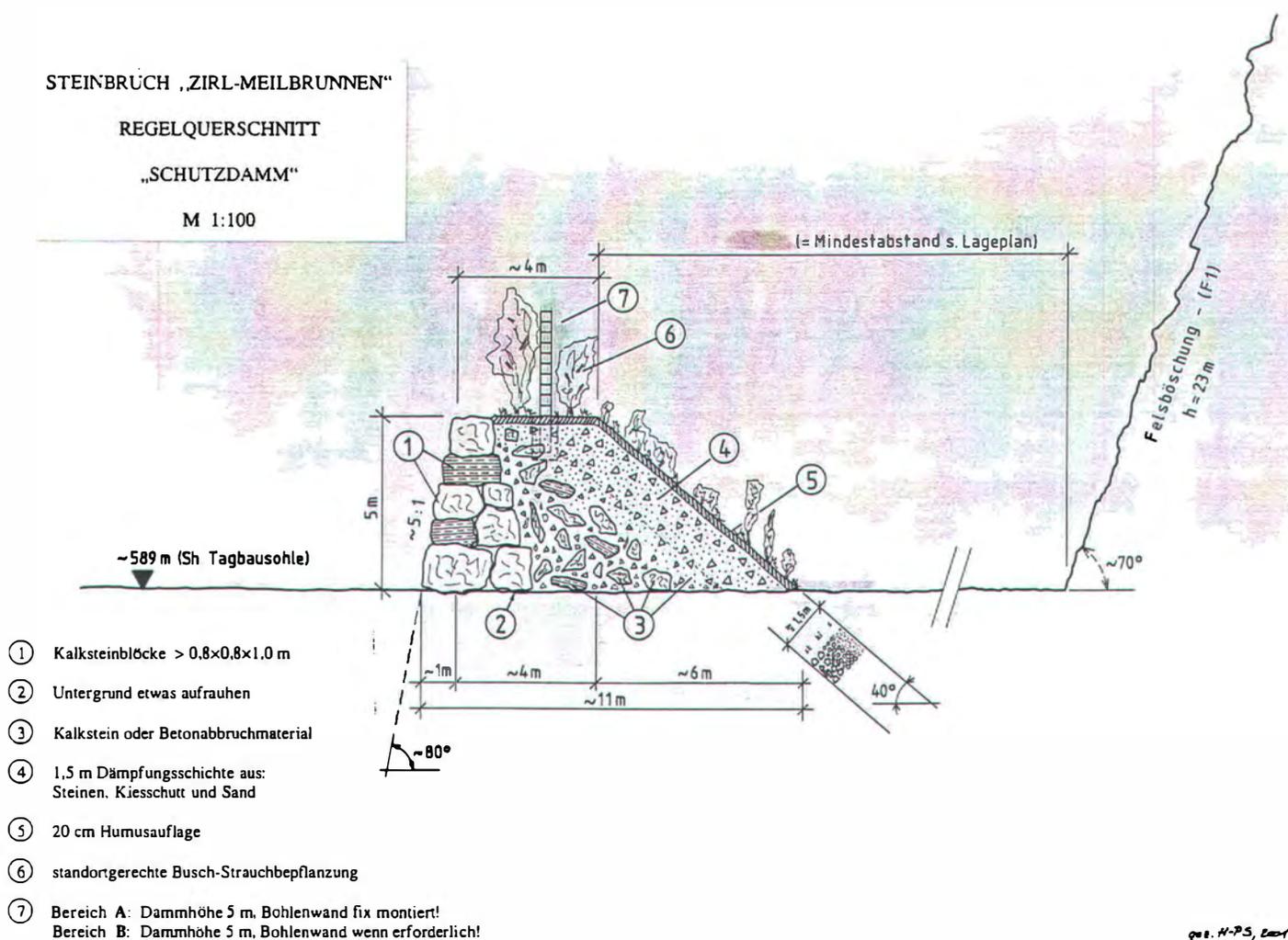


Abb. 18: Detailprofil des Schutzdammes in der Steinbruchsohle

Die beiden Bermen und die nutzbare Steinschlag-Auffangfläche werden jährlich beräumt. Als visuelle Kontrolle des Steinbruches sind Begehungen (besonders der Steinbruchschulter) nach der Schneeschmelze und nach Starkregenperioden sowie nach Erdbeben mit Epizentrum Inntal vorgesehen.

4.0 Der Steinbruch Loja

4.1 Geografische Lage und Gesteinsspektrum

Am linken Donauufer nahe der Ortschaft Persenbeug liegt in einem NW-SE-Tal der Loja-Graben mit dem gleichnamigen Abbauggebiet. Der aktuelle Abbau befindet sich in der "Monotonen Serie" der Böhmisches Masse mit einer Dominanz von Gneisen und Amphiboliten. Diesen zwischengeschaltet sind zahlreiche Ganggesteinstypen. Für die Edelsplitterzeugung wird aber in erster Linie der feinkörnige, überaus hochwertige Kersantit gewonnen. Dem generellen Streichen der Gneise folgend sind diese Kersantite hauptsächlich in NE-SW-Richtung angeordnet.

4.2 Felsmechanische Aspekte

Das Bruchareal liegt an einem SW-Hang und ist zur Zeit als "doppelhufeisenförmiger" Steinbruch angelegt, dessen Gesamtlänge etwa 330 m beträgt. Im sogenannten Bruch I liegt die Gesamthöhe bei 140 m, an der "Mittelrippe" bei ca. 110 m und im Bruch II (hier steht die Brecheranlage) beträgt die Wandhöhe ungefähr 100 m.



Abb. 19:

Ansicht des aktuellen Steinbruchzuschnittes.

Links (in der Sonne) jener Teil mit der Kersantitvormacht. Die Mittelrippe trennt den Hauptbruch vom still gelegten Abschnitt (rechts im Schatten).

Hatte man ursprünglich den Steinbruch von zwei separierten Teilen aus aufgeschlossen, so hat sich im Laufe von einigen Jahrzehnten gezeigt, dass im Bruch I mehr Kersantit ansteht als im Bruch II. So ist abbautechnisch die "Mittelrippe" entstanden oder einfach übrig geblieben. Sicherlich ist aber auch schon damals der stützende Effekt bedacht worden.



Abb. 20:

Lageplan mit
eingetragener
Gesteinsverteilung.

Rotbraun: Kersantit
dunkelbraun: Gneis
violett: Amphibolit
blau: Marmor
hellgelb: Aplitgänge
grün: Zufahrtswege und
Steinbruchsohle.

Sechs Felsböschungen mit Höhen zwischen 25 und 30 m sowie Neigungswinkel zwischen 50 und 75° sind im Bruch I ausgeführt. Im Bruch II sind die Böschungen etwa 50° geneigt.

Der Generalwinkel im Bruch I beträgt ~50°, was für diesen Gebirgstyp einen Wert darstellt, der die Standsicherheit günstig beeinflusst. Was die Standsicherheit der einzelnen Felsböschungen betrifft, so hängt diese nicht nur von der am augenfälligsten stabilitätsmindernden Trennflächenschar ab, sondern wohl von der ungünstigsten Kombination aller auftretenden Klüfte und sf-Lagen. Dass es an hangaus fallenden Klüften mehrfach zu Felsmassenverlagerungen kommt, stört fördertechnisch nicht sehr – aus Gründen des Arbeitnehmerschutzes sehr wohl mehr. So liegt denn die Sicherheit gegen Gleiten bei temporären Abbauböschungen nur bei 1,1 (nach heute üblichen Standards).

Was aber kaum durch bloße Begehung, Kartierung oder Erfahrung abgeschätzt werden kann, ist die Standsicherheit eines einzigen großen bogenförmigen Abbaues, bei dem die Mittelrippe herausgesprengt wird. Man kann wohl annehmen, dass sich die Gebirgslast so wie bisher auf ihre Flanken abstützen wird. Man weiß aber nichts über das Verformungsverhalten des zukünftigen großen und hohen Steinbruches.

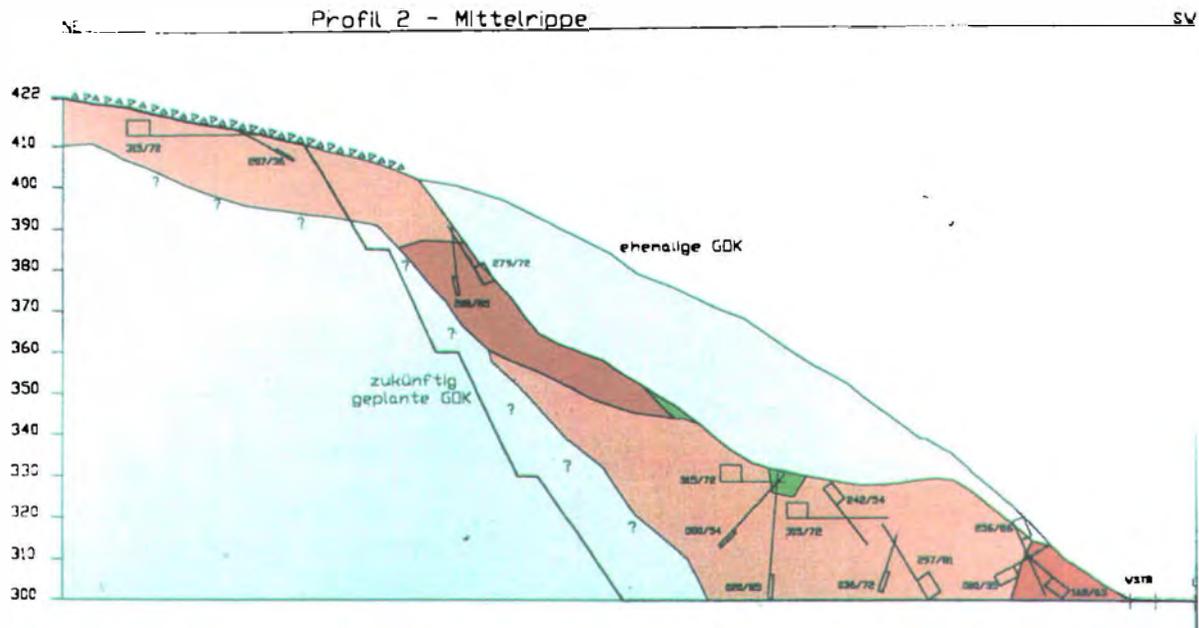


Abb. 21: Schnitt durch die Mittelrippe mit ursprünglicher und zukünftiger Geländeoberkante. Die Hauptklufscharen sind mit MÜLLER-Fähnchen dargestellt.

Aus diesem Grund erfolgte eine möglichst genaue Kennwertermittlung. Diese Daten werden in ein "Rechenprogramm für geklüfteten Fels" eingegeben.

Im ebenen Schnitt (vor und nach der Wegnahme der Mittelrippe) wird mittels UDEC 3.1 versucht, die auftretenden Spannungen und Verformungen ingenieurgeologisch zu interpretieren. Vermutlich werden diese Gebirgsveränderungen nur kleine Beträge ergeben und bei einem aktiven Abbaugeschehen gar nicht zu beobachten sein. Doch die beruhigende Annahme eines großen Gewölbes zur Lastabtragung soll nicht über die Tatsache hinwegtäuschen, dass auch kleine Verformungen oder gar Festigkeitsüberschreitungen am Tagbauböschungsfuß zu unvorhersehbarem und womöglich sehr gefährlichem Böschungsversagen führen könnten.

5.0 Der Steinbruch "Dürnbach"

5.1 Einleitung und geologische Position

Für den Gewinnungsbetriebsplan 2000/01 der Firma Wopfinger GmbH. wurden von der zuständigen Bergbehörde umfangreiche geologische Untersuchungen vorgeschrieben. Es sollten das Sedimentgefüge des Kalkfelsens, die Störungszonen und allfällige Wasseraustritte bearbeitet werden. Daraus abgeleitet wurde eine ingenieurgeologische Beurteilung des gesamten Etagenbaues (siehe Abb. 22).



Abb. 22:

Ansicht des Etagenbaues der Lokalität Dürnbach ("Bockleiten").

Zur Zeit sind acht Etagen aufgeföhren mit einer Gesamthöhe von ca. 180 m.

Das aktuelle Abbaugebiet liegt in den voralpinen Decken der Nördlichen Kalkalpen und ist durch ein Seitental (Dürnbachgraben) des Piestingtales, 2 km südlich von Waldegg, zu erreichen.

5.2 Gesteinsspektren und Trennflächen

In allen acht Felsböschungen treten meist in deutlicher dm-m Wechsellagerung Kalke der Mittel- und Obertrias auf. Die häufig vorkommenden Dachsteinkalke führen mitunter schön ausgebildete Megalodonten.



Abb. 23:

Wechsellagerung von dm-m gebankten Triaskalken mit abschnittsweise stark verwitterten Bereichen (Verkarstung!).

Insgesamt ist der Fels in einem sehr guten Erhaltungszustand, besitzt eine gute bis mäßige Verbandsfestigkeit und ist eng-mittelständig geklüftet. Es ließen sich drei signifikante Richtungen feststellen. Das statistische Maximum der Schichtflächen liegt bei $\sim 350/35^\circ$.

Eine Hauptklufschar fällt steil bergwärts ein, schneidet die Felsböschungen schleifend und liegt häufig im Streichen der Etagenböschungen. Weitere Hauptklufscharen schneiden die Böschungen spitzwinkelig und fallen nach SE bis SW ein. Markante Einzelklüfte liegen meist im Streichen zur Etagenform und fallen fast nur bergwärts ein.

5.3 RMR und Standsicherheitsbeurteilungen der Einzelböschungen

Für eine erste Abschätzung des Gebirgszustandes sind nach Ermittlung der nötigen Klassifikationsparameter für jede einzelne Böschung die RMR-Zahlen ermittelt worden.

Ergebnis: Die acht Felsböschungen sind mit "guter Fels" bis "mäßig guter Fels" zu bewerten gewesen.

Es wurden auf Grund der vorliegenden Trennflächengeometrie die Nachweise auf ein "Böschungsversagen durch Gleitung" eingeeengt. Diese Berechnungsart gilt dann, wenn die stabilitätsmindernde Trennflächenschar parallel oder spitzwinkelig zur Böschung streicht und hangauswärts einfällt.



Abb. 24:

Die maßgebenden Trennflächen bei der Analyse von Standsicherheiten an Einzelböschungen sind die ss-Flächen.

Die Streichrichtung verläuft hier meist parallel oder spitzwinkelig zur Bruchböschung.

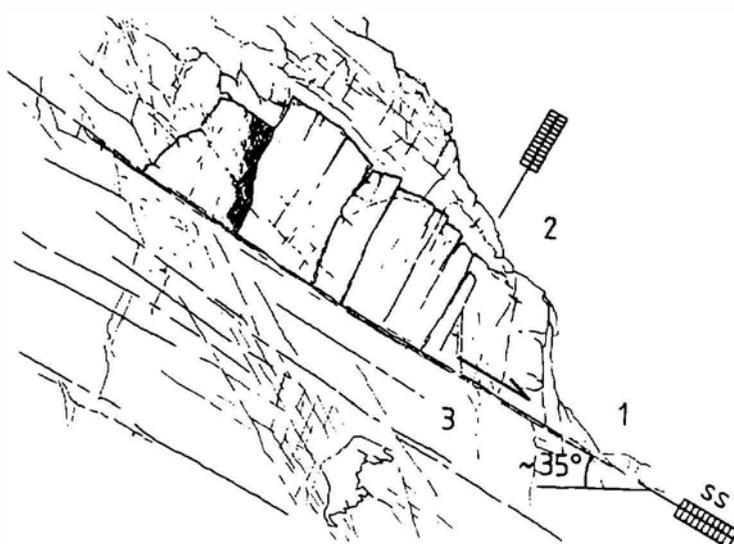


Abb. 25:

In der Zeichnung sieht man die fast normal auf ss stehende Klufschar, welche zum Abgleiten von Platten oder Klufkörpern führen kann.

1...sedimentäre Schichtfläche,
2...normal auf ss stehende Klüfte,
3...Klufschar, in Bildebene gelegen

Eine zweite Klufthchar schneidet die Böschung so ungünstig, dass es zum Abgleiten von Felsplatten kommen kann. Die Stabilität ist bei dieser Analyse von der Masse des Felskörpers unabhängig und somit für alle Trennflächen gleich groß. Eine allfällige Kohäsion auf den Schichtflächen wurde nicht berücksichtigt.

(Anm.: Der Reibungswinkel der ss-Flächen wurde in erster Näherung nach BARTON & CHOUBEY, 1978, bestimmt.)

Im Stabilitätsfall "Gleiten auf einer Trennfläche mit Klufthreibung" reduziert sich die grundlegende Formel $\eta = R/T$ auf einen sogenannten Winkelvergleich.

$$\eta = \frac{\tan \varphi_{r,ss}}{\tan \beta_{ss}}$$

$\varphi_{r,ss}$	Reibungswinkel der Gleitfläche
β_{ss}	Fallwinkel der Schichtfläche

Sämtliche Berechnungen beziehen sich auf ebene Schnitte. Kohäsion wurde keine angesetzt, der ebene Klufflächenanteil K mit 1 angenommen und die wohl vorhandenen Rauigkeiten auf den Schichtflächen wurden als stille Sicherheitsreserven angesehen.

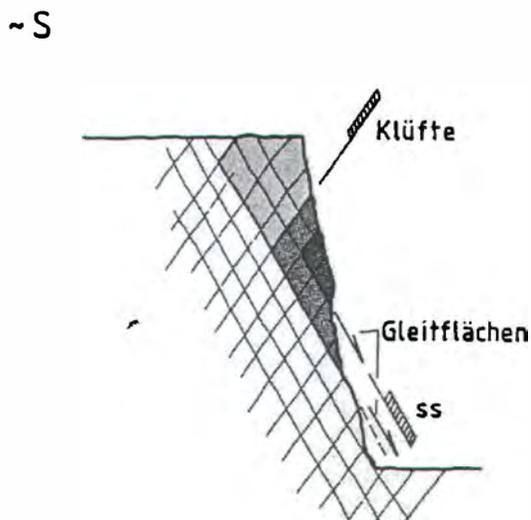


Abb. 26:

Schemata von möglichen Felskeilen und/oder Kluffkörpern mit Gleitneigung auf den Schichtflächen

Die an allen Einzelböschungen bzw. Schichtflächen mit Gleitbereitschaft ermittelten $\varphi_{r,ss}$ Werte bewegen sich zwischen 27 und 33°.

5.4 Interpretation der Rechenergebnisse

An 23 kritischen Stellen wurde das " $\eta_{vorh.}$ " ermittelt, wobei die Hälfte der Sicherheiten gegen Gleiten auf der Schichtfläche knapp unter 1 liegt, die andere deutlich darüber.

Im Vergleich zu Laborwerten, welche an Jurakalken ähnlicher Petrologie vorgenommen wurden, kann man für das $\varphi_{r,ss}$ Winkel von 32 bis 38° annehmen. Dies ergäbe eine etwa 20% Erhöhung gegenüber den ermittelten Reibungswinkeln und ließe die Sicherheit ebenfalls deutlich ansteigen.

Bedenkt man überdies noch, dass für Abbauböschungen nur ein $\eta = 1,1$ gefordert wird, so lässt sich diese Vorgabe ohne weiteres einhalten. Bei $\eta < 1$ in manchen Etagenabschnitten sah man schon bei der ersten Begehung, dass kurz nach den Sprengungen viele Schichttafeln abgeglitten waren. Dies stellt in einem aktiven Steinbruch kein Malheur dar, denn Material muss ja ohnehin gewonnen werden. Wenn aber trotzdem bei $\eta < 1$ vielfach kein Böschungsversagen eintrat, so lässt sich das gut durch noch vorhandene Materialbrücken und die seitliche Verspannung erklären.

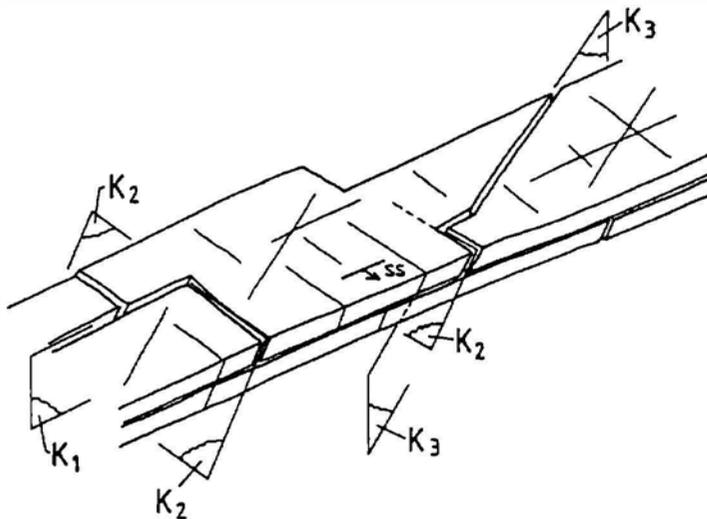


Abb. 27:

Die Skizze zeigt das Auflagern von Schichttafeln auf seitlich intakte Karbonatplatten, die ein Abgleiten trotz steilem Einfallen bergauswärts verhindern.

5.5 Standsicherheitsanalyse des gesamten Tagbaues

Bei der geologischen Analyse der Standsicherheit des gesamten Tagbaues kann man von drei wesentlichen Einflussfaktoren ausgehen:

- dem niedrigen Generalwinkel von nur 32° (siehe Abb. 28),
- dem felsmechanisch günstigen Einfallen der Schichtflächen (Abb. 29, unten) und
- der natürlichen, räumlichen Lastabtragung in die beiden stabilen Flanken des Tagbaues (Abb. 30).

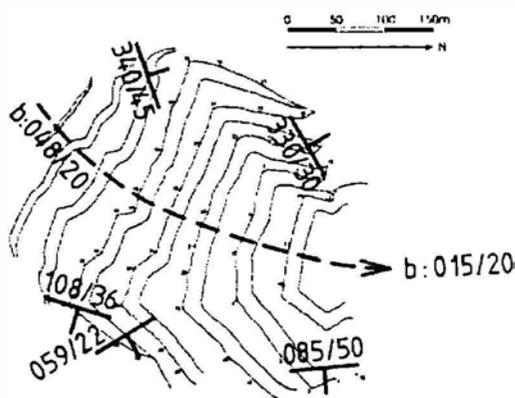


Abb. 29:

Die Gesamtstruktur im Steinbruch kann am besten mit einer von SW nach NNE gebogenen Kuppel verglichen werden.

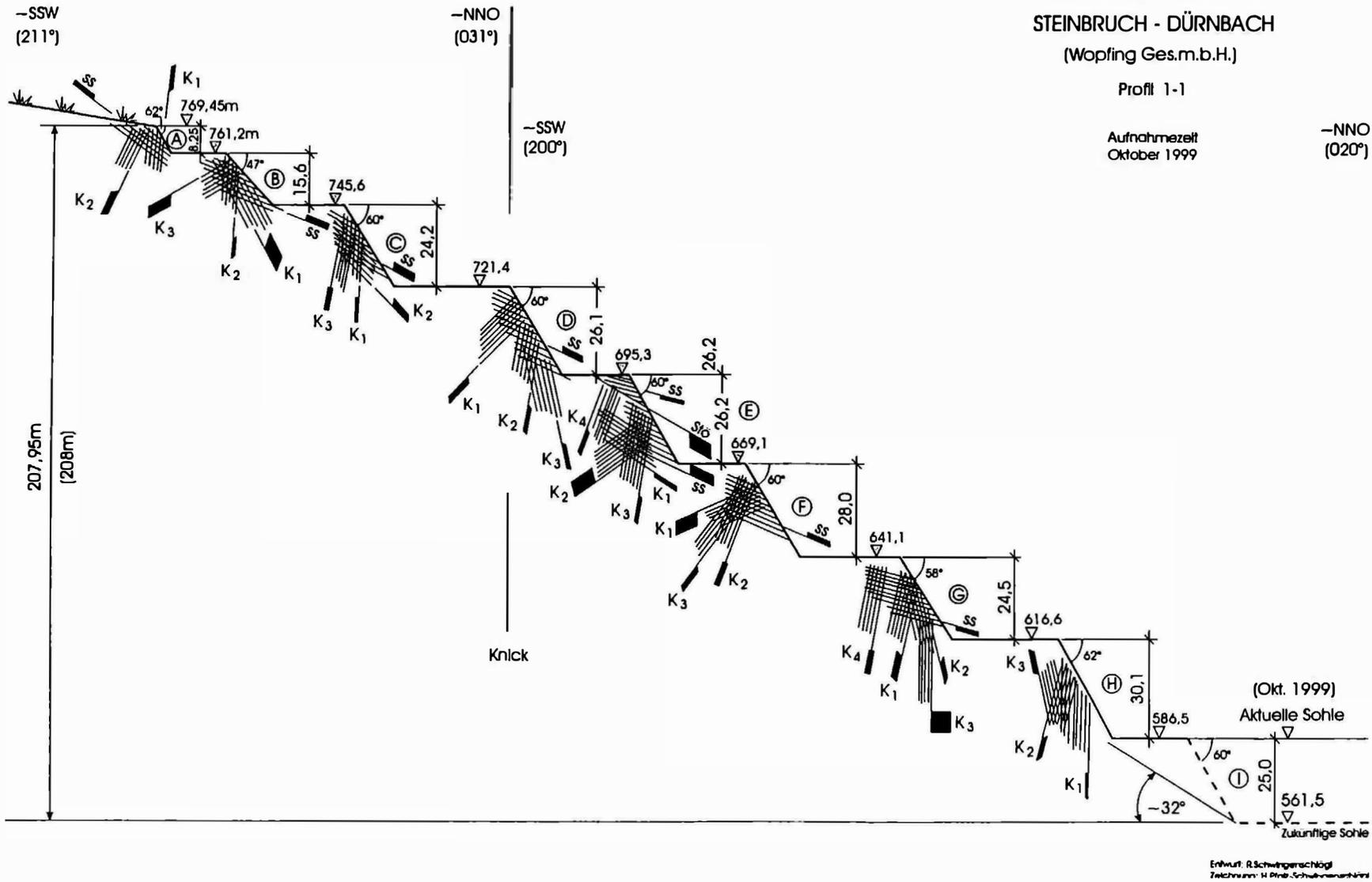


Abb. 28: Gesamtprofil durch den Abbau "Bockleiten" mit der zukünftigen Sohle. Danach hat der Steinbruch die Gesamthöhe von fast 206 m. Günstig für die Gesamtstandicherheit ist der für Karbonate niedrige Generalwinkel von nur 32°.

Steinbruch Dümbach (Bockleiten) (Südansicht)

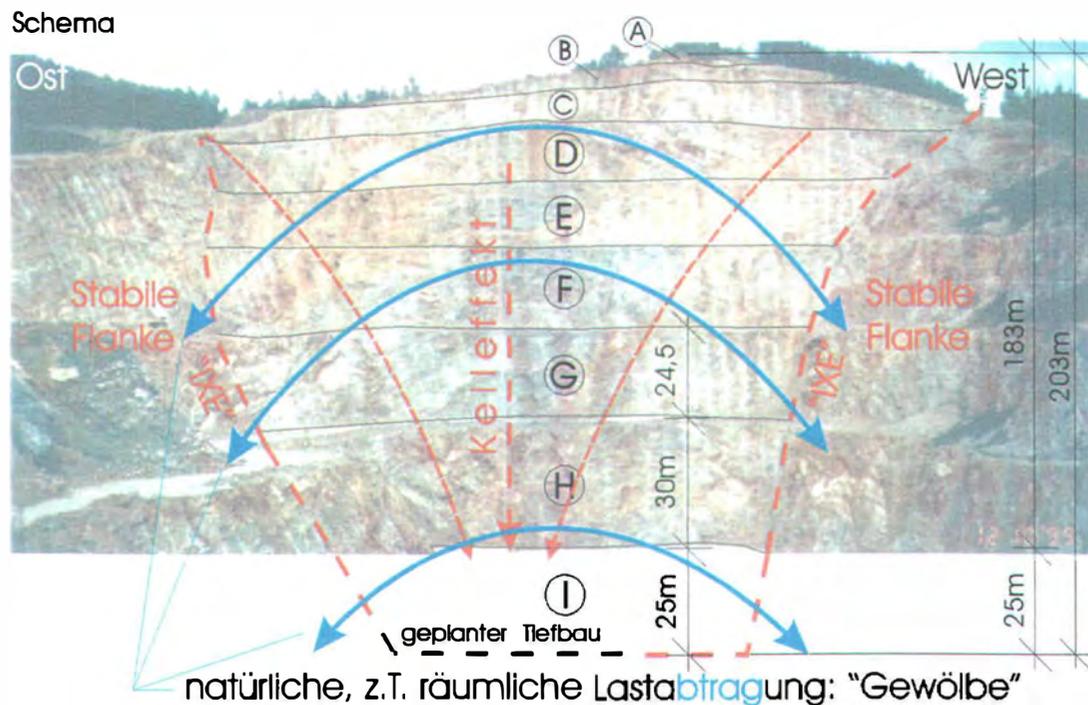


Abb. 30: Durch die günstige Faltengeometrie erfolgt eine räumliche Lastabtragung in die Steinbruchflanken.

Insgesamt lässt sich die Standsicherheit aus einer felsstatisch günstigen Großfaltengeometrie ableiten. Es liegt nämlich eine Kuppelstruktur vor, deren Ränder sich an der West- und an der Ostflanke des Steinbruches abstützen. Da ein seitliches "Ausweichen" unmöglich ist, stellt sich, etwas schematisch betrachtet, auch ein "Keileffekt" ein.

6.0 Literatur

- BARTON, N. & CHOUBEY, R. (1978): The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. – Rock Mech., 10, 1-54, 20 figs., 11 tables, Springer (Wien).
- HACK, R. (1996): Slope Stability Probability Classification. – 2.ed., ITC-Publ., 257 p., 127 figs., Delft.
- LOCHER, H.G. (1971): Direkter Scherversuch im Laboratorium an Felsproben mit Klüften. – Schw. Bztg., 89, Heft 30, 760-763, 7 Abb., 2 Tab., Bern.

- MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau (Erster Band). – 624+XVI S., 307 Abb., 22 Tafeln, Enke (Stuttgart).
- TRÖSCHER, M. (2002): Ingenieurgeologische und felsmechanische Untersuchungen des Kersantit-Steinbruches Loja. – Unveröff. Dipl.Arb. (in Arbeit), IAG, Univ.f. BOKU Wien.
- UDEC 3.1 (2000): Universal Distinct Element Code. – Itasca Consulting Group Inc., 6 manuals, Minneapolis, USA.

Autor:

Rudolf Schwingenschlögl, ao.Univ.Prof.Ing.Dr.

Institut für Angewandte Geologie
Universität für Bodenkultur Wien
A-1190 Wien, Peter Jordan-Str. 70
rsinggeo@mail.boku.ac.at

Oberflächenpotential von Bruchgesteinen im Straßenbau

(Zusammenfassung der Diplomarbeit)

Markus MEISSNER

Einleitung

Im Zuge des Forschungsauftrages des Wirtschaftsministerium mit dem Thema: „Mineralkriterium neu - auf der Suche nach einem verbesserten Mineralkriterium“ wurde die Einsatzmöglichkeit der Oberflächenladung zur Problematik Wasserbindung in natürlichen Korngemischen untersucht. Eventuelle Zusammenhänge zwischen dem Oberflächenpotential und ausgewählten Schnellversuchen sollten überprüft werden. Die gewählte Untersuchungsmethode für die Oberflächenladung war die Strömungspotentialmessung mittels Partikelladungsdetektors (MÜLLER 1995), eine relativ rasche und kostengünstige Methode, welche ohne speziellen Präparationsaufwand durchzuführen ist.

Ausgangspunkt war die Bestimmung des Gesamtmineralbestandes (nach SCHULTZ 1964) und eine semiquantitative Tonmineralanalyse (MOORE & REYNOLDS 1997). Aus der durch Nasssiebung gewonnenen Fraktion $<20\mu\text{m}$ wurde die Tonfraktion durch Sedimentation nach dem Stoke'schen Gesetz gewonnen.

Probenmaterial

Zur Verfügung standen fünfzehn, im Straßenbau verwendete Steinbruchmaterialien verschiedener geologischer Einheiten Österreichs:

Magmatite: Granit, Kersantit, Diabas 1 und 2, Basalt 1 bis 3

Metamorphite: Amphibolit, Grünschiefer und Serpentin 1 bis 3

Sedimente: Schotter 1 und 2, Kalk

Der Fragestellung entsprechend (Verhalten von Gesteinen unter Wassereinfluss) wurden die Massenanteile der einzelnen Minerale zu Gruppen zusammengefasst: **Tonminerale** (Kaolinit-, Serpentin-, Illit-, Vermikulit-, Smektit- und Chloritgruppe) und **Nicht Tonminerale** (Quarz, Feldspäte, Pyroxene, Amphibole, Talk, Feldspatvertreter [Analcim], Kalzit, Dolomit, Magnesit, Pyrit und Eisenoxide). Für die Beurteilung des Verhältnisses zwischen Wasser und den Gesteinsproben wurde aus den oben genannten Mineralen eine weitere Gruppe geformt, die **Aktiven Phasen**. In ihr werden jene Minerale zusammengefasst, welche die Beziehung des Bruchgesteins zu Wasser maßgeblich beeinflussen: Quellbare und/oder oberflächenaktive Phasen wie Smektite, Vermikulite und Eisenoxide- / hydroxide.

Oberflächenladung

Tonminerale erhalten ihre Ladung durch isomorphe Substitution und Fehlstellen in den Schichten: Die Oktaederzentren können durch niederwertigere Metallionen besetzt werden; Ladungen können auch durch Ersatz von Si^{4+} durch Al^{3+} in den Tetraederzentren entstehen. Diese Ladungen sind fix, also nicht von der Umgebung beeinflusst. An den Rändern der Schichtpakete sitzen zusätzlich variable Ladungen, die sich mit dem pH-Wert einstellen.

In wässrigen Lösungen bilden oberflächengeladene Partikel einen Wasserfilm aus. Innerhalb dieser Schicht wird durch unterschiedliche Ionenkonzentrationen die Oberflächenladung neutralisiert. Während die Sternschicht (**Abb. 1**) fix gebunden ist, sind die Ionen der diffusen Schicht beweglich und unterliegen Einflüssen der van-der-Waals-Kräfte und elektrostatischen Wechselwirkungen.

Da die Sternschicht sehr stark mit dem Teilchen verbunden ist und so einen Teil der stöchiometrischen Ladung neutralisiert, ist die nach außen wirksame Ladung mit dem Stern-Potential gleichzusetzen. Für die verwendete Detektionsmethode kann als weitere Näherung gelten: Stern-Potential = Oberflächenpotential.

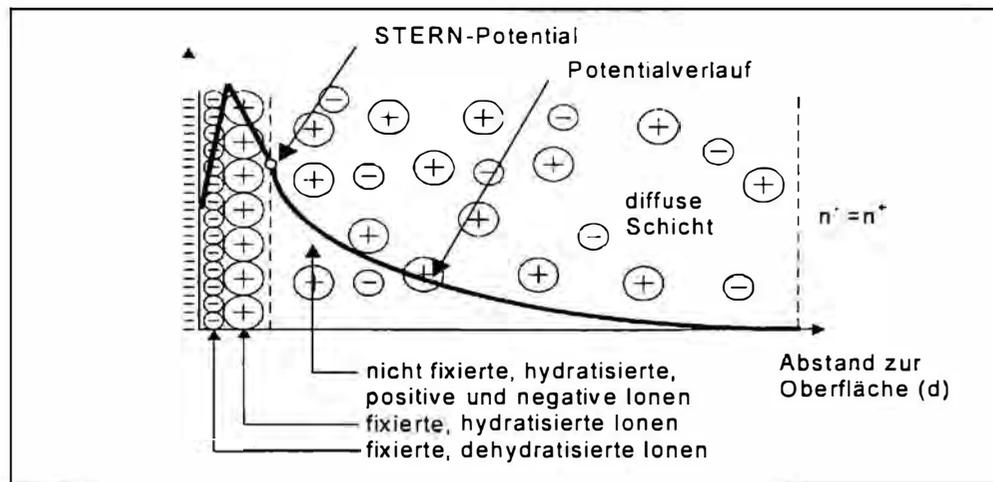


Abb. 1: Schichtenaufbau und Potentialverlauf um ein Partikel in elektrolythaltigem Lösungsmittel: Durch die hohe Affinität kommt als innerster Belag eine Schicht dehydrierter Anionen zu liegen. Daran schließt eine Lage hydratisierter Kationen an. Das Potential an diesem Punkt wird *Stern-Potential* genannt, der Ionenbelag *Stern-Schicht*. Der endgültige Ladungsausgleich erfolgt in der diffusen Schicht durch frei bewegliche, gelöste Ionen. Außerhalb der diffusen Schicht ist die Lösung ungestört, die Konzentration an Kationen n^+ ist gleich jener der Anionen n^- .

Um das Oberflächenpotential zu ermitteln, muss die diffuse Schicht abgetrennt werden. Im *Partikelladungsdetektor (PDC)* geschieht dies mit Hilfe einer Flüssigkeitsströmung: Aufgebaut wird der PDC aus einer Meßzelle aus Polytetrafluorethylen (PTFE). In einer einseitig geschlossenen Bohrung wird ein Kolben (ebenfalls PTFE) mit 4Hz periodisch auf und ab bewegt (**Abb. 2**). Der Kolbenhub beträgt ca. 5mm.

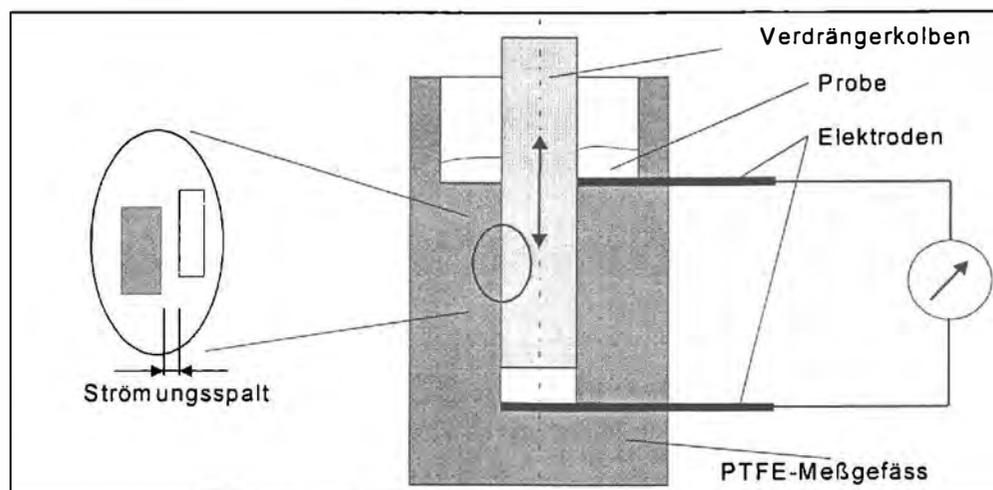


Abb. 2: Prinzipskizze des Partikelladungsdetektors.

Zwischen Kolben und Zelle entsteht auf diese Weise eine oszillierende Flüssigkeitsströmung. Im schmalen Spalt ist die Flüssigkeitsströmung so stark, dass aufgrund unterschiedlicher Massenträgheit die diffuse Schicht vom Partikel abgetrennt wird. Es kommt zur räumlichen Trennung von Ladungen und zum Fließen eines Stromes. Mittels Goldelektroden wird dieses Signal aufgenommen und elektronisch verarbeitet. Wesentliche Versuchsparameter sind der pH-Wert und die Leitfähigkeit als Maße für die Ionenkonzentration.

Weitere Untersuchungen

Bei der Ermittlung der *Hygroskopischen Sorption* besteht das Prinzip darin, die Probe gezielt einer oder mehreren Stufen definierter Luftfeuchte auszusetzen, bis sich ein Gleichgewichtszustand eingestellt hat. Überprüft wird dieses Gleichgewicht durch Abwägen (DIN EN ISO 12 571). Gewählt wurden fünf Feuchtestufen: Trocknung bei 60°C (als Bezugspunkt), 23 %, 54%, 75% und 97%. Die Luftfeuchten stellten sich über gesättigten Salzlösungen ein und wurden in zwei Exsikkatoren realisiert. Der mit Hilfe des Versuches nach Enslin/Neff (DIN 18 132) ermittelte *Indexwert zur Wasseraufnahme* von bindigen Böden korreliert mit verschiedenen Kennwerten des Erd-/Grundbaues, wie z.B. Fließ/Ausrollgrenze oder Schrumpfmaß. Zur Erfassung der *Kationenaustauschkapazität* (KAK) wird eine photometrische Methode nach KAHR & MEIER (1996) angewandt.

Ergebnisse und Interpretation

Tonminerale stellen den Hauptbestandteil der Fraktion $<2\mu\text{m}$ dar (**Abb. 3**). Smektitische Phasen finden sich in den meisten Materialien. Die Anteile an Aktiven Phasen schwanken stark zwischen wenigen Prozent (z.B. Serpentinite) und um die 50% (z.B. Grünschiefer).

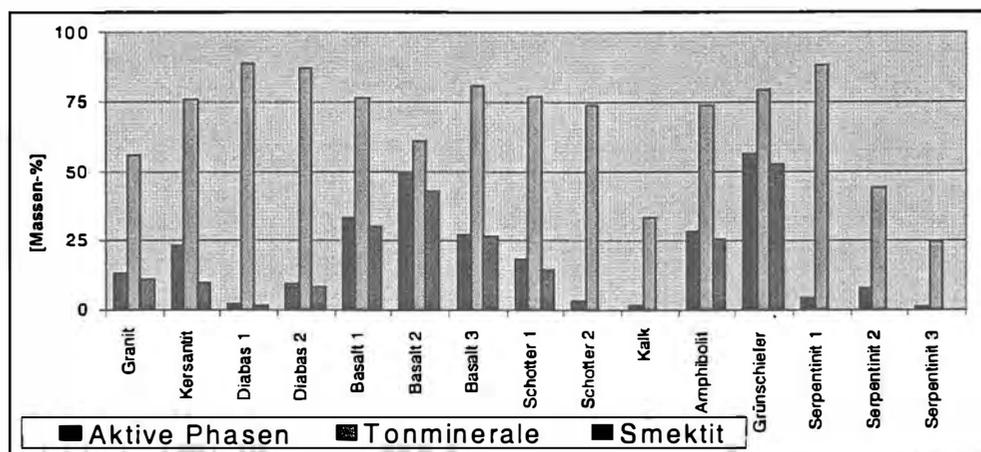


Abb. 3: Ergebnisse der Gesamt- und Tonmineralanalyse: Anteile an „Aktiven Phasen“, „Tonminerale“ und „Smektit“.

Bei der Bestimmung der *Oberflächenladungsdichte* mittels Partikelladungsdetektors wurden zwei Messreihen durchgeführt (dest. Wasser und 5mmol CaCl_2/l). In der Auswertung zeigte sich, dass die verdünnte Salzlösung stabilere Messbedingungen gewährleistete und nur unwesentlich geringere Ladungsdichten gemessen wurden.

Für die *Hygroskopische Sorption* wurde durch statistische Analyse gezeigt, dass ein Messpunkt bei 75% relativer Luftfeuchte repräsentativ für den gesamten Versuch ist. Die Bestimmung *Kationenaustauschvermögen mit Kupfer(II)-Triethyl-tetramin-Komplex* hat sich auch bei natürlichen Mineralgemischen als durchführbar erwiesen. Einzig bei Serpentiniten kann dieser Zusammenhang nicht bestätigt werden.

Die Gegenüberstellung der einzelnen Versuche (**Abb. 4**) zeigte keine direkten Beziehungen zwischen Mineralogie und Oberflächenladung. Neben den quellbaren Phasen müssen noch anderen Einflüsse bestehen, welche nicht eindeutig identifiziert werden konnten.

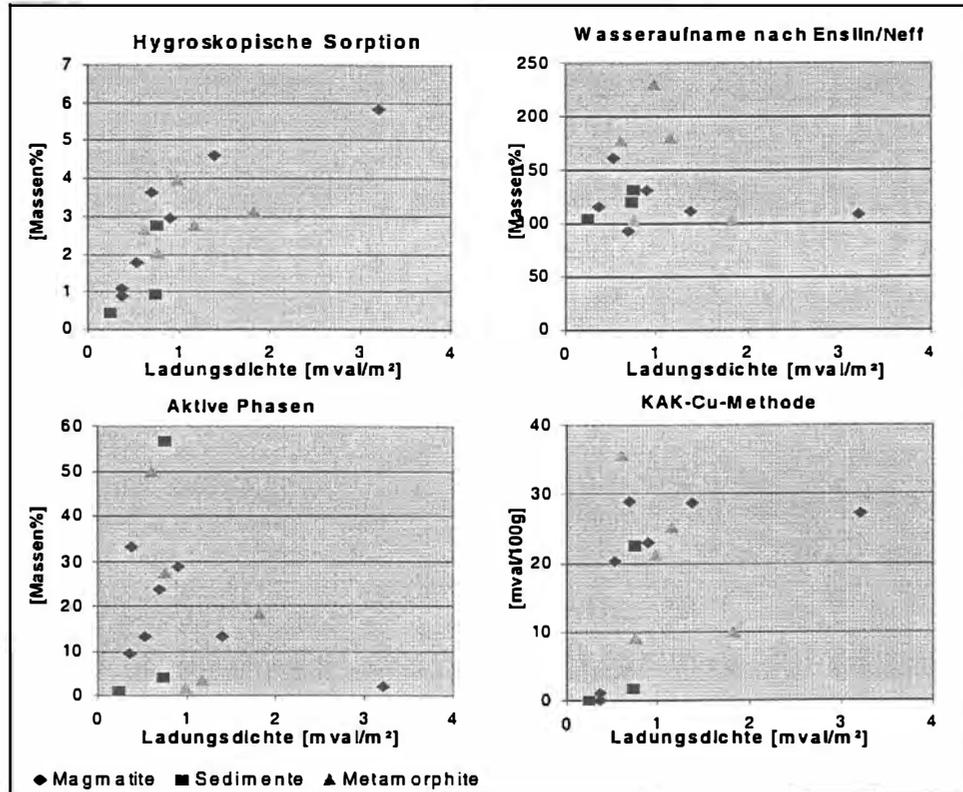


Abb. 4: Streudiagramme der Oberflächenladungsdichte versus der Hygroskopische Sorption (*links oben*), der Wasseraufnahme nach Enslin/Neff (*rechts oben*), den Gehalt an „aktiven Phasen“ (*links unten*), und Kationenaustauschkapazität (*rechts unten*).

Literaturverzeichnis

DIN EN ISO 12 571 (2000): Bestimmung der hygroskopischen Sorptionseigenschaften. Deutsches Inst. f. Normung.

DIN 18 132 (1995): Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens. Deutsches Institut für Normung.

MEIER L.P., KAHR G. (1999): Determination of the cation exchange capacity (CEC) of clay minerals using the complexes of copper(II) ion with triethylenetetramine and tetraethylenepentamine. *Clays and Clay Minerals*, Vol.47, No.3, 386-388.

MOORE, D.M. & REYNOLDS, R. C., Jr., 1997: X – Ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals. - Oxford Univ. Press, New York.

MÜLLER R.H., 1995: Zetapotential und Partikelladung in der Laborpraxis. Wissenschaftliche Verlagsgesellschaft, Stuttgart.

SCHULTZ, L. G., 1964: Quantitative Interpretation of Mineralogical Composition from X-Ray and Chemical Data of the Pierre Shales. – *Geol. Surv. Prof. Paper*, 391C, 1-31, 10 Abb., 8 Tab., Washington.

Autor:

Dipl.Ing. Markus MEISSNER

1020 Wien

email: h9140143@edv1.boku.ac.at

Frostsicherheit im Straßenbau – ein verbessertes Mineralkriterium

(Kurzfassung der Dissertation)

Hannes KUGLER

1 Problemstellung

Das Mineralkriterium (MK) ist Teil eines 3-stufigen Beurteilungsverfahrens der Frostempfindlichkeit ungebundener Tragschichtmaterialien im Straßenbau (ÖNORM B 4811; 2001). Überschreitet ein Material zunächst den granulometrischen Grenzwert von 5 M.-% < 63 µm, muss die Fraktion < 20µm hinsichtlich ihres Mineralbestandes gemäß MK untersucht werden. Dieses definiert mineralogische Grenzwerte für bestimmte (aktive) Tonminerale, bzw. Tonmineralgemische innerhalb der Fraktion < 20µm (s. Tab. 1).

Tab. 1: Grenzwerte des MK gemäß ÖNORM B 4811 (2001).

Anteil < 0,020 mm	Mineralbestand des Korngrößenanteiles < 0,020 mm
bis 3 M.-%	Keine Mineralbestimmung erforderlich, 100 % aktive Minerale zulässig
> 3 - 5 M.-%	<p>Bei erprobten Materialien keine Mineralbestimmung erforderlich Bei nicht erprobten Materialien ist Folgendes zulässig:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Nicht aktive Minerale: 100 % 2. Gemenge aus nicht aktiven und aktiven Mineralen, wobei die nachstehend angeführten Grenzwerte (a bis e) und <i>zusätzlich</i> die Grenzwerte (f bis i) von Kombinationen der aktiven Minerale nicht überschritten werden dürfen: <ul style="list-style-type: none"> a) 10 % Kaolinitgruppe b) 30 % Chloritgruppe c) 30 % Vermiculitgruppe d) 40 % Smektitgruppe e) 50 % Glimmergruppe f) 60 % Glimmergruppe + Chloritgruppe g) 50 % Glimmergruppe + Chloritgruppe + Kaolinitgruppe h) 50 % Glimmergruppe + Kaolinitgruppe i) 40 % Glimmergruppe + Chloritgruppe + Kaolinitgruppe + Smektitgruppe <p>Weitere hier nicht angeführte Mischungen von Schichtsilikaten sind bis zu einer Gesamtsumme von max. 40 % zulässig, ansonsten sind Frosthebungsversuche durchzuführen.</p> <p>Zwischen 3 M-% (100% aktive Minerale zulässig) und 5 M-% (Grenzwerte a-i) sind die zulässigen Grenzwerte zu interpolieren.</p> <ol style="list-style-type: none"> 3. Wenn auf Grund einer intensiven rotbraunen Färbung des Materials der Verdacht auf das Vorhandensein von Eisenhydroxiden besteht, sind ebenfalls Frosthebungsversuche durchzuführen.
> 5 - 8 M.-%	Bei einem Anteil von 8 M-% sind nur mehr nicht aktive Minerale zulässig. Zw. 5 – 8 % sind die entsprechenden zulässigen Werte zu interpolieren.

Werden auch diese Grenzwerte überschritten, müssen Frosthebungsversuche durchgeführt werden, welche die Verwendung in der Praxis simulieren sollen und die endgültige Entscheidung hinsichtlich der Frostempfindlichkeit erlauben.

Das MK dient einerseits dem Zweck, Materialien nicht nur auf Basis der hinsichtlich der Frostempfindlichkeit wenig indikativen Kornverteilung zu überprüfen und soll andererseits zeit- und kostenintensive Frosthebungsversuche vermeiden helfen.

Auf Grund zahlreicher Erfahrungen zeigte sich aber, dass zum Teil große Diskrepanzen zwischen der Beurteilung von Materialien nach dem MK und dem tatsächlichen Verhalten in der Praxis bestehen.

In vielen Fällen stellten sich die mineralogischen Grenzwerte als zu streng heraus, sodass potenziell geeignete Materialien das MK oft nicht bestanden.

Darüberhinaus bestand das Problem zeitraubender, uneinheitlicher und ungenauer mineralogischer Auswertungen, was weiterer Anlass zur Kritik am MK war.

2 Ziele

Einerseits sollte die mineralogische Auswertung durch Integration neuer Methoden genauer und reproduzierbarer werden. Auf Basis der verbesserten Analytik sollten durch Gegenüberstellung mit den Ergebnissen der Frosthebungsversuche die Grenzwerte des MKs verifiziert und gegebenenfalls modifiziert werden.

Andererseits sollte das MK durch Untersuchung von Schnelltests beschleunigt werden und umfangreiche Mineralanalysen nur mehr in unklaren Fällen zur Anwendung kommen.

Zur Umsetzung dieser Ziele wurde das Forschungsvorhaben „Frostsicherheit im Straßenbau – ein neues Mineralkriterium“ unter der Leitung von Univ. Prof. Dr. Bernd SCHWAIGHOFER initiiert und dankenswerter Weise vom Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie finanziell unterstützt.

3 Material und Methoden

Es wurden 15 teils sehr unterschiedliche, überwiegend frostsichere und bereits verwendete Materialien untersucht.

An den abgeseibten Fraktionen < 20µm wurden möglichst genaue Mineralanalysen (unter Einbeziehung besonders der Simultanen Thermoanalyse und mineralogischer Standards), granulometrische und geochemische Untersuchungen durchgeführt.

Die zur Beschleunigung der Beurteilung der Frostempfindlichkeit vorgesehenen Schnelltests wurden meist ebenfalls an den Fraktionen < 20µm durchgeführt und umfassten folgende Untersuchungen:

- Wasseraufnahme nach Enslin (DIN 18132; 1995)
- Wasserdampfadsorption (DIN EN ISO 12571; 2000)
- Methylenblauadsorption (ÖNORM EN 933-9; 1999; modifiziert)
- Kationenaustauschkapazität mittels Cu-Komplex (KAHR, G., 1998)
- Sandäquivalent (Fraktion < 2mm) (ÖNORM prEN 933-11; Entwurf 1995)
- Spezifische Oberflächenladung (Fraktion < 2µm) (DIN 66131; 1993)

Die ermittelten Mineralgehalte sowie die Ergebnisse der Schnelltests wurden schließlich den parallel durchgeführten Frosthebungsversuchen der Gesamtkörnungen gegenübergestellt, um Zusammenhänge zu erkennen und regressiv auswerten zu können.

4 Ergebnisse und Schlussfolgerungen

Aus dem Vergleich von 3 mineralogischen Auswerteverfahren stellte sich die so bezeichnete komplexe Mineralanalyse (KMA) als die vertrauenswürdigste Methode heraus.

Diese berücksichtigt - neben den Ergebnissen der Röntgendiffraktometrie als Methode zentraler Bedeutung - auch die Resultate der Simultanen Thermoanalyse und der geochemischen Verrechnung. Die KMA ist somit in der Lage, im Wesentlichen alle Minerale quantitativ zu erfassen, auch jene, die bisher vom Mineralkriterium unberücksichtigt blieben und nach alter Auswertemethodik zu einer Überbestimmung der frostgefährlichen Tonminerale führten.

Die Resultate der KMA zeigten, dass 6 der 15 untersuchten Materialien nach den bisherigen mineralogischen Grenzwerten als nicht frostsicher einzustufen und daher Frosthebungstests zu unterziehen wären. Diese aber qualifizierten alle Materialien als frostsicher und bestätigten damit die Diskrepanz zwischen bestehendem Mineralkriterium und Frosthebungsversuchen, bzw. Erfahrungen aus der Praxis.

Nach Vorliegen sämtlicher Resultate wurden umfangreiche Korrelationen durchgeführt, wobei sich neben der gemeinsamen Betrachtung aller Materialien eine Differenzierung in genetische und / oder petrologische Materialgruppen z.T. als sinnvoll herausstellte.

Durch Gegenüberstellung der Ergebnisse der Frosthebungsversuche mit den ermittelten Gehalten an Mineralgruppen, bzw. an bestimmten Mineralgemischen konnten kaum signifikante Zusammenhänge festgestellt werden. Lediglich wenige Mineralmischungen zeigten einigermaßen frostrelevante Eigenschaften im Sinne erkennbarer Zusammenhänge mit den Frosthebungen. Für diese Mischungen wurden entsprechende Grenzwerte vorgeschlagen, welche in das bestehende Mineralkriterium ergänzend integriert werden könnten.

Gegenüberstellungen von Schnelltests mit Mineralgehalten, besonders mit den als frostrelevant identifizierten, bzw. im Mineralkriterium angegebenen, erbrachten kaum deutlichere Zusammenhänge. Vergleichbar war die Situation bei Gegenüberstellungen der Schnelltests mit den Frosthebungsversuchen, wo sich ebenfalls nur punktuell bei bestimmten Materialgruppen und Versuchen Zusammenhänge erahnen ließen.

Aus den ermittelten Resultaten aller Analysen, Versuche und Korrelationen können folgende wesentliche Schlussfolgerungen abgeleitet werden:

1. Bei der KMA handelt es sich um die vertrauenswürdigste der untersuchten mineralogischen Auswertemethodiken. Durch Integration der Stärken verschiedener Methoden können im Wesentlichen alle Minerale berücksichtigt werden, eine damit nach alter Vorgangsweise einhergehende Überbestimmung aktiver Tonminerale wird dadurch unterbunden. Auf Grund eines vergleichsweise nur geringen Mehraufwandes an Zeit, Arbeit und Kosten erscheint die in dieser Arbeit vorgeschlagene Durchführung einer Routine-KMA als sehr geeignet für künftige mineralogische Beurteilungen sowie als Basis für weitere Verbesserungen des Mineralkriteriums.

Wesentliche Voraussetzungen für eine qualitativ hochwertige und gleichzeitig reproduzierbare KMA sind: Einerseits eine möglichst breite Palette an mineralischen Standards zu Verfügung zu haben (und auch zu stellen) und andererseits eine standardisierte Vorgangsweise, bzw. Auswerteroutine laborübergreifend zu erarbeiten.

2. Auf Basis der untersuchten Proben konnten vergleichsweise frostrelevante Mineralmischungen identifiziert werden (s. Abb. 1).

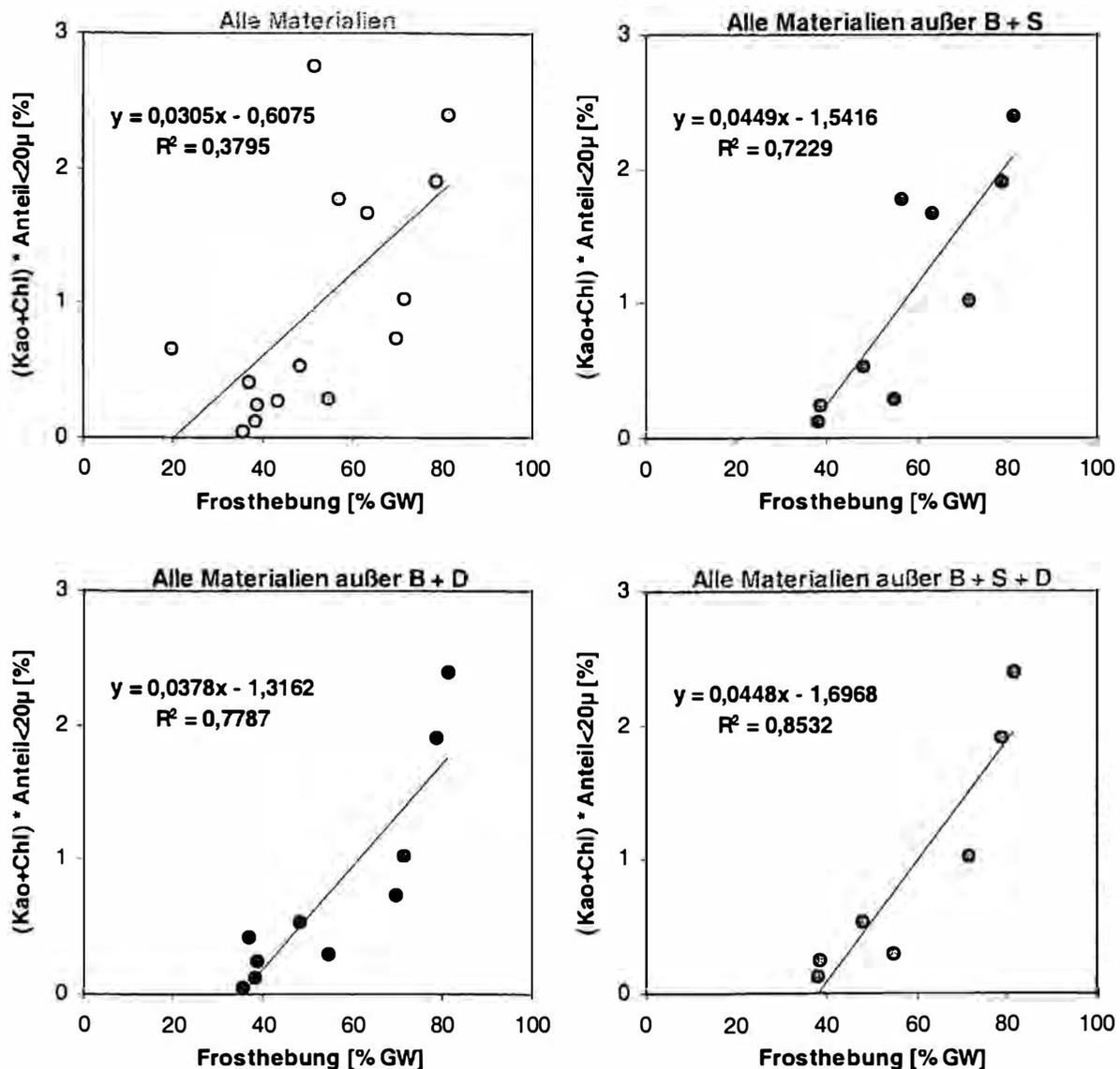


Abb. 1: Korrelation der Summe von Kaolinit + Chlorit (gewichtet um den Anteil < 20µ) mit den Frosthebungen in Bezug auf verschiedene Materialgruppen (B = Basalte, D = Diabase, S = Serpentine).

Für diese Mineralmischungen wurden Grenzwerte vorgeschlagen, welche mit den bereits im Mineralkriterium existierenden zu harmonisieren scheinen und diese ergänzen können.

3. Abgesehen von der Gruppe der „Weiteren, nicht angeführten Mischungen“ (s. Tab. 1) wurden angesichts vager Zusammenhänge keine Grenzwertveränderungen vorgeschlagen. Vielmehr erwies sich als sinnvoll, die bestehenden Grenzwerte nicht isoliert voneinander, sondern gesamtheitlich zu betrachten. Zahlreiche Korrelationen zeigten, dass einzelne Minerale, zum Teil auch Mineralgemische alleine keine erkennbaren Zusammenhänge mit den Frosthebungen aufwiesen. Als Konsequenz der in den meisten Fällen offenbar geringen Relevanz einzelner Minerale oder Mineralmischungen sollte das

Überschreiten eines einzigen Grenzwertes auch nicht automatisch dazu führen, daß ein Material das MK nicht bestehen kann.

Daher wird empfohlen, zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit eines Materials sämtliche positiven und negativen relativen Grenzwert-Abweichungen der in diesem Material enthaltenen frostrelevanten Minerale oder Mineralgemische in Form eines Summenparameters zu berücksichtigen.

Abb. 2 zeigt beispielhaft die relativen Grenzwertabweichungen der im Kies K1 enthaltenen Minerale, bzw. Mineralmischungen gemäß MK. Bei genauer Befolgung des MKs würde dieses Material mineralogisch trotz massiver Grenzwertunterschreitungen nicht bestehen, weil es zu einer einzigen minimalen Grenzwertüberschreitung kommt.

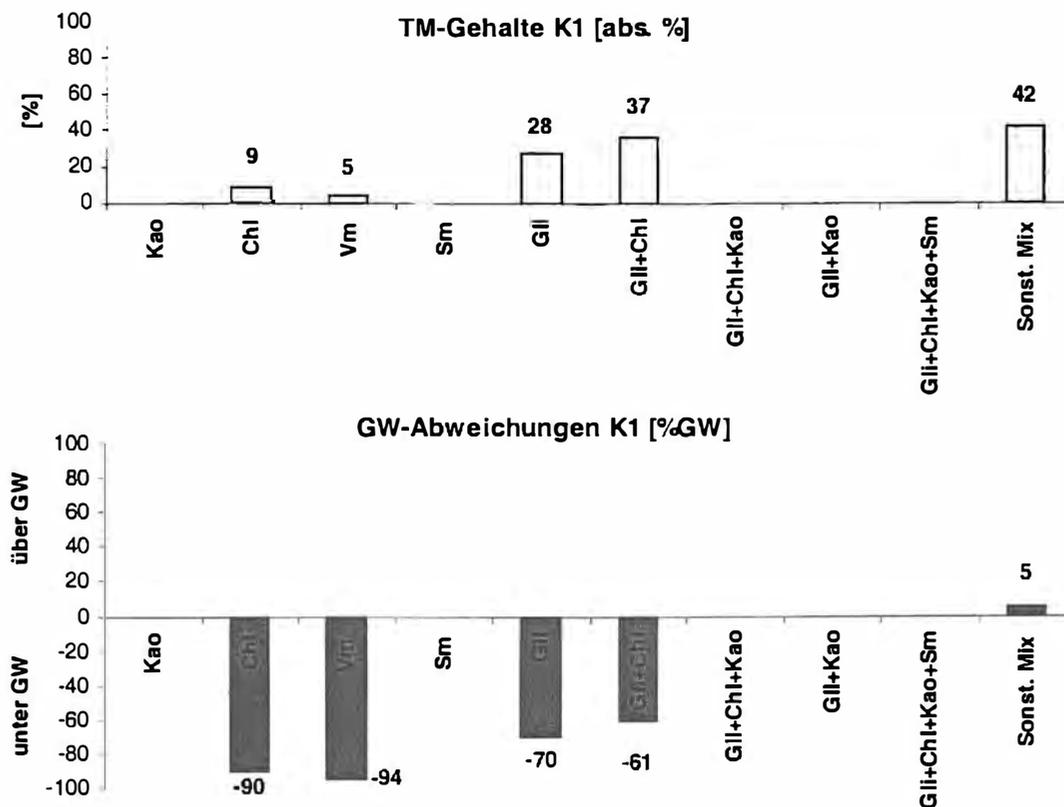


Abb. 2: Tonmineralgehalte des Kieses K1 (oben) gemäß KMA und die entsprechenden korngößenabhängigen relativen Grenzwert (=GW)-Abweichungen in Bezug auf das MK (unten). Kao = Kaolinit, Chl = Chlorit, Vm = Vermikulit, Sm = Smektit, Sonst. Mix = weitere im MK nicht angeführte Mischungen.

Wird hingegen das einfache arithmetische Mittel aus den eruierten relativen Grenzwertabweichungen gebildet, zeigt sich ein wesentlich realistischeres Bild:

$$\text{Mittlere GW-Abweichung}_{K1} [\%] = \frac{\sum_{j=1}^n \text{GW-Abweichungen}_j}{n} = \frac{(-90) + (-94) + (-70) + (-61) + 5}{5} = -62$$

n = Anzahl der identifizierten aktiven Mineralgruppen, bzw. -gemische, für die im MK Grenzwerte existieren.

Gesamtheitlich betrachtet ergibt sich rechnerisch somit eine deutliche Grenzwertunterschreitung (-62%). Dies korrespondiert mit dem Frosthebungsversuch bedeutend besser, weil dieser lediglich 55% der erlaubten Frosthebung aufweist, der Kies also eindeutig als frostsicher zu bezeichnen ist.

Bei der Gegenüberstellung dieser gemittelten, summarischen Grenzwert-Abweichungen mit den Frosthebungen zeigten sich auch vergleichsweise gute Zusammenhänge. Die Beurteilung der Frostempfindlichkeit eines Materials mittels dieser sämtlichen Abweichungen berücksichtigenden Summenparameters dürfte auf Basis der durchgeführten Untersuchungen daher vertrauenswürdiger sein als die bisherige Handhabung der Grenzwerte des Mineralkriteriums.

Die auf Grund der Summenparameter durchgeführten mineralogischen Beurteilungen ergaben schließlich, dass nur mehr (max.) 2 statt bisher 6 der 15 Materialien das Mineralkriterium nicht bestehen würden, obwohl an den bestehenden Grenzwerten nichts verändert wurde. Diese Resultate korrespondieren wesentlich besser mit den Ergebnissen der Frosthebungsversuche, welche alle Materialien als frostsicher qualifizierten.

4. Die durchgeführten Schnelltests erwiesen sich sowohl zur rascheren Bestimmung frostrelevanter Minerale oder Mineralgemische, als auch hinsichtlich der direkten Vorhersagbarkeit der Frosthebung als zumeist wenig geeignet.

Die Ursachen sind hauptsächlich darin zu finden, dass die meisten Schnelltests hauptsächlich auf die Bestimmung quellbarer Minerale abzielen und für die als frost(hebungs)relevant identifizierten Minerale, bzw. Mineralgemische wahrscheinlich kaum indikativ sind. Darüberhinaus beziehen sich die Schnelltests meist auf die Fraktion < 20µm, welche zwar unbestrittener Maßen von großer Bedeutung ist, etwa 95% der Masse eines Materials bleiben dadurch aber unberücksichtigt.

Es liegt daher nahe, Schnelltests zu entwickeln, die sich im Idealfall auf die Gesamtfraktion eines Materials beziehen. In diesem Zusammenhang wäre etwa ein Wasseraufnahmetest nach dem Prinzip von Enslin oder ein beschleunigter Frosthebeversuch überlegenswert. Dies bedürfte aber eigener Entwicklungs- und Forschungsarbeiten.

5. Angesichts der geringen Probenzahl, teils sehr unterschiedlicher Materialien, aber auch wegen der geringen Spreizung der Frosthebungswerte waren in vielen Fällen definitive (statistische) Aussagen nicht möglich.

Die Bedeutung der untersuchten Schnelltests für ein künftiges Mineralkriterium kann an Hand der bearbeiteten Proben trotz schwacher Zusammenhänge nicht endgültig beurteilt, bzw. deren Sinnhaftigkeit nicht definitiv ausgeschlossen werden.

Die oben angeführten Rahmenbedingungen waren vermutlich auch ein wesentlicher Mitgrund dafür, dass in vielen Fällen nur sehr schwache mineralogische Korrelationen ermittelt wurden und Grenzwert-Ableitungen oder – Überprüfungen weiterer Verifizierung bedürfen.

Daher wird empfohlen, die erhaltenen Ergebnisse mit weiteren Untersuchungen zu untermauern. Eine Materialgruppen-spezifische Differenzierung, bzw. Vorgangsweise wäre dabei anzuraten, wobei nur Materialien mit stark unterschiedlicher Frostempfindlichkeit eine große Wertespreizung hervorrufen und damit das Erkennen von Zusammenhängen erleichtern.

Quellenverzeichnis

DIN 18132 (1995): Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens.

DIN 66131 (1993): Bestimmung der spezifischen Oberfläche von Feststoffen durch Gasadsorption nach Brunauer, Emmett, Teller (BET). 5 S.. Deutsches Inst. f. Normung.

DIN EN ISO 12571 (2000): Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten. Bestimmung der hygroskopischen Sorptionseigenschaften. Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel.

KAHR, G. (1998): Methoden zur Bestimmung des Smektitgehaltes von Bentoniten. - In: K.-H. HENNING & J. KASBOHM (Hrsg.): Tone in der Geotechnik und Baupraxis. Berichte der Deutschen Ton- und Tonmineralgruppe, 163-172, Greifswald, 1998.

ÖNORM B 4810 (2001): Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen. Frostsicherheit von Gemischen für ungebundene Tragschichten im Straßen- und Flugplatzbau.

ÖNORM B 4811 (2001): Gesteinskörnungen für ungebundene Tragschichten im Straßen- und Flugplatzbau. Beurteilung der Frostsicherheit.

ÖNORM EN 933-9 (Feb. 1999): Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen. Teil 9: Beurteilung von Feinanteilen, Methylenblau-Verfahren.

ÖNORM prEN 933-11 (Entwurf 1995): Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen; Teil 11: Beurteilung von Feinanteilen - Sandäquivalent-Verfahren.

Autor:

Vertr.-Ass. DI Dr. Hannes KUGLER:
Institut für Angewandte Geologie, Universität für Bodenkultur Wien
Peter Jordan-Straße 70, 1190 Wien
e-mail: kugler@edv1.boku.ac.at

Untersuchungen über die Auswirkung kontaminierter Anmachwässer auf das Abbindeverhalten von Schmalwandmassen

(Zusammenfassung der Dissertation)

Heinz HÖRZENBERGER

Dichtwandsysteme werden seit mehreren Jahrzehnten als vertikale Abdichtung zur Unterbindung von Grundwasserströmungen im Wasserbau, bei Baugrubenumschließungen und in steigendem Umfang in der Umwelttechnik zur Sicherung von Altlasten eingesetzt. In der Umwelttechnik gelangen vor allem Schlitz- und Schmalwände aus Bentonit-Zement-Suspensionen bzw. Bentonit-Zement-Steinmehl-Suspensionen zur Ausführung.

Dichtwände bei Deponieumschließungen sind, anders als im Wasserbau, häufig einem chemischen Angriff durch verunreinigte Wässer im Untergrund ausgesetzt.

Im Rahmen von Forschungsprojekten des Institutes für Angewandte Geologie wurden von KNAAK B. (1995) und SCHWAIGHOFER B. et al. (1996) die Beständigkeit von Schmalwandmaterialien unter dem Einfluss von kontaminierten Wässern am Beispiel der Deponieumschließung am Rautenweg und der Altlastumschließung Lackenjochlgasse in Wien untersucht. Untersuchungen über die Langzeitauswirkung des Schadstofftransportes in Dichtwandmaterialien bei Umschließungen von Deponien und Altlasten wurden von KNAAK A. R. (1998) durchgeführt. Bei diesen Forschungsprojekten konnten Untersuchungen an ungestörten Bohrkernen bestehender intakter Schmalwände der Deponieumschließung bzw. der Altlastumschließung durchgeführt werden.

In der vorliegenden Arbeit wurde das Abbindeverhalten kontaminierter Schmalwandsuspensionen untersucht. Im Zuge von Sanierungs- und Sicherungsmaßnahmen ist meistens ein Durchfahren von bereits kontaminiertem Untergrund unumgänglich, wobei die im Untergrund präsente Kontamination die frische, noch nicht erhärtete Dichtwandmasse negativ beeinflussen kann. Die bei Sicherungsmaßnahmen bereits im Untergrund bzw. im Grundwasser vorliegende Verunreinigung wurde durch die Verwendung kontaminierter Anmachwässer bei der Herstellung von Dichtwandmassen simuliert.

Ziel der Studie war es, die Auswirkung kontaminierter Anmachwässer auf die Suspensionseigenschaften, das Abbindeverhalten sowie auf die Eigenschaften der erhärteten Schmalwandmasse zu untersuchen.

Für die Untersuchungen wurde eine Schmalwandrezeptur verwendet, wie sie in den 80-er Jahren zur Sicherung von Altlasten in Wien eingesetzt wurde. Die Mischung für 1 m³ Schmalwandmasse besteht aus 121 kg Calciumbentonit, 145 kg HOZ 275, 605 kg Kalksteinmehl und 678 kg Wasser.

Als Anmachflüssigkeit wurden neben dem Leitungswasser der Stadt Wien die in Tabelle 1 angeführten synthetischen Sickerwässer verwendet.

Die Herstellung der Schmalwandmassen im Labor erfolgte mit einer Chargengröße von mehr als 15 Liter. Der Bentonit wurde mit einer Dissolverschleibe bei 3000 U/min in den verschiedenen Anmachflüssigkeiten 10 Minuten lang dispergiert. Nach einer Quellzeit von 24 Stunden wurden die restlichen Feststoffkomponenten, zuerst das

hydraulische Bindemittel und anschließend das Kalksteinmehl, bei einer Rührgeschwindigkeit von 1800 U/min zugegeben. Die Mischzeit betrug 5 Minuten und als Mischwerkzeug wurde ein mehrflügeliger Propellerrührer verwendet.

ANMACHFLÜSSIGKEIT	KONTAMINATION
S I	0,15 mol Natriumacetat (CH_3COONa) pro Liter; 0,15 mol Essigsäure (Eisessig) (CH_3COOH) pro Liter; 0,05 mol Glycin ($\text{C}_2\text{H}_5\text{NO}_2$) pro Liter; 0,007 mol Salicylsäure ($\text{C}_7\text{H}_6\text{O}_3$) pro Liter
S II	8093 mg Chlorid (Cl) pro Liter; 1500 mg Sulfat (SO_4) pro Liter; 500 mg Ammonium (NH_4) pro Liter; 350 mg Calcium (Ca) pro Liter; 3500 mg Natrium (Na) pro Liter; 2000 mg Kalium (K) pro Liter; 300 mg Mangan (Mn) pro Liter
S ZN-1000	1000 mg Zink (Zn) pro Liter; 1896 mg Nitrat (NO_3) pro Liter
S ZN-3000	3000 mg Zink (Zn) pro Liter; 5689 mg Nitrat (NO_3) pro Liter
S ZN-6000	6000 mg Zink (Zn) pro Liter; 11379 mg Nitrat (NO_3) pro Liter
S PN-1000	1000 mg Blei (Pb) pro Liter; 598 mg Nitrat (NO_3) pro Liter
S PN-6000	6000 mg Blei (Pb) pro Liter; 3591 mg/l Nitrat (NO_3) pro Liter
S PN-9506	9506 mg Blei (Pb) pro Liter; 5689 mg Nitrat (NO_3) pro Liter

Tabelle 1: Zum Anmachen der Schmalwandmassen verwendete synthetische Sickerwässer.

Die Kontamination des Anmachwassers mit den Schwermetallen Zink und Blei verursachte bei den Schmalwandsuspensionen eine deutliche Verschlechterung der Filtratwasserabgabe. Das Absetzmaß der Schmalwandsuspension nach 2 Stunden blieb bei allen durchgeführten Versuchen innerhalb des von der ÖNORM B 4452 (1998) geforderten Bereiches von ≤ 2 Vol.-%.

Zur Untersuchung des Abbindeverhaltens wurden Eindringversuche mit dem Nadelgerät nach Vicat und Versuche mit der Laborflügelsonde durchgeführt. Dabei konnte der negative Einfluß einer steigenden Kontamination des Anmachwassers mit dem essigsäurehaltigen Sickerwasser S I auf das Abbindeverhalten der Schmalwandmasse gezeigt werden.

Die Kontamination der Anmachwässer mit den in Tabelle 1 angeführten synthetischen Sickerwässern führte zu Verschlechterungen der einaxialen Druckfestigkeit nach 28 Tagen und zu einer Erhöhung der hydraulischen Durchlässigkeit (Bild 1).

Die Kontamination des Anmachwassers mit 6000 mg Zink pro Liter (Sickerwasser S ZN-6000) verursachte eine derart starke Beeinträchtigung der Festigkeitsentwicklung der Schmalwandmasse, dass eine Herstellung von Prüfkörpern für die einaxialen Druckversuche und die hydraulischen Durchlässigkeitsversuche nach einer Hydrationsdauer von 28 Tagen nicht möglich war. Nach 28-tägiger Lagerung bei hoher Luftfeuchte wiesen die Prüfkörper bei den Eindringversuchen mit dem Tauchstab (Vicat-Gerät) noch immer die volle Eindringtiefe von 40 mm auf.

In den Untersuchungen war zu sehen, dass die Belastung des Anmachwassers mit 6000 mg Zink pro Liter (Zinknitrat) zu einer wesentlich stärkeren Beeinträchtigung des Abbindeverhaltens führte als die Kontamination mit 6000 mg Blei pro Liter (Bleinitrat). Vergleicht man jedoch die einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen der beiden mit Zinknitrat (3000 mg Zink pro Liter) und Bleinitrat (9506 mg Blei pro Liter) belasteten Schmalwandmassen unter dem Gesichtspunkt gleicher molarer Belastung an unterschiedlichen Schwermetallen im Anmachwasser, so liegt die Beeinträchtigung

der einaxialen Druckfestigkeit in etwa der gleichen Größenordnung. Die hydraulische Durchlässigkeit wurde durch die Kontamination des Anmachwassers mit Bleinitrat etwas stärker erhöht, als durch die Belastung mit Zinknitrat.

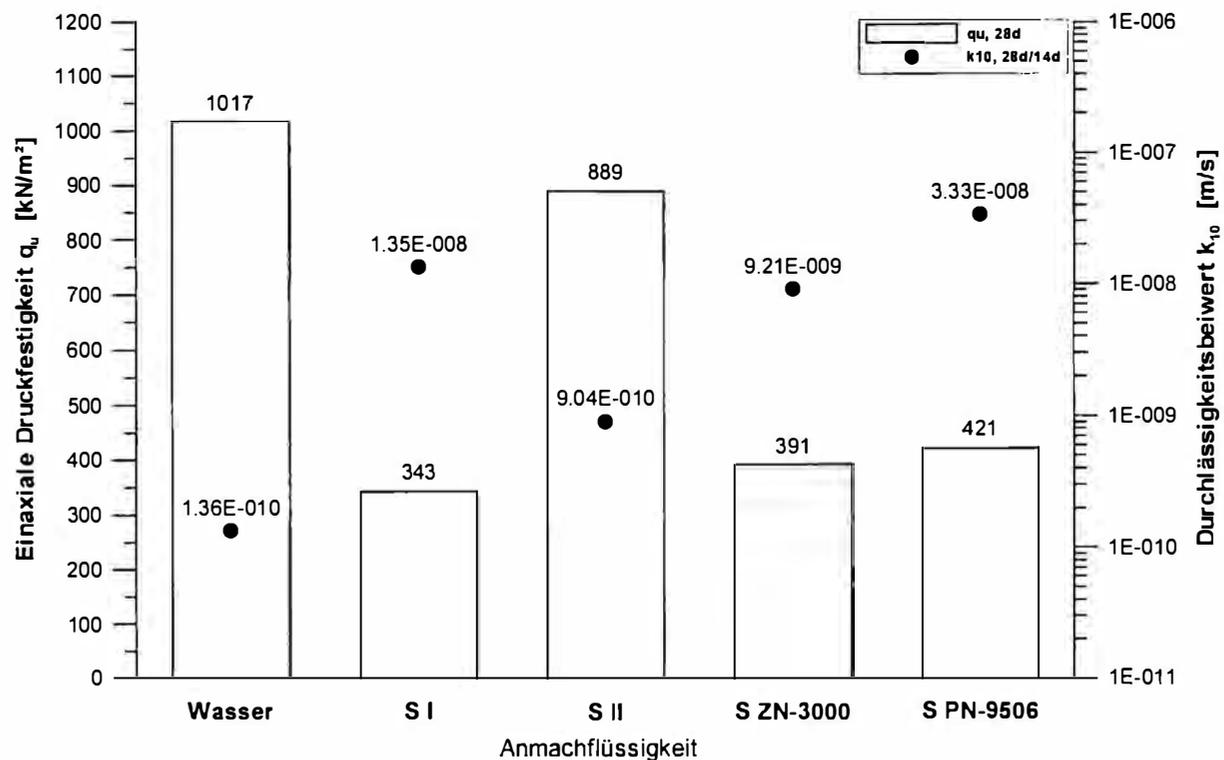


Bild 1: Einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen und hydraulische Durchlässigkeit der mit verschiedenen Anmachflüssigkeiten hergestellten Schmalwandmassen. Die hydraulische Durchlässigkeit wurde an 28 Tage hydratisierten Proben (Einbaualter) nach 14-tägiger Durchströmung mit Leitungswasser ermittelt.

Erosionsversuche wurden an den kontaminierten Schmalwandmassen bei einem hydraulischen Gefälle von $i = 60$ und $i = 100$ durchgeführt. Als kontaminierte Anmachwässer wurden das Essigsäure haltige Sickerwasser S I, das chlorid- und sulfathaltige Sickerwasser S II und das Zinknitrat haltige Sickerwasser S ZN-3000 (3000 mg Zink pro Liter) verwendet. Die Erosionsbeständigkeit bei einem hydraulischen Gefälle von $i = 100$ war bei der mit Sickerwasser S II angemachten Schmalwandmasse nach 28-tägiger Durchströmung mit Leitungswasser gegeben. Die Erosionsbeständigkeit der Schmalwandmassen bei einem hydraulischen Gefälle von $i = 60$ wurde bei einer Belastung des Anmachwassers mit dem Essigsäure haltigen Sickerwasser S I und dem Zinknitrat haltigen Sickerwasser S ZN-3000 geprüft. Die Erosionsbeständigkeit war gegeben.

Mit Hilfe der Röntgendiffraktometrie wurden die mit kontaminierten Anmachwässern hergestellten Schmalwandmassen hinsichtlich kontaminationsbedingter Veränderungen im Gesamtmineralbestand untersucht. Der Nachweis neu gebildeter Mineralphasen wurde bei der röntgendiffraktometrischen Phasenanalyse durch den hohen Feststoffgehalt der Schmalwandmassen, im Besonderen durch den hohen Calcitgehalt, erschwert. Phasenneubildungen, die in der Schmalwandmasse nur in sehr geringen Anteilen (Spuren) auftreten, sind röntgendiffraktometrisch kaum oder nicht erfassbar, da sie in den Röntgendiffraktogrammen vom Calcit überdeckt werden. Ein röntgendiffraktometrischer Nachweis der bei der Hydratation von Zement entstehenden Calciumsilicathydratphasen ist auf Grund ihrer geringen Phasengröße nicht möglich –

sie sind röntgenamorph. Bei der Verwendung der in Tabelle 1 angeführten Anmachflüssigkeiten war bei den gesamtmineralogischen Untersuchungen an 28 Tage alten Dichtwandmassen in Folge der kontaminierten Anmachwässer keine Veränderung im Mineralbestand der Schmalwandmatrix erkennbar (Bild 2). Wie sich bei den chemischen Untersuchungen herausstellte, wurde ein erheblicher Anteil der Schwermetalle vom Bentonit immobilisiert. Die in der Matrix der Schmalwandmasse in Form von Carbonaten gebundenen Schwermetalle lagen aufgrund ihres geringen Massenanteiles (an der Feststoffmasse der Schmalwandsuspension) unterhalb der Nachweisgrenze der röntgendiffraktometrischen Analytik. An den Oberflächen der Prüfkörper der unter schwermetallkontaminierten Sickerwässern gelagerten Schmalwandmassen wurden jedoch Schwermetallcarbonate (Hydrozinkit und Hydrocerussit) nachgewiesen. Bei der Lagerung der Schmalwandmasse unter dem Essigsäurehaltigen Sickerwasser S I wurde in Oberflächennähe eine Abnahme des Calcitgehaltes gemessen.

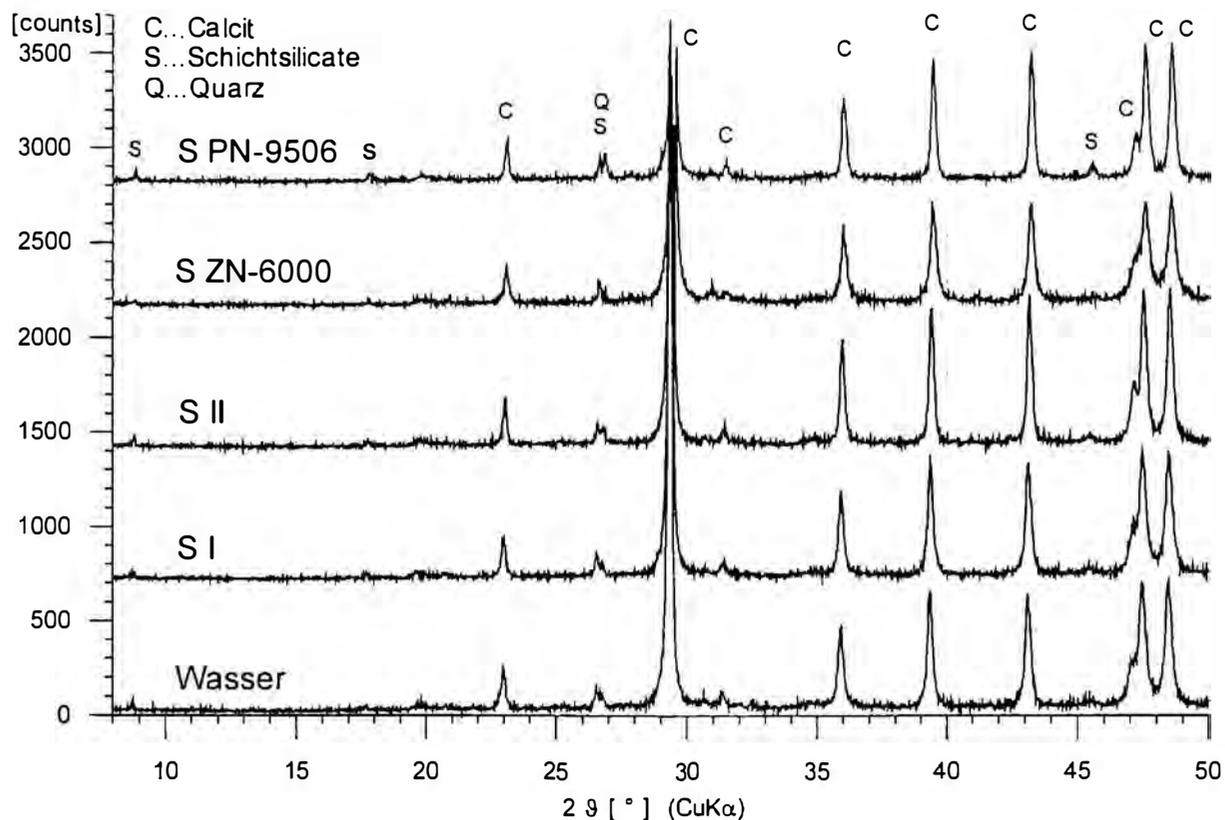


Bild 2: Röntgendiffraktogramme der Schmalwandmassen.

Tonmineralogische Untersuchungen wurden an vier kontaminierten sowie an einer unbelasteten Schmalwandmasse durchgeführt. Als kontaminierte Anmachwässer wurden das Essigsäurehaltige Sickerwasser S I, das chlorid- und sulfathaltige Sickerwasser S II, das mit Bleinitrat belastete Sickerwasser S PN-6000 (6000 mg Blei pro Liter) und das mit Zinknitrat belastete Sickerwasser S ZN-6000 (6000 mg Zink pro Liter) verwendet. Die Quellfähigkeit der Tonminerale (Aufweitung der Zwischenschichten) gegenüber Ethylenglykol wurde durch die verschiedenen Kontaminationen der Anmachwässer nicht beeinträchtigt. Selbst die Tonfraktionen der mit den Schwermetallen Blei und Zink belasteten Schmalwandmassen zeigten die für Smectit typischen Aufweitungen.

Das Hydratationsverhalten kontaminierter Ca-Bentonitschmalwandmassen wurde mit Hilfe eines atmosphärischen Rasterelektronenmikroskops (ESEM) an trockenen und feuchten Dichtwandmassen untersucht. Als Anmachwasser wurde Leitungswasser, das Essigsäure hältige Sickerwasser S I, das Chlorid - und Sulfat hältige Sickerwasser S II, das Zinknitrat hältige Sickerwasser S ZN-3000 (3000 mg Zink pro Liter), das Zinknitrat hältige Sickerwasser S ZN-6000 (6000 mg Zink pro Liter) und das Bleinitrat hältige Sickerwasser S PN-6000 (6000 mg Blei pro Liter) verwendet. Bei der Hydratation von Portlandzement gebildete Calciumsilicathydratphasen (CSH-Phasen) weisen generell eine sehr geringe Kristallinität auf. Aufgrund der geringen Kristallgröße der CSH-Phasen war es bei den Untersuchungen mit dem atmosphärischen Rasterelektronenmikroskop nicht möglich, diese zu erkennen bzw. sie als CSH-Phasen zu identifizieren. An Hand der elektronenmikroskopischen Aufnahmen waren bei den kontaminierten Schmalwandmassen keine wesentlichen Veränderungen im Gefüge ersichtlich. Ettringitbildungen konnten bei der unbelasteten sowie bei allen untersuchten kontaminierten Schmalwandmassen festgestellt werden. Die Bildung von Ettringitkristallen (Bild 3) konnte auch bei der mit 6000 mg Zink pro Liter Anmachwasser belasteten Schmalwandmasse, welche nach 28 Tagen Hydratationsdauer noch eine Eindringtiefe mit dem Tauchstab (Vicat-Gerät) von 40 mm aufwies, festgestellt werden.

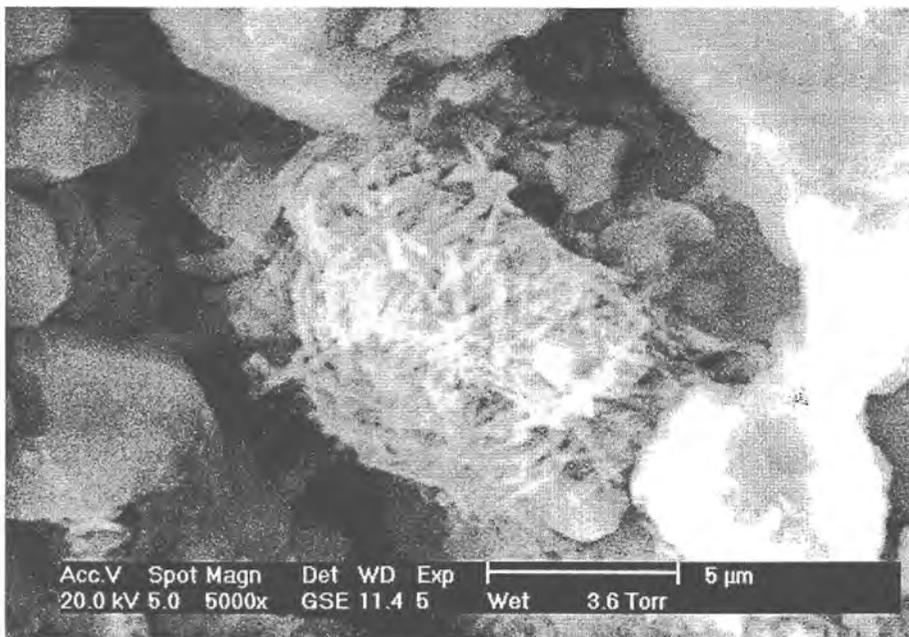


Bild 3: Mit Sickerwasser S ZN-6000 angemachte, ca. 24 Stunden hydratisierte Schmalwandmasse (ESEM-Aufnahme, Sekundärelektronenbild).

Die Bindung bzw. Immobilisierung der Schwermetalle des kontaminierten Anmachwassers durch die Feststoffkomponenten der Ca-Bentonitschmalwandmasse wurde ebenfalls untersucht. Nach der Dispergierung des Bentonits und nach der Zugabe von Kalksteinmehl und Hochofenzement wurden Suspensionsproben gezogen, diese zentrifugiert und anschließend die überstehende Flüssigkeit auf Schwermetalle analysiert. Als Anmachwässer wurden bei den Untersuchungen zwei zinknitratbelastete Sickerwässer (3000 mg Zink pro Liter, 6000 mg Zink pro Liter) und ein bleinitratbelastetes Sickerwasser (9506 mg Blei pro Liter) verwendet. Es zeigte sich, daß in der fertigen Schmalwandsuspension beinahe 100 % der mit dem Anmachwasser eingebrachten Schwermetalle in immobilierter Form vorliegen. Ein großer Teil der Schwer-

metallbelastung wurde bereits vom Bentonit immobilisiert. Unter dem Gesichtspunkt gleicher molarer Belastung an unterschiedlichen Schwermetallen im Anmachwasser wurde Blei vom Bentonit besser immobilisiert als Zink. Nach der Zugabe des Hochofenzementes trat eine starke Erhöhung des pH-Wertes und eine rasche Immobilisierung der Schwermetalle ein.

Eine sequentielle Extraktion von schwermetallkontaminierten Schmalwandmassen wurde bis zur carbonatischen Phase durchgeführt. Als Anmachwasser wurden die mit Zinknitrat kontaminierten Sickerwässer S ZN-3000 (3000 mg Zink pro Liter) und S ZN-6000 (6000 mg Zink pro Liter) und die mit Bleinitrat kontaminierten Sickerwässer S PN-6000 (6000 mg Blei pro Liter) und S PN-9506 (9506 mg Blei pro Liter) verwendet. Im ersten Extraktionsschritt, der Bestimmung der austauschbaren Kationen, konnte bei keiner kontaminierten Schmalwandmasse eine nennenswerte Freisetzung der Schwermetalle festgestellt werden. Bei der Bestimmung des carbonatischen Anteiles hingegen war ein starker Anstieg der Schwermetalle im Extrakt zu beobachten. Mittels Röntgenfluoreszenzanalyse konnten Schwermetallanteile im festen Rückstand des zweiten Extraktionsschrittes nachgewiesen werden.

Die wichtigste Anforderung an erhärtete Dichtwandmassen ist die hydraulische Undurchlässigkeit. Die Kontamination der Schmalwandsuspension mit den Schwermetallen Blei bzw. Zink, aber auch mit verschiedenen anderen Stoffen, verursachte eine Erhöhung der hydraulischen Durchlässigkeit. Da Sicherungen von Deponien und Altlasten meist durch hydraulische Maßnahmen unterstützt werden, ist bei einer höheren hydraulischen Durchlässigkeit der Schmalwand mit höheren Betriebskosten zu rechnen, da zur Aufrechterhaltung des niedrigeren Wasserspiegels innerhalb der Umschließung eine größere Menge kontaminierten Wassers abzupumpen und zu entsorgen ist.

Bei zukünftigen Planungen von Sanierungs- bzw. Sicherungsarbeiten sollte auch immer der Chemismus des anstehenden Bodens sowie des Grundwassers im Bereich der Umschließung erkundet werden. Aufgrund dieser Kenntnisse kann dann mittels Laborversuchen eine für die vorliegende Kontamination geeignete Schmalwandrezeptur ermittelt werden.

Literatur:

KNAAK, A. R. (1998): Untersuchungen über die Langzeitauswirkungen des Schadstofftransportes in Dichtwandmaterialien bei Umschließungen von Deponien und Altlasten, Diss. Univ. für Bodenkultur Wien.

KNAAK, B. (1995): Untersuchungen über die Beständigkeit von Schmalwandmaterialien unter dem Einfluß von kontaminierten Wässern am Beispiel der Deponieumschließung am Rautenweg und der Altlastumschließung Lackenjöchelgasse in Wien, Diss. Univ. für Bodenkultur Wien.

ÖNORM B 4452 (1998): Erd- und Grundbau; Dichtwände im Untergrund, Österreichisches Normungsinstitut, Wien.

SCHWAIGHOFER, B., KNAAK, B., OTTNER, F., FRÖSCHL, H. (1996): Untersuchungen über die Beständigkeit von Schmalwandmaterialien unter dem Einfluß von kontaminierten Wässern, Bundesministerium für Umwelt, Jugend und Familie, Sektion III, Schriftenreihe Abfallwirtschaft, Band 34, Wien.

Autor:

Dipl.Ing. Dr. Heinz Hörzenberger
4320 Perg, Lanzenberg 13

Hangdynamische Untersuchung der Rutschung Hintl-Lahn bei Klausen, Südtirol

(Zusammenfassung der Diplomarbeit)

Ute DALLNER & Andreas FROMM

Einleitung

Ziel der Untersuchungen war die Erfassung und Dokumentation einer hochaktiven Rutschung (Rutschung Hintl-Lahn), bei der die Gefahr besteht, dass sie in den darunter liegenden Wildbach (Villbach) abgleitet und einen Murgang auslöst, der in der Folge eine Bedrohung für die Gemeinde Klausen darstellt. Im Zuge dieser Studie erfolgte eine geologische und geotechnische Kartierung der gesamten instabilen Hangflanke sowie eine hydromorphologische Untersuchung des Bereiches.

Nach Zusammenfassung aller Untersuchungsergebnisse aus Luftbildern, Stahlbandmessungen, Baggerschürfen bzw. Bohrungen und geoelektrischen Messungen konnten Aussagen über die Ursachen der Bewegung im gesamten Untersuchungsgebiet und insbesondere in der hochaktiven Zone getroffen werden. In den Labors des Institutes für Angewandte Geologie (IAG) der Universität für Bodenkultur Wien und des Amtes für Geologie und Baustoffprüfung der Autonomen Provinz Bozen (AGB Bozen) wurden Versuche zur Ermittlung von bodenmechanischen Kennwerten durchgeführt, um Aussagen über z.B. den Gehalt an Tonmineralen und ihre geotechnischen Auswirkungen treffen zu können.

Schlussendlich wurden Vorschläge für Sanierungsmaßnahmen unterbreitet, die das Hanggleichgewicht in der hochaktiven Zone wieder herstellen sollen. Diese Maßnahmen werden durch das Ableiten von Wasser umgesetzt, da dieses als „Motor“ der Massenbewegung bezeichnet werden kann.

Geotechnische Untersuchungen – Bohrungen

Insgesamt wurden vier Bohrungen (BS 1, BS 2, BS 3 und BS 4) abgeteuft und folgende Parameter dokumentiert: Aufschlussart, Schichtaufbau, Gesteinsart, Gesteinszustand, Probennahmen, Versuche (z.B. SPT-Test) sowie ergänzende Eintragungen (z.B. Einbau eines Inklinometerrohres).

Weiters wurden aus den relevanten geologischen Horizonten Proben entnommen, die im Labor des IAG nach Kornverteilung, Gesamtmineralanalyse und Tonmineralanalyse untersucht wurden. Scherversuche wurden vom AGB Bozen durchgeführt. In jede dieser vier Bohrungen wurden Inklinometer gesetzt, die laufend ebenfalls vom AGB Bozen überprüft wurden. Alle Bohrpunkte sind in einem Lageplan dargestellt, zu jedem Bohrloch wurde ein Bohrprofil gezeichnet und eine Dokumentation der fotografierten Bohrkern angelegt.

In der **Bohrung BS 1** sind mögliche Gleitflächen zu erkennen. Die Zonen, die als nass ausgewiesen wurden (6.6m – 9.1m bzw. 11.5m – 15m), stellen allem Anschein nach wasserführende Schichten dar, die den Hang durchfeuchten und so zu Instabilitäten führen. Eine Gleitfläche ist im Tonhorizont in 15 - 16.7m anzunehmen, eine weitere an der Grenze zum Anstehenden. Toniges Material stellt in der Regel eine gute Gleitschicht dar, da es unter Wassereinwirkung auf Grund der Quellfähigkeit der Tonminerale sehr rutschanfällig wird.

Die Ergebnisse dieser Bohrung stimmen gut mit den erwarteten geologischen bzw. geotechnischen Gegebenheiten überein.

Bei **Bohrung BS 2** konnte man wieder eine Gleitschicht erkennen. Es handelt sich um das abgescherte Felspaket in 17 - 18m Tiefe. Bis in 8.8m Tiefe trifft man auf den Erdstrom, der aus toniger Matrix mit groben Bestandteilen besteht und ziemlich feucht ist. Dies stimmt auch mit den Ergebnissen aus Schurf S1 überein.

Bohrung BS 3 liefert keine unmittelbaren Hinweise auf den Bewegungsvorgang in der hochaktiven Zone, da diese zu weit entfernt ist. BS3 befindet sich allerdings im Bereich der so genannten Nackentälchen, deren Aufbau und daher auch Entstehung mit Hilfe dieser Bohrung geklärt werden sollte.

Bei **Bohrung BS 4** wurde kein Hinweis auf eine mögliche Gleitschicht gefunden. Auf Grund der Auswertung der Geoelektrik ergab sich, dass diese Bohrung in einem stabilen Rücken abgeteuft wurde.

Erläuterungen zur geomorphologischen Karte (Beilage 1)

Die Morphologie des Untersuchungsgebietes ist in einer Übersichtskarte im Maßstab 1:5000 und in einer Detailkarte im Maßstab 1:2500 dargestellt. In diesen Karten sind stabile (passive) morphologische Ausprägungen in oranger Farbe und die instabilen (aktive und hochaktive) in roter Farbe dargestellt.

Die hochaktive Zone

Unterhalb des Forstweges, welcher vom Hintl-Hof Richtung Westen führt, wird die hochaktive Zone im Osten begrenzt durch den passiven Graben. Dieser Graben, rd. 19m rechts von Bach B 1, mündet in einer Höhe von 1575m ü.A. in den aktiven Graben des Baches B 1, welcher von nun an die Grenze im Osten darstellt. Oberhalb des Forstweges ist die östliche Grenze der hochaktiven Zone unscharf, es gibt keine markanten Risskanten oder Gräben, die eine genaue Abgrenzung zulassen, der Übergang in den stabilen Bereich ist kontinuierlich. Diese Übergangszone wird als aktive Zone bezeichnet und ist durch eine Verringerung der Bewegungsrate der Massenbewegung mit zunehmender Entfernung zur hochaktiven Zone gekennzeichnet. Die zunehmende Stabilität kündigt sich auf Grund der Beruhigung der Morphologie und der abnehmenden Labilität der Vegetationsdecke und des Bodens eindeutig an.

Die obere Grenze der hochaktiven Zone ist durch die Risskante der Massenbewegung in einer Höhe von 1665m ü.A. ausgebildet.

Westlich begrenzt ein Flankenriss, der durch Abscherung entstanden ist und in der Falllinie verläuft, die hochaktive Zone bis in eine Höhe von 1600m ü.A. Danach folgt eine NO-SW streichende Risskante, die nahezu hangparallel verläuft und eine Länge von ca. 25m besitzt. Diese Zugrisskante geht in einen NW-SO streichenden Flankenriss über, welcher die untere und seitliche Begrenzung der hochaktiven Zone darstellt. In einer Höhe von 1480m ü.A. treffen sich der die östliche Grenze bildende aktive Graben (mit dem Bach B 1) und die NW-SO streichende Flankenrisskante und stellen somit den tiefsten Punkt der hochaktiven Zone dar.

Die Krone, der stabile Bereich oberhalb der Massenbewegung, ist gekennzeichnet durch Spannungsrisse und eine anschließende Absackung der Kopfreion der Rutschung von bis zu 3m. Die Anbruchflächen sind teilweise muschelförmig ausgeprägt, besonders neben dem neuen Holzlagerplatz, verlaufen aber sonst mehr oder weniger entlang der Höhenlinien. Der Kopf der Rutschung ist gekennzeichnet durch Blöcke mit bis zu einigen m³ Kubatur. Die Hangneigung ist unterhalb der Abrisskante geringer als die übliche Hangneigung. Die Bäume weisen in diesem Bereich eine Säbelwuchs auf, teilweise sind sie auch zum Hang hin geneigt und zeigen eine Verstellung.

Im oberen Teil des Rutschkörpers sind starke Vernässungszonen und die Austritte der Quellen Q 3 und Q 8 anzutreffen. Das Wasser dieser Vernässungszonen fließt teilweise oberflächlich innerhalb der östlichen Scherfuge (Bach B 1) ab, oder versickert einige Meter nach dem Austritt. Unterhalb der Quellen Q 3 und Q 8 finden sich noch weitere Quellen, die in den Bach B 1 entwässern. Diese Quellen sind hydrologisch nicht untersucht worden, da sie eine geringe und stark intermittierende Schüttung aufweisen. Vom Wasseraustritt WA 8 unterhalb des neu angelegten Holzlagerplatzes fließt oberflächlich Wasser der hochaktiven Zone zu, welches in einer Höhe von 1635m ü.A in den Bach B 1 einmündet. Auf 1610 Höhenmeter ü.A. oberhalb der Stelle, an der die Bohrung BS 2 abgeteuft wurde, befindet sich der Zwischenbehälter ZB 1 jener Wasserleitung, die aus der hochaktiven Zone führt. Einige Meter westlich dieses Zwischenbehälters tritt Wasser zutage, das zum Teil vom Überlauf der Quelle Q 1, welche sich über der hochaktiven Zone befindet, gespeist wird. Das Wasser dieser Vernässungszone sammelt sich zu einem kleinen Bach, der im unteren Bereich der Rutschung in den Bach B 1 mündet (1540m ü.A.).

Der mittlere Teil des Rutschkörpers ist größtenteils vernässt, die staffelförmig übereinander angeordneten Zugrisse sind oft durch Vegetation überdeckt. Entstanden sind diese Zugrisse durch bewegungsbedingte Spannungsumlagerungen, welche ihren Ursprung in der Gleitwiderstandszunahme von oben nach unten haben. In den Rissen kann nun Oberflächenwasser leichter eindringen, wobei es in der Folge zu sehr hohen Wassergehalten im Boden kommen kann. Durch die Erhöhung des Wassergehaltes wird die Masse des Rutschkörpers und somit der Druck auf den Gleithorizont größer und die tonig-schluffigen Lockermaterialien können den Charakter einer Fließbewegung annehmen. Infolge der Bewegung kommt es zu einer Störung in der Boden- und Vegetationsdecke. Die ausgeprägten Krummwuchsformen, die Verstellungen und unterschiedliche Orientierung der Bäume deutet auf eine ausgedehnte Bewegung hin, deren Intensität nicht in allen Bereichen gleich groß ist. Die zahlreichen Riss-Systeme zeigen an, dass ein Ende der Aktivität auch in Zukunft nicht zu erwarten ist, da die vielen Vernässungen diese Bewegungen in Gang halten und eventuell noch intensivieren werden.



Um den westlichen Scherriss ist eine große Anzahl von Blöcken mit einer Größe von bis zu 2-3m³ anzutreffen. Der Geländesprung zwischen dem stabilen Hang und dem Bereich der Massenbewegung beträgt im oberen Teil ca. 2m und wird bis zum Ende des Risses immer geringer.

Abb. 1: Scherriss im oberen Bereich, hangaufwärts gesehen

Nach der Schneeschmelze im Frühjahr 2001 ist in der Verlängerung des westlichen Scherrisses in der Höhe von 1600m bis 1665m ü.A. eine neue Risskante entstanden, die lotrecht zur Höhenkontur steht.

Der Fuß der hochaktiven Zone unterscheidet sich nicht vom übrigen Rutschkörper, es kommt auch zu keiner Ausbildung einer Zone des Auftriebes. Da der unterhalb der Rutschung liegende Hangbereich noch nicht von Lockergesteinen der Massenbewegung überflossen oder umgepflügt ist, kann man beim unteren Bereich der hochaktiven Zone nicht von einer für eine Translationsrutschung üblichen Zunge sprechen. Es fehlt auch die Ausbildung von Stauchwellen und Akkumulationszonen im Endbereich der Rutschung.

Der tiefste Punkt der Massenbewegung befindet sich in einer Höhe von 1480m ü.A. und entspricht jener Stelle, an der sich die Scherrisse treffen, welche die seitlichen Begrenzungen darstellenden. Die hochaktive Zone reicht nicht bis zum Villbach und wird daher durch diesen nicht direkt beeinflusst. Es kann daher bis jetzt zu keinem Abtransport von Lockermaterial und ein daraus resultierendes Nachrutschen oder Nachbrechen der Rutschmasse durch Erosionswirkung des Villbaches kommen. Allerdings kommt es zu einer Erosion des Blaiken- und des Hangfußes unterhalb der hochaktiven Zone, welche eine Art Widerlager gegen die Massenbewegung darstellen.

Die Bohrung BS 2 in der hochaktiven Zone hat gezeigt, dass es sich bei der abgleitenden Masse um Blöcke und Steine in einem feinkörnigen Lockermaterial handelt. Das Lockergestein gleitet, in erster Linie durch die Einwirkung des Wassers, partien- oder schollenweise ab, wobei die Schollen während der Rutschbewegung oft erhalten bleiben. Allgemein führt eine Abnahme der durch Kapillar- und Haftkräfte bedingten Kohäsion und der Zugfestigkeit zum progressiven Bruch und zu einer Translationsrutschung im Lockergestein (BUNZA, G., 1982). In einer Tiefe von 8,7m befindet sich eine Heterogenitätsfläche, welche die Grenze zwischen bindigem Lockergestein und Festgestein darstellt. Entlang dieser Fläche, im Material mit hohem bindigem Anteil, kommt es zu einer unter dem Einfluss der Gravitation stehenden plastischen Deformation und Massenbewegung. Weiters hat diese Bohrung gezeigt, dass in der Tiefe von 17m eine Scherfläche zwischen dem abgescherten Festgestein und dem anstehenden Fels mit einer Mächtigkeit von einem Meter anzutreffen ist. Das genaue Wirken der Gleitflächen und die Geschwindigkeitsverteilung der einzelnen Gleithorizonte werden erst durch die Inklinometer- und Extensometermessungen definiert werden können.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass es sich bei dieser Massenbewegung in der hochaktiven Zone nicht um ein einzelnes Rutschungsphänomen mit einer klar definierten Gleitfläche handelt, sondern um das Zusammenwirken mehrerer Rutschhorizonte bzw. Rutschzonen. Die Gleitflächen liegen vermutlich an Heterogenitätsflächen zwischen Lockergestein und Fels bzw. im abgescherten Felspaket des geschieferten Quarzphyllits in 17m Tiefe. Weiters kommt es im oberflächennahen Erdstrom zu schollenförmigen Abgleitungen mit unterschiedlichen Geschwindigkeitsverteilungen.

Ermittlung der bodenmechanischen und mineralogischen Kennwerte:

Im Zuge der Schürf- und der Bohrkernuntersuchung wurden in einigen ausgewählten Horizonten Proben entnommen. Die Proben wurden folgendermaßen untersucht:

- Wassergehalt w
- Kornverteilung KV
- Gesamtmineralanalyse GMA
- Tonmineralanalyse TMA
- Scherversuche (durchgeführt vom AGB Bozen)

Scherversuche

Die Reibungswinkel der in den Schürfen entnommenen Proben liegen zwischen 27° und 30°. Bei der Bohrung BS 3 in einer Tiefe von 35,60-36,00m beträgt der Reibungswinkel 33°. Der Reibungswinkel ist bei allen Proben ähnlich und weist keine auffällig geringen Werte auf.

Gesamtmineralanalyse GMA und Tonmineralanalyse TMA

Im Kartierungsgebiet wurden an markanten Stellen und in den Bohrungen Gesteinsproben entnommen, die auf ihren Mineralbestand untersucht wurden. Die Analyse erfolgte mit dem Röntgendiffraktometer, wobei bei Festgesteinen eine GMA und bei Lockergesteinen zusätzlich noch eine TMA durchgeführt wurde.

Die Tonmineralanalyse hat gezeigt, dass mit einer Ausnahme in allen aus dem Untersuchungsgebiet stammenden Proben keine quellbaren Tonminerale vorkommen. In einer Probe (BS 1: Tiefe 31,7m) sind geringe Anteile an Smektiten vorhanden. Die Smektite sind durch ihre Quellfähigkeit bei der Untersuchung von Hanginstabilitäten besonders zu beachten, da sie auf eine mögliche Gleitfläche hinweisen. Im Fall der Probe BS 1 ist jedoch der Anteil an Smektiten so nieder, dass eine Abnahme der Scherfestigkeit ausgeschlossen werden kann.

Die Minerale Illit und Chlorit, welche die Hauptbestandteile des untersuchten Materials sind, gelten als nicht quellbare Minerale. Es handelt sich dabei um Material mit relativ geringem Verwitterungsgrad.

In den Proben BS 2 (Tiefe 4,8m), BS 3 (Tiefe 17,5m) und BS 3 (Tiefe 25,2m) kommt es zu Wechsellagerungen (mixed-layer) zwischen den Illiten und den Chloriten, die sich aber nicht quantitativ bestimmen lassen.

Hydromorphologie

Wasser ist ein wichtiger „Motor“ jeder Massenbewegung, so auch bei dieser Hangrutschung. Bei den Quellen, Wasseraustritten, Vernässungszonen sowie Bächen, die in der hochaktiven Zone liegen oder diese möglicherweise beeinflussen, wurde eine kontinuierliche Messreihe von Oktober 2000 bis November 2001 durchgeführt. Andere, die im Zuge der Kartierung gefunden wurden, aber kaum Schüttung aufwiesen oder für die Rutschung nicht von Bedeutung waren, wurden kartiert, aber nicht gemessen. Die relevanten, in regelmäßigen Abständen zu messenden Parameter waren die Leitfähigkeit, der pH-Wert, die Schüttung und die Temperatur.

Gefügemessungen

Im Zuge der geotechnischen Kartierung wurden 41 Aufschlüsse geologisch untersucht und gefügemäßig vermessen. Der kartierte Bereich liegt in der Zone des Brixner Quarzphyllits. Es lassen sich im Wesentlichen vier Haupttypen von Gesteinen unterscheiden: Quarzphyllite, Gneise, Quarzite und basische Ganggesteine.

Die Messung der Schieferung hat ergeben, daß die Aufschlüsse A 1, A 2, A 3, A 8, A 13, A 14, A 15, A 16, A 17 und A 18 eine Haupteinfallrichtung von O und ONO erkennen lassen bzw. der Aufschluß A 12 OSO einfällt. Diese Aufschlüsse befinden sich in einem Bereich, der als stabiler Rücken angesehen werden kann.

Die Aufschlüsse der Blaike, der hochaktiven Zone und der Aufschluß A 6 nordwestlich oberhalb der hochaktiven Zone weisen eine andere Schieferung auf. Sie fallen in SO Richtung ein und zeigen untereinander in ihrer Klüftung ähnliche Richtungen auf.

Besonders deutlich wird der Unterschied zwischen dem bewegten und dem stabilen Bereichen beim Vergleich der Aufschlüsse A 5 und A 12. Der Abstand zwischen den Aufschlüssen beträgt rd. 100m und beide liegen nicht mehr als 5m vom Scherriss, welcher die hochaktive Zone begrenzt, entfernt; wobei A 12 auf der stabilen und A 5 auf der hochaktiven Seite liegt.

Die Ergebnisse der strukturgeologischen Messungen stimmen mit der Abgrenzung des hochaktiven vom stabilen Bereiches aus den anderen Erkundungsmethoden (Geomorphologie, Geoelektrik, Luftbilddauswertung...) überein.

Sanierungsmaßnahmen (Beilage 3)

- **Rodung:**

Als kurzfristige Maßnahme ist die Rodung der Bäume in der hochaktiven Zone zu verstehen, die bereits umgesetzt wurde. Abholzen ist die erste, schnellste und einfachste Maßnahme bei oberflächennahen Rutschungen. Das Gewicht, also die Belastung durch die Bäume wird verringert. Die Stabilität wird vorerst nicht reduziert, da die Wurzelstöcke im Hang verbleiben. Wenn diese verrotten sind, müssen die Folgemaßnahmen, wie Quellfassungen bzw. Drainagen und ingenieurbioologische Vorkehrungen schon greifen, sonst entsteht statt der Hangstabilisierung der gegenteilige Effekt.

Beregnungsversuche von BUNZA, G. (1992) auf unterschiedlich alten Kahlhiebflächen in Wildbachgebieten der bayrischen Alpen haben gezeigt, dass sich die Oberflächenabflüsse zumindest in den ersten Jahren nach einem großflächigen Waldverlust nicht wesentlich erhöhen, da die Grobporen durch die im Boden verbliebenen Wurzelstöcke zunächst noch erhalten bleiben, selbst wenn es zu keiner Wiederbewaldung käme. Das heißt, es ist während einer gewissen Zeitspanne und je nach vorliegenden Bodenverhältnissen aufgrund fehlender Interzeption und Evapotranspiration durch den Wald vielerorts mit erhöhten Einsickerungsbeträgen zu rechnen. Diese zusätzliche Wassermenge reicht aus, um an labilen, rutschanfälligen Standorten Massenbewegungen auszulösen, deren zeitlicher Eintritt jedoch kaum voraussagbar ist (aus BUNZA, G., 1992).

- **Entwässerung der Asphaltstraße oberhalb der hochaktiven Zone:**

Diese einfache und zweckmäßige Maßnahme kann mit Halbschalen aus Fertigbetonteilen umgesetzt werden, die neben der Straße verlegt werden. Insbesondere bei Starkregenereignissen wird jenes Wasser abgeleitet, welches sonst über die Straße abrinnt und u.a. in der Kurve, genau über der hochaktiven Zone (beim Bach B 4), im Gelände versickern würde. Der Bereich, an dem diese Maßnahme umgesetzt werden soll, ist aus der Karte zu entnehmen.

- **Fächerdrainage am Forstweg oberhalb der hochaktiven Zone:**

Der Zweck liegt in einer Wassersperre über und in ausreichender Entfernung von der hochaktiven Zone. Mittels fächerförmig angeordneten Horizontalbohrungen (z.B. verrohrte Hammerbohrung) wird der Hang entwässert und das Wasser kann in einem künstlich angelegten, aber trotzdem naturnahen Gerinne über den alten Forstweg abgeleitet werden. Diese Art von Bohrungen kann mit einem kleinen Bohrgerät durchgeführt werden und stellt somit kein großes logistisches Problem dar. Wichtig ist eine begleitende Betreuung durch Fachkräfte, da es schwierig ist, die wasserführenden Schichten gezielt anzubohren und die genaue Lokalisierung der Bohrpunkte erst im Zuge der Bohrarbeiten im Gelände erfolgen kann. Als Drainrohre werden in der Regel geschlitzte Kunststoffrohre verwendet. Das Gerinne kann als Muldengraben ausgebildet werden. Ein Vorteil gegenüber starren Entwässerungsröhren liegt darin, dass diese Maßnahme flexibel auf etwaige Bewegungen reagiert und daher nicht abgeschert oder zerdrückt werden kann. Es ist auch eine wirtschaftliche Methode, die sich, neben dem Zweck der Entwässerung, harmonisch in das Landschaftsbild einfügt. Gerade in touristisch genutzten Gebieten sollte man Lösungen finden, die keine Diskrepanz zur Natur aufweisen.

- **Quellfassungen:**

Der Überlauf sämtlicher Quellen und Wasseraustritte, die den hochaktiven Bereich beeinflussen, muß abgeleitet und gesammelt werden. Dabei handelt es sich um die Wasseraustritte WA 1, WA 2, WA 3, WA 4 und WA 7 bzw. um die Quelle Q 10 in den höheren Lagen, und um Q 6, Q 4 bzw. Q 12, die direkt in die hochaktive Zone entwässern. Dieses Wasser wird mittels Muldengräben mit Erosionsschutz der Straßenentwässerung zugeführt. Das Wasser der Quelle Q 5 wird ebenfalls mittels Muldengräben außerhalb des Einflußbereiches zur Versickerung gebracht.

- **Bachwasserfassungen:**

Es muß unbedingt verhindert werden, dass das Wasser des Baches B 4 in die hochaktive Zone eindringt. B 4 wird von der Quelle Q 6 gespeist und weist v.a. im Frühjahr eine beträchtliche Schüttung auf. Mittels Quellfassung von Q 6 und Ableitung des Wassers in die Straßenentwässerung kann verhindert werden, daß Wasser aus B 4 in die hochaktive Zone eindringt, ansonsten muss das Wasser aus B4 gesondert abgeleitet werden. In diesem Fall muss ein weiterer Drainagegraben angelegt werden, und zwar auf dem Forstweg, der von B 4 gekreuzt wird. Über diesen Entwässerungsgraben kann das Wasser in den Villbach schadlos abgeleitet werden.

- **Ingenieurbiologische Maßnahmen:**

Zu empfehlen ist eine Aufforstung der hochaktiven Zone mit standorttypischer Vegetation, wobei ein gut gestufter und geschlossener Bestand mit möglichst hohem Wasserverbrauch bei günstigen Durchwurzelungsverhältnissen anzustreben ist. Handlungen mit negativen Folgen, wie Kahlschläge oder bodenschädigende Bringung von Holz sollen in der hochaktiven Zone und darüber vermieden werden.

Nachdem alle diese Sanierungsmethoden umgesetzt wurden, empfiehlt es sich, die Auswirkungen der getroffenen Maßnahmen über ein ganzes Jahr hindurch festzustellen.

Innerhalb der hochaktiven Zone sind keine hydrologischen Maßnahmen notwendig, da alle anderen Methoden verhindern, dass Wasser in diesen sensiblen Bereich eindringt. Aufgrund der zu erwartenden Bewegungen, dazu zählen auch die Setzungen, die nach einer Entwässerung entstehen würden, sind dauerhafte technische Möglichkeiten zur Lösung dieses Problems derzeit nicht durchführbar.

Eine Geschiebesperre im Villbach ist aufgrund der großen Kubatur der Rutschmasse und der schweren Geländezugänglichkeit nur mit sehr großem Aufwand möglich. Weiters besteht die Gefahr des immer weiteren Nachrutschens des Geländes; die Ausbildung der neuen Risskante deutet auf diese Möglichkeit hin.

Alle zur Wasserfassung benötigten Leitungen oder Gräben sind nach den maximal auftretenden Wassermassen zu bemessen. Diese Maxima sind ausnahmslos im Frühjahr anzutreffen. Schwieriger zu ermitteln ist jener Hangwasseranteil, der über die Fächerbohrung und schließlich über den Drainagegraben abgeleitet werden soll. Dies kann erst im Zuge der Bohrmaßnahmen vor Ort festgestellt werden. Daher ist es wichtig, dass eine fachkundige Person diese Bohrungen betreut, einerseits um die genauen Bohrpunkte zu lokalisieren, die sich nach den anfallenden Wassermassen richten und andererseits um diese Wassermassen zu quantifizieren, um eine endgültige Bemessung durchführen zu können.

Autoren:

Dipl.Ing. Ute DALLNER
Ternitz, NÖ
dallner@aon.at

Dipl.Ing. Andreas FROMM
Baden b. Wien
h9440635@edv1.boku.ac.at



Beilage 1: Geomorphologische Karte

250m

Legende:

- | | | |
|--|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> — Straße — Forstweg — Bäche ■ Behausungen bzw. Hütten ○ Aufschluß: Quarzphyllit ○ Aufschluß: Quarzlit ○ Aufschluß: Gneis ○ Aufschluß: Ganggestein ○ Aufschluß: Quartär □ gefaßte Quelle • ungefaßte Quelle • Quelle, ohne hydrologische Daten • Wasseraustritt, ohne hydrologische Dalen □ ZB Zwischenbehälter • WA Wasseraustritt ▨ Vernässungen | <ul style="list-style-type: none"> — passive Formen — aktive Formen ⌒ Buckelwiese ⌒ Terrasse ⌒ Depression, Nackentälchen ⌒ Graben ⌒ Rücken ⌒ Abrißkante Felssturzmaterial, Hangschutt Quartär | <ul style="list-style-type: none"> ↘ oberflächennahes Kriechen |
|--|---|---|



Beilage 2: Messpunkte und Messprofile

500 m

Legende:

- Straße
- Forstweg
- Bäche
- Behausungen bzw. Hütten

Hydrologische Parameter

- gefaßte Quelle
- ungefaßte Quelle
- Quelle, ohne hydrologische Daten
- Wasseraustritt
- Wasseraustritt, ohne hydrologische Daten
- Zwischenbehälter
- Vernässungen

Strukturgeologische Messungen:

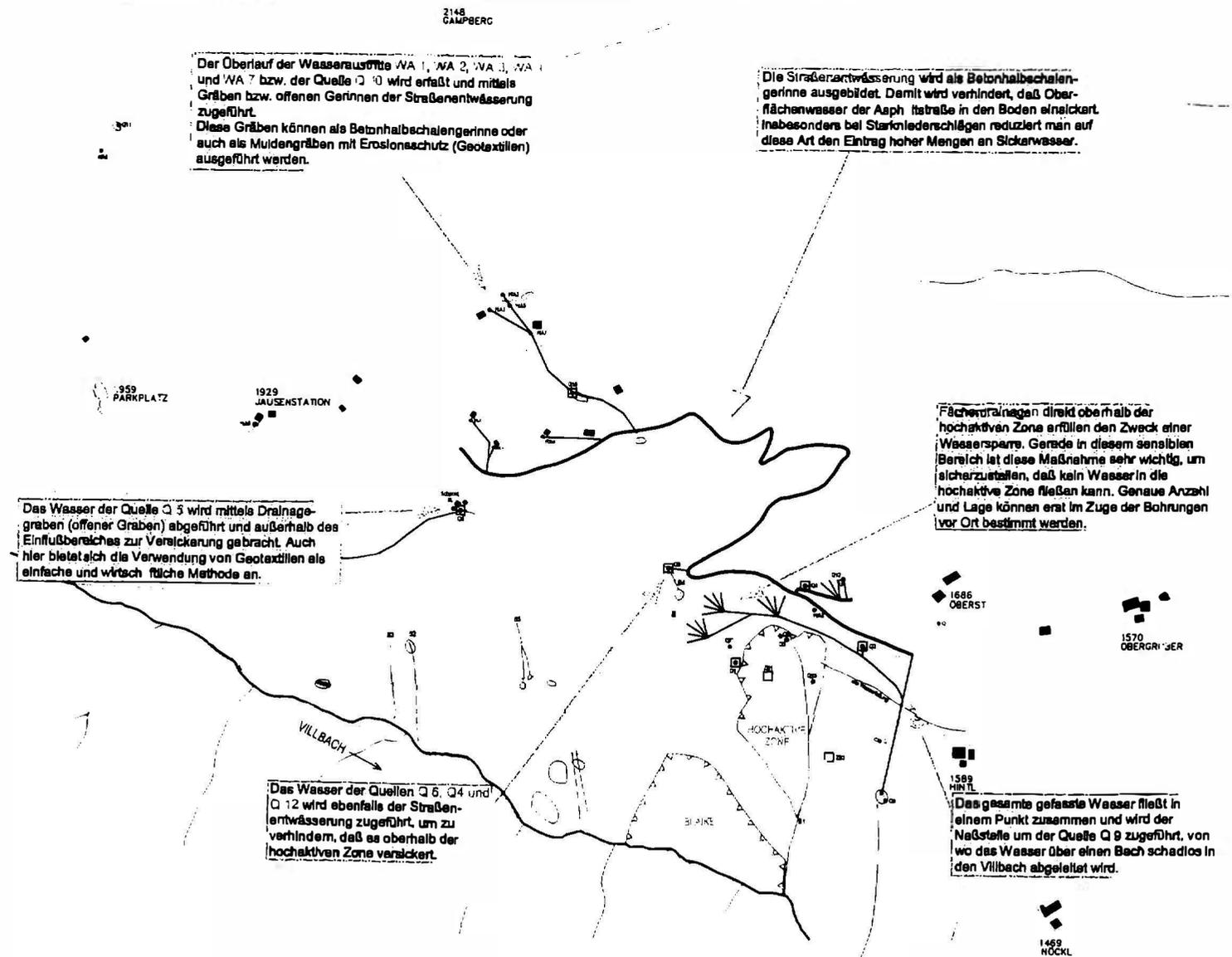
- Aufschluß: Quarzphyllit
- Aufschluß: Quarzit
- Aufschluß: Ganggestein
- Aufschluß: Gneis
- Aufschluß: Trümmergestein
- Aufschluß: Quartär

Bohrungen und Baggerschürfe

- ✕ Bohrung
- Baggerschurf

Profilmessungen

- geoelektrisches Meßprofil
- Stahlbandprofile



Beilage 3: Sanierungsmaßnahmen

IAG INSTITUT FÜR ANGEWANDTE GEOLOGIE
UNIVERSITÄT FÜR BODENKULTUR WIEN
Institute of Applied Geology, University of Agricultural Sciences Vienna

A-1180 WIEN, PETER JORDAN-STRASSE 70
Tel. ++43-(0)1-47854-6400; Fax (0)1-47854-6409; Geotechnik@iag.boku.ac.at; <http://www.iag.boku.ac.at>

Projekt:
RUTSCHUNG HINTL - LAHN

Titel:
DIPLOMARBEIT
DALLNER Uta
FROMM Andreas

SANIERUNGS-
MASSNAHMEN

Legende:

- Straße
- Forstweg
- Bäche
- Behausungen bzw. Hütten
- gefasste Quelle
- ungefasste Quelle
- Quelle, ohne hydrologische Daten
- Wasseraustritt, ohne hydrologische Daten
- Zwischenbehälter
- Wasseraustritt
- Vermässungen
- Fächerbohrung
- Drainage, Muldengräben
- Straßenentwässerung



