

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

Reihe: Angewandte Geowissenschaften

Heft 3

**BAUGEOLOGISCHES
SEMINAR**

Vorträge 1991/1992

Herausgeber:
B. SCHWAIGHOFER
H.W. MÜLLER

Wien, März 1993

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

Reihe: Angewandte Geowissenschaften

Heft 3

BAUGEOLOGISCHES
SEMINAR

Vorträge 1991/1992

Herausgeber:
B. SCHWAIGHOFER
H. W. MÜLLER

Wien, März 1993

Die Abteilung Baugeologie des Institutes für Bodenforschung und Baugeologie der Universität für Bodenkultur Wien veröffentlicht mit dem vorliegenden dritten Band der Reihe "Angewandte Geowissenschaften" die Vorträge des Baugeologischen Seminars während des Studienjahres 1991/ 92.

Daß dieses Heft, dessen Herausgabe für das Jahr 1992 geplant war, erst jetzt erscheinen kann, hängt mit einer Reihe von redaktionellen Schwierigkeiten zusammen. Wir hoffen jedoch, daß künftig wie geplant pro Jahr jeweils ein Band veröffentlicht werden kann.

Sowie bisher beträgt auch der Druckkostenbeitrag für das vorliegende Heft 3 ÖS 80,-, und wir dürfen Sie ersuchen, diesen Betrag mittels beiliegendem Zahlschein auf das angegebene Konto zu überweisen.

Die Herausgeber

INHALTSVERZEICHNIS

MILOTA, C.: Der Säusensteintunnel, Baugeologische Betrachtungen des laufenden Vortriebes im Zeitraum zwischen April und November 1991.....	3
VALENTIN, G.: Die Injektionsarbeiten im Zuge der Sanierung der Kölnbreinsperre	23
GANGL, G.: Die geologischen Vorerkundungen und die Grundwasser- verhältnisse beim Donaukraftwerk Freudenau. Teil I: Geologische Vorarbeiten für das Donaukraftwerk Freudenau am Stadtrand von Wien	55
DREHER, J.:Die geologischen Vorerkundungen und die Grundwasser- verhältnisse beim Donaukraftwerk Freudenau. Teil II: Grundwasserverhältnisse beim Donaukraftwerk Freudenau.....	69
JACOBS, S.: Angewandte Geognosie an drei Beispielen Prognose Brettfall-Tunnel (T), Dokumentation an der Kampsperrre Thumberg (NÖ), Projektsprüfung KW Wald-Trattenbach-Mühlbach (S).....	85
BROSCH, F.,J.: Baugeologische Eindrücke aus dem Baulos Wald - Kalwang (A-9, Pyhmautobahn)	127

DER SÄUSENSTEINTUNNEL

Baugeologische Betrachtungen des laufenden Vortriebes im Zeitraum zwischen April und November 1991

Dr. Christian Millota

1. Einleitung

Das oberste Ziel der NEUEN BAHN liegt darin, optimale Voraussetzungen für das verstärkte Umsteigen vom Straßenverkehr auf die Schiene zu schaffen. Ein wichtiger Punkt in diesem Konzept sind dabei der Ausbau und Erneuerungen im Bereich der Westbahnstrecke. Die gesamte Westbahnstrecke ist dafür in verschiedene Teilabschnitte untergliedert worden, einer davon ist der Bereich St. Pölten-Attnang Puchheim. Entlang dieses Teilabschnittes sind insgesamt 14 Linienverbesserungen vorgesehen (Neubauvorhaben, das sich über 66 km erstreckt), wobei die Umfahrung Krummnußbaum-Säusenstein zum ersten Projekt dieses Bereiches zählt.

Das Kernstück dieses Abschnittes bildet der 4635 m lange SÄUSENSTEINTUNNEL.

2. Die Planungsarbeiten

Die Planungsarbeiten für die Umfahrung Krummnußbaum-Säusenstein wurden schon 1987 von der ÖBB/Abt. VI/6 unter der Leitung von Dir.Rat Dipl.Ing. KNOLL und Dipl.Ing. BAUER begonnen. Die durchgeführten Erkundungsarbeiten betreute das Büro Dr. Dipl.Ing. WAIBEL und faßte die dabei gewonnenen Erkenntnisse in einem hydrogeologischen und einem geotechnischen Gutachten zusammen.

Mit der Gründung der Eisenbahnhochleistungsstrecken AG im Jahr 1989 übernahm diese auch das gegenständliche Projekt.

Für den erfahrenen Tunnelbauer und stellvertretenden Vorstandsdirektor, Herrn Dipl.Ing. Dr. VAVROVSKY war die Beziehung eines Ingenieurgeologen zur Bearbeitung der fachspezifischen Fragen selbstverständlich.

So wurde das Büro Dr. Walter NOWY mit der Erstellung eines geologischen Gutachtens für die Ausschreibung sowie die INGENIEURGEMEINSCHAFT GEOTECHNIK UND TUNNELBAU/-Salzburg (IGT) mit der Erarbeitung der Ausschreibungsunterlagen beauftragt.

Die Erstellung des geologischen Gutachtens war aus mehreren Gründen problematisch:

Die Erkundungsphase war abgeschlossen, die Kernbohrungen 1 Jahr alt, sodaß keine Mitsprache bei der Situierung der Bohrungen bzw. beim Einsatz anderer Erkundungsmaßnahmen möglich war.

Weitaus gravierender wirkte sich allerdings die Tatsache aus, daß die für die Erarbeitung des geologischen Gutachtens herangezogenen Berichte und Gutachten gerade im bezug auf die Beurteilung der hydrogeologischen Situation kaum nachvollziehbar, bzw. zum Teil sogar widersprüchlich waren. Daher mußte im verfaßten geologischen Gutachten auf die Charakterisierung der großräumigen hydrogeologischen Zusammenhänge und deren Beurteilung in Hinblick auf den bevorstehenden Tunnelbau verzichtet werden.

2.1. Geologischer Überblick

Das gesamte Projektgebiet befindet sich in einem der spärlichen, südlich der Donau gelegenen Ausläufer der Böhmisches Masse und wird zum überwiegenden Teil aus Granuliten und deren Verwitterungsprodukten aufgebaut.

Der Tunnel selbst liegt größtenteils im Festgestein, den Granuliten, die von verschiedensten Ganggesteinen durchzogen sind. Nur im Ostabschnitt dringt der Vortrieb in die Verwitterungsprodukte des Kristallins ein, die hier in Form von Kaoliniten auftreten. Die tertiären Ablagerungen dieses Raumes wie Pielacher Tegel, Melker Sande und die quartären Schotter und Lößlehme waren im Zuge des Vortriebes nur an den beiden Portaleinschnitten zu erwarten.

Obwohl die Strecke in den Kaoliniten nur einen geringen Anteil der Tunnelgesamtlänge einnehmen sollte, kam der geologischen Beurteilung dieses Abschnittes vor allem im Hinblick auf die Wasserfrage eine entscheidende Bedeutung zu. So wurde aus geologischer Sicht die Auffassung vertreten, daß durch das Auftreten abdichtender Schichten (Pielacher Tegel) über der Tunnelfirste im Bereich der "Kaolinitstrecke" keine nennenswerten Wasserzutritte im Tunnel zu erwarten sind. Aus tunnelbautechnischer Sicht konnten somit günstige Verhältnisse für diesen Abschnitt prognostiziert werden.

Die maximale Überlagerung beträgt etwa 80 m, die geringste liegt bei 3 m im Bereich der sogenannten Rath-Senke. Für diesen Abschnitt wurde schon vor Beginn der Arbeiten der Einsatz des "Hochdruckbodenvermörtelungsverfahrens" ("HDBV"-Methode) festgelegt.

Als Unterstützung für die anbietenden Firmen wurde im geologischen Gutachten versucht, aufgrund der erkundeten Gefügesituation mögliche Ausbruchsprofiltypen zu charakterisieren. Es sollte damit zum Ausdruck gebracht werden, daß auch bei noch so schonenden Ausbruchsarbeiten (Bohren, Sprengen) aufgrund der vorgegebenen Gefügeanisotropie eine maßhaltige Profilgestaltung nur sehr schwer erreicht werden kann und das Gebirge trotzdem nach den vorgegebenen tektonischen Diskontinuitätsflächen ausbricht.

Aus den prognostizierten Ausbruchsprofiltypen war zu erkennen, daß vor allem in Abschnitten mit ungünstigen Gefügeverschnitten in bezug zur Vortriebsrichtung unterschiedlich mächtige Mehrausbrüche vor allem im

First- und Kämpferbereich auftreten werden. Die Beschreibung von insgesamt vier Ausbruchstypen sollte als Basis für die Kalkulation des unvermeidbaren Überprofils für die anbietenden Firmen dienen.

Weiters wurde unter Berücksichtigung des Gebirgsverhaltens, der Standzeit, der freien Stützweite und der Gefügeverhältnisse, der Bergwasserverhältnisse und der Zerlegungsintensität gemeinsam mit der IGT versucht, eine Prognose über die **Verteilung der Gebirgsgüteklassen** entlang des gesamten Tunnelabschnittes vorzunehmen. Grundlage dafür bildeten vier GEBIRGSGRUPPEN

A - standfest bis nachbrüchig; A1,A2

B - gebräch; B1,B2,B3

C - druckhaft; C1

D - Lockergesteine(bindig); D1,D2

Die Ausbruchsarbeiten wurden an eine achtköpfige ARGE vergeben und im Herbst 1991 begann an beiden Portalen Ost und West der Vortrieb.

Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf den Zeitraum von April bis November 1991. Sie repräsentieren somit den Wissensstand von November 1991.

3. Die Bauausführung

Der Vortrieb erfolgt sowohl im OST- als auch im WEST-BEREICH konventionell (Sprengvortrieb), wobei die Anfangsstrecken im Lockermaterial mittels Deckelbauweise überbrückt wurden. Im Osten waren 75m, im Westen 25m Deckel notwendig. Wie bereits erwähnt, wurde schon vor Beginn der Arbeiten für den Abschnitt der sogenannten Rath-Senke, das ist der Bereich mit den geringsten Überlagerungshöhen, der Einsatz der HDBV-Methode vorgesehen.

Der Vortrieb ist in Kalotten- und Strossenvortrieb getrennt, wobei die Strosse im Westvortrieb wechselseitig vorgezogen wird, im Osten gelangt man über eine Mittelrampe auf die Kalotte.

Das Ausbruchsmaterial mußte am Ostportal aufgrund eines Behördenbescheides per Schiene abtransportiert werden.

Beim Westportal ist hingegen eine Aufbereitungsanlage eingerichtet, mit deren Hilfe ein Teil des Ausbruchsmaterials wiederverwertet werden soll.

3.1. Geologie

3.1.1. WESTVORTRIEB

Aus lithologischer Sicht zeichnet sich der Westvortrieb durch das Auftreten von einerseits teilweise gut geschieferten, meist grau-bräunlich gefärbten Granuliten und andererseits durch Abschnitte aus unterschiedlich intensiv vergrüntem Gesteinszonen aus. Diese unterliegen sowohl hinsichtlich ihrer Mächtigkeit, als auch ihrer räumlichen Verbreitung starken Schwankungen. Zusätzlich können immer wieder Einschaltungen von Ganggesteinen beobachtet werden. Es überwiegen dabei dunkle, feinkörnige und bis zu 1,5m mächtige, zähe Lamprophyrgänge, die zumeist entlang des steil stehenden und annähernd parallel zur Tunnelachse streichenden Kluftsystemes eingedrungen sind. Etwas seltener hingegen sind diese Gänge entlang von quer zur Vortriebsrichtung streichenden Trennflächensystemen zu beobachten.

Weitaus geringmächtiger und seltener verbreitet waren bisher dünne, meist nur wenige cm- bis dm- mächtige Leukogranitgänge oder helle, pegmatitisch- aplitische Gänge zu beobachten. Sie treten entlang von mittelsteilen, annähernd N-fallenden Klüften auf.

Eine granitische Einschaltung trat bisher nur einmal entlang einer kurzen Strecke von 4-6 m auf. Am Beginn des Westvortriebes war weiters eine

extrem tektonisch überprägte und tonig zerscherte Ultrabasitlinse aufgefahren worden.

Allgemein betrachtet überwogen bisher über weite Bereiche graue bis graubraune, überwiegend massig wirkende und nur "diffus" geschieferte Granulite. Daneben kamen auch immer wieder unterschiedlich stark vergürnte Abschnitte vor. Diese sind zumeist an weit durchstreichende Großklüftsysteme oder an die Randzonen der erwähnten Gangeinschaltungen gebunden.

Aus gefügekundlicher Sicht sind im Westvortrieb vor allem drei Trennflächensysteme zu nennen, deren unterschiedlicher Habitus und verschiedenartige Kombinationen miteinander hauptverantwortlich für die Profilgestaltung sind.

Es handelt sich dabei um

annähernd parallel bis subparallel zur Tunnelachse streichende, steil stehende Klüfte (System Diendorfer Störung),

flach bis mittelsteil nach S bis SW einfallende Schieferungsflächen und

weit durchstreichende, (Erstreckungslängen über das Tunnelprofil hinaus), meist "schmierig" belegte, verhamischte und mittelsteil bis steil nach NW bis N einfallende Großklüfte.

Unterschiedlichste Kombinationen dieser Haupttrennflächen wirken sich in erster Linie auf die Gestaltung des Ausbruchsprofils aus (vgl. Ausbruchsprofiltypen im geologischen Gutachten !). Es ist aber nicht zulässig, alleine aus der Profilgestaltung nach dem erfolgten Abschlag direkt das Ausbruchsverhalten und in der Folge die Gebirgsgüteklasse abzuleiten.

Auch aus struktureller Sicht unterscheiden sich die "frischen" und "vergürnten" Granulitzonen.

Vorwiegend zeichnen sich die "frischen" Bereiche durch mittel- bis weitständige Trennflächenabstände aus, was einem "blockigen"

Ausbruchshabitus gleichkommt. Als Trennflächen sind meist die tunnelachsparallelen maßgeblich wirksam, daneben sind neben den Schieferungsflächen auch immer wieder mittelsteil bis steil nach annähernd N einfallende Klüfte an der Profilgestaltung beteiligt. In solchen Abschnitten ist eine maßhaltige Profilgestaltung schwierig, da ungünstige Kluffverschnitte immer wieder zum Ausbrechen unterschiedlich großer Kluffkörper führen.

Daneben sind alle Übergänge bis zu jenen Bereichen möglich, in denen das annähernd tunnelachsparallele Kluffsystem als dominierendes, engständiges Trennflächensystem auftritt (Kluffabstände im dm- bis mm-Bereich, Klein- bis Mittelklüfte*). Die Schieferungsflächen sind in solchen Fällen nur untergeordnet an der Profilgestaltung beteiligt. Im Gegensatz zu den weitständigen Gefügekombinationen ist in den Abschnitten mit dominierender, engständiger Klüftung auch eine maßhaltige Profilgestaltung möglich.

In den stark vergrüntem Abschnitten treten die annähernd tunnelachsparallelen Klüfte in ihrer Bedeutung stark zurück und sie sind nur noch im Mittel- bis meist Kleinkluffbereich wirksam. Von entscheidender Bedeutung für die Profilgestaltung und hier auch entscheidend für das Ausbruchverhalten sind weit durchstreichende, mittelsteil bis fallweise steil nach NE bzw. SW, abschnittsweise auch steil nach N einfallende Trennflächen. Diese fast immer "schmierig" belegten Hamischflächen führen im unmittelbaren Nahbereich (cm-Bereich) zu einer oft intensiven Zerklüftung des Gesteins (Abb.1). Insgesamt zeichnen sich derartige Zonen durch einen durchwegs hohen Zerlegungsgrad aus. Tropf- und Rinnwasserzutritte führen in derartigen Abschnitten zu einer merklichen Verschlechterung der Ausbruchsverhältnisse.

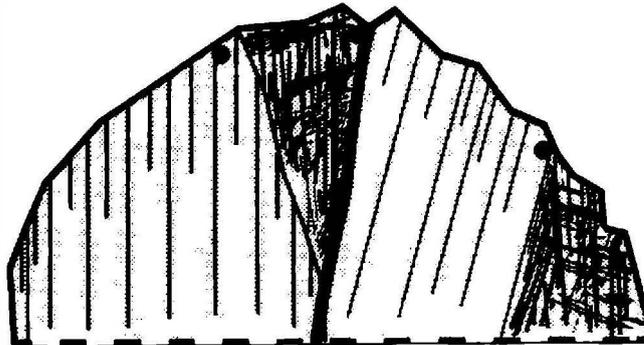
Generell betrachtet spiegeln sich die über weite Strecken guten Gebirgsverhältnisse auch in den gemessenen Konvergenzen wider. Entlang der bisher aufgefahrenen Strecke liegen sie im Mittel bei etwa

*) Kleinklüfte: Erstreckungslängen <1m
Mittelklüfte: Erstreckungslängen 1m bis < Kalottenquerschnitt
Großklüfte: Erstreckungslängen > Kalottenquerschnitt

7 mm, die höchsten Werte bei 1-2cm. Die durchschnittlichen Firstsetzungen bewegen sich zwischen 3 und 10 mm.

Im gesamten Westvortrieb finden immer wieder Wasserzutritte statt. Problematisch ist dabei, daß es sich nicht um Einzelzutritte entlang definierter Klüfte, sondern um Tropf- bis Rinnwasserzutritte aus unterschiedlichsten Klüften handelt. Die bisher massivsten Zutritte waren immer wieder in Bereichen mit hohem Zerlegungsgrad, und hier wiederum unter morphologisch tief eingeschnittenen Gräben zu beobachten. In den meisten Fällen kommt es allerdings erst verspätet zu Wasserzutritten - dann nämlich, wenn die Ankerlöcher für die Systemankerung gebohrt werden. Generell erweist es sich als schwierig, unter diesen Voraussetzungen die Wasserzutritte hintanzuhalten. Trotzdem will man versuchen, definierte Zutritte zu verpressen. Zusätzlich dazu sollen weitere zielführende und sinnvolle Maßnahmen - auch in Absprache mit den dabei involvierten Behördenvertretern - für die Lösung dieser Frage erarbeitet werden.

WESTVORTRIEB STATION 1376 m



DURCHGEHEND VERGRÜNTE GRANULITE
VON GROSSKLÜFTEN INTENSIV ZERLEGT
RINNWASSERZUTRITTE

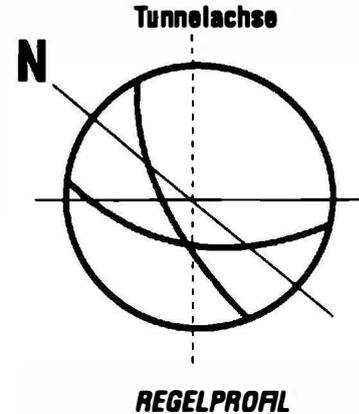


Abb.1: Annähernd parallel zur Ortsbrust streichende Großklüfte in stark vergrünerten Granulitabschnitten führen gemeinsam mit Rinnowasserzutritten zur Verschlechterung des Ausbruchverhaltens

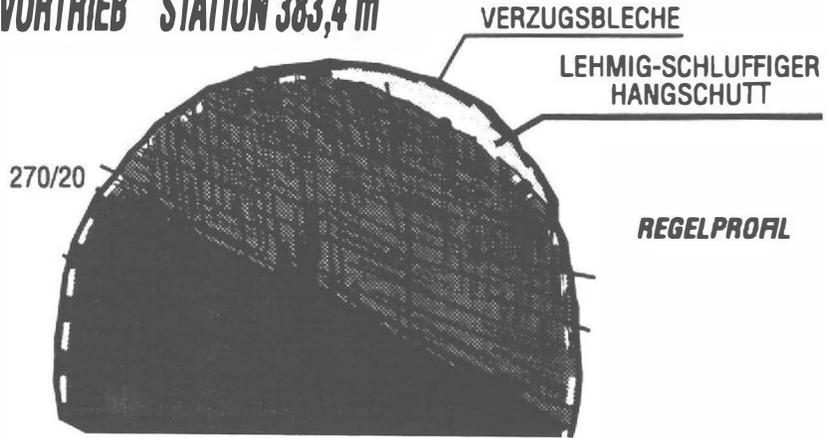
3.1.2. OSTVORTRIEB

Der Ostvortrieb durchörterte auf den ersten 380 Metern durchwegs unterschiedlich stark zerlegte Granulite. Der kurze Abschnitt im Portalbereich in den Melker Sanden und Kaolinitandsen wurde mittels Deckelbauweise überbrückt.

Danach folgte eine Strecke in Granuliten, entlang der sowohl der Zerlegungsgrad, als auch die Vergrünung der Gesteine unterschiedlich starken Schwankungen unterlagen. Am Ende dieser Granulitstrecke durch den "Silberberg" gelangte der Vortrieb in den Bereich der sogenannten Rath-Senke. Es handelt sich dabei um eine morphologisch sanft ausgeformte, flache Senke, an deren Rändern das Kristallin der Böhmisches Masse abtaucht. Im Untergrund der Rath-Senke treten daher über den Granuliten eine unterschiedlich mächtige, hochgradig zerlegte und verockerte Verwitterungsschwarte, Kaolinite, sowie die vom Tunnel selbst nur in kurzen Teilbereichen angeschnittenen jungen Sedimente des Rath-Grabens auf (Abb.2). Im Tunnel selbst machte sich die Annäherung an den Rath-Graben sehr deutlich bemerkbar. In den anstehenden Granuliten war eine stetige Zunahme des Zerlegungsgrades zu beobachten, die Hauptstrukturen zeichneten in ihrer Raumlage den Verlauf des Silberberggrückens nach und zusätzlich war auch eine deutliche Verockerung, zuerst nur entlang vereinzelter Klüfte, später im gesamten Gesteinsverband zu beobachten. Außerdem waren die stark zerlegten Granulite zunehmend vergrünt.

Dem Tunnelvortrieb vorausgehend wurden in der Rath-Senke Fixpunkte für das begleitende Oberflächennivellement versetzt. Die Punkte wurden circa 4-5 m tief eingegraben. Diese "Schürfröschen" konnten vom Geologen zur Erkundung des Aufbaues der oberflächennahen Sedimentschwarte genutzt werden. Die Röschen zeigten, daß die stark geklüfteten Granulite von einer zumindest 1,5 2 m mächtigen, stark verockerten Verwitterungsschwarte überlagert sind. Hangend folgt verlehmteter Hangschutt, über dem eine sowohl in ihrer lithologischen Zusammensetzung, als auch räumlichen Verbreitung starken Schwankungen unterzogenen Abfolge aus Kiesen, Sanden, Schluffen und Tonen (= "Überlagerungsmaterial des Rath-Grabens") liegt.

OSTVORTRIEB STATION 383,4 m



ÜBER GRÜNlich-GRAUEN GRANULITEN UND EINER 1,5 - 2,0 m MÄCHTIGEN VERWITTERUNGSSCHWARTE LIEGT LEHMIG-SCHLUFFIGER HANGSCHUTT MIT KIESEINSCHALTUNGEN

Abb.2: "Übergangszone" in Annäherung an die Rath-Senke

In Annäherung an diesen Abschnitt wurde vom Tunnel aus versucht, mit Hilfe von Spionbohrungen die Grenze Granulite-Verwitterungsschwarte abzutasten. Es sollte nämlich vermieden werden, daß der Vortrieb ohne Vorwarnung in tunnelbautechnisch ungünstige Bereiche eintaucht. Zusätzlich dazu beabsichtigte man, beim Eintauchen in die Verwitterungsschwarte die HDBV-Methode einzusetzen. Um die Vorbereitungen dafür rechtzeitig einleiten zu können, war eine möglichst frühe und exakte Prognose über Ort und Zeitpunkt des Eintauchens von "Überlagerungsmaterial" in das Kalottenprofil notwendig. Die mit dem Bohrwagen durchgeführten Hammerschlagbohrungen ließen allerdings nur aufgrund der Spülwasserverfärbung, gemeinsam mit Beobachtungen über den Bohrfortschritt, Aussagen über die Lage dieser zu erkundenden Grenzzone zu. Unter Zugrundelegung der Ergebnisse mehrerer solcher Bohrungen und in Kombination mit dem vorhandenen Wissen über den Untergrundaufbau aus den Schürfröschen wurde der Beginn der HDBV-Strecke bei Station 385m festgelegt.

Sinn der HDBV-Methode ist es, durch das Einbringen von etwa 15m langen, mit wenigen Grad nach oben gerichteten und dem Vortrieb vorausseilenden Injektionssäulen eine Vortriebssicherung in Form eines im Idealfall geschlossenen Schirmes zu erzeugen. Im Schutze dieses Schirmes erfolgt dann der konventionelle Vortrieb. Sämtliche Stützungsmaßnahmen werden ebenso wie beim normalen Vortrieb eingebracht (Abb.3).

Der erste Abschnitt der HDBV Strecke lag in der Verwitterungsschwarte des Kristallins. Das Gestein zeigte sich wohl intensiv zerklüftet und durchgehend verockert, der Gesteinsverband war aber als durchgehend kompakt zu bezeichnen. Daher war es auf den ersten Abschnitten kaum möglich, einen geschlossenen Jetschirm herzustellen. Mit den einzelnen Bohrungen erzeugte man immer wieder nur Einzelpfähle, aber keinen zusammenhängenden Schirm. Beim Antreffen einer, wenn auch noch so gering mächtigen Zerrüttungszone kam es auch zum Austritt des Injektionsgutes an der Oberfläche. Diese Anfangsprobleme konnten durch Abstimmung von Verpreßdruck und Anpassung des Injektionsgutes an die speziellen Untergrundverhältnisse behoben werden.

UNTERGRUNDAUFBAU IM BEREICH RATH-GRABEN

PRINZIPSKIZZE

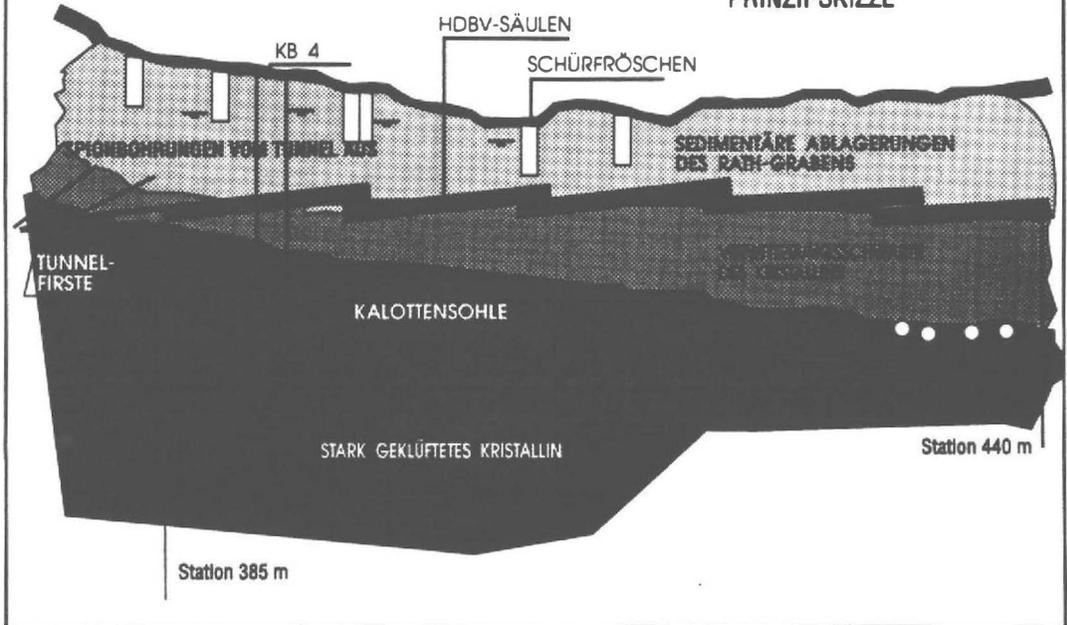


Abb.3: Schematischer Längsschnitt am Beginn der HDBV-Strecke (weiße Punkte: Wasserzutritte)

Nur entlang einer kurzen Strecke von etwa 4 m wurde im Kalottenprofil das Überlagerungsmaterial, also die Sedimente des Rath Grabens im Firstbogen angetroffen. In diesen schluffig-sandigen und zum Teil von Kieseinlagerungen durchsetzten Sedimenten war die Herstellung eines geschlossenen Jet-Schirmes unproblematisch.

Im Zuge des weiteren Vortriebes trat auch in der Verwitterungsschwarte immer mehr feinkörnigeres, grusig-sandiges Material auf, sodaß auch in dieser Zone die Herstellung eines geschlossenen Jet-Schirmes ohne größere Probleme erfolgen konnte. Die HDBV-Methode wurde bis Station 510 m eingesetzt, danach erfolgte der Vortrieb wiederum ohne vorausseilende Sicherung.

Aus geologischer Sicht war ab Station 470 m in der stark verockerten, grusigen Verwitterungsschwarte immer wieder das Auftreten von in sich gänzlich chemisch umgewandelten "Granulitrelikten" zu beobachten. Dieser diffuse und ohne exakte Grenze verlaufende Übergang vollzog sich bis etwa zur Station 490 m, ab der vollflächig im Kalottenprofil "in situ-Kaolinite" angetroffen wurden.

Diese Kaolinite sind durch das Auftreten eines weitständigen, noch vom Ausgangsgestein, dem Granulit, stammenden Trennflächengefüges charakterisiert. Entlang einzelner Trennflächen konnten immer wieder Verockerungseinflüsse festgestellt werden. Abschnittsweise traten derartige Verockerungen auch über den gesamten Kaolinit verbreitet auf. Die einzelnen Trennflächen waren durchwegs verhamischt und oft mit dunklen, tonig-"schmierigen" Kluftbelägen versehen. Trotz dieser Erscheinungen kam es zu keinen negativen Beeinflussungen im Hinblick auf die Gesamtstabilität des Kalottenvortriebes. Diese Granulit-Verwitterungsprodukte erwiesen sich erwartungsgemäß als dicht gepackte, kohäsive Ablagerungen, die tunnelbautechnisch problemlos zu beherrschen waren. Zum Lösen der Kaolinite genügte die Baggerschaufel, wodurch auch über weite Strecken ein sehr maßhaltiges Profil ausgebrochen werden konnte.

Im Hangenden der "in situ-Kaolinite" tauchten in der Folge mehrmals sehr kompakte, dicht gepackte, rötlich-braun gefärbte Kaolinite in die Kalotte ein. Diesen fehlte ein durchgehendes Kluftgefüge, fallweise konnten

annähernd sählig liegende, leicht verbuckelt verlaufende und weit durchstreichende, bankungsähnliche Strukturen beobachtet werden. Obwohl die makroskopischen Beobachtungen Anhaltspunkte für die Zuordnung dieser Verwitterungsprodukte zu "sedimentären Kaoliniten" liefern, soll eine Abklärung auch noch mittels mikroskopischer Methoden erfolgen. Die Lösung dieses Gesteines war nur mittels Lockerungssprengen möglich. Im Bereich der Übergangszone zu diesem Kaolinit-Abschnitt und fallweise auch entlang der vorhin beschriebenen "Bankungsfugen" kam es örtlich zu leichten Wasserzutritten, die allerdings ohne negative Auswirkungen auf die Hohlraumstabilität und Profilgestaltung blieben.

Abermals wurden diese Kaolinite von einer Strecke mit "in situ-Kaolinit" abgelöst. Sie treten wieder um Station 710 m aus dem Firstbereich mit flachem Einfallen in das Kalottenprofil herein. Diesmal sind die rötlichbraunen Kaolinite durch einen maximal 1 m mächtigen Oxidationshorizont vom "in situ-Kaolinit" getrennt.

Kurz danach kam es ab Station 750 m zum Eintauchen von sandigen, allerdings sehr dicht gepackten Kaolinitablagerungen, die im Zuge des weiteren Vortriebs allmählich den gesamten Kalottenbereich einnahmen. In diesen Ablagerungen mit deutlich sedimentärem Charakter konnten immer wieder bis zu mehrere dm-mächtige, grobkörnige Lagen mit Disthenanreicherungen beobachtet werden. Hier kam es auch wiederholt zu leicht tropfenden bzw. rinnenden Wasserzutritten.

Vor allem in den nahezu strukturlosen, aber dicht gepackten und noch immer durch eine vorhandene Kohäsion gekennzeichneten Kaolinsanden war die Herstellung eines maßhaltigen Profiles unproblematisch. Die grobkörnigen Lagen mit geringer Wasserführung konnten durch gezielte Vorausböhrungen mit dem Bohrwagen entwässert und entspannt werden.

Rückblickend betrachtet kann der Vortrieb im Bereich der Kaolinitstrecke (Abb.4) als problemlos bezeichnet werden. Die anstehenden Granulit-Verwitterungsprodukte wurden zumeist mit Angriffstiefen zwischen 1,20 und 1,50 m vorwiegend mittels Baggerschaufel gelöst. Daraus resultierte auch die Ausbildung eines sehr maßhaltigen Ausbruchsprofils.

OSTVORTRIEB - LÄNGENSCHNITT IN TUNNELACHSE

KAOLINITSTRECKE

Station 470 m bis 890 m

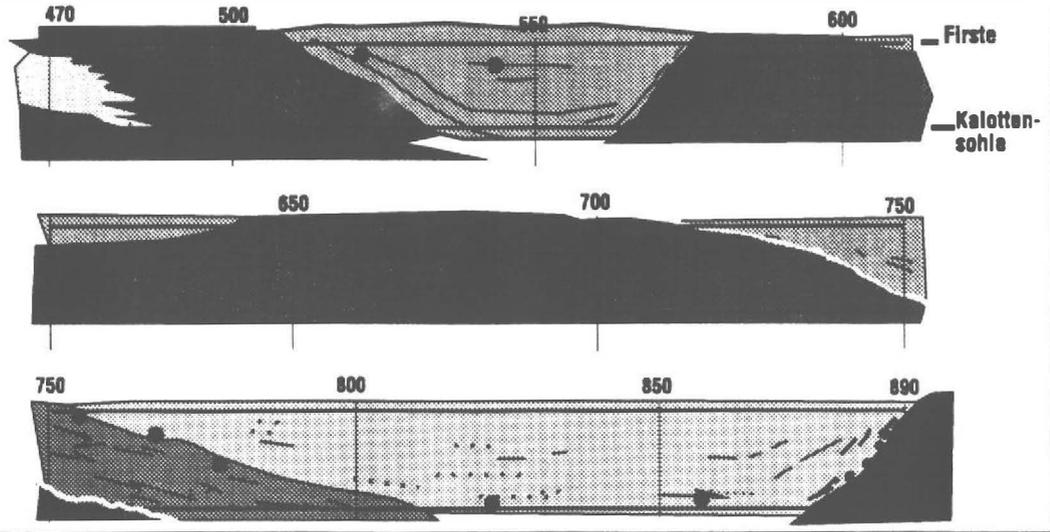


Abb.4: Schematische Darstellung der Kaolinitstrecke. Station 470-500 m: Abtauchen des Granulites, Übergang von Verwitterungsschwarte zu in situ-Granulit (im Firse: HDBV-Pfähle) Um Station 550 m: "sedimentärer Kaolinit" ab Station 750 m: Eintauchen des "sandigen" Kaolinites Station 890 m: Auftauchen des Kristallins (große schwarze Punkte = Wasserzutritte)

Schließlich tauchte etwa ab Station 880 m aus der Kalottensohle ein hochgradig verwittertes, zonenweise grusig aufgearbeitetes und durchgehend vergrüntes Kristallin auf. Im unmittelbaren Grenzbereich waren Einschaltungen von gut gerundeten Kristallinkomponenten im Kaolinit zu beobachten (Abb.5). In diesem Bereich traten nur örtlich geringfügige Tropfwasserstellen auf. Durch das sehr flache Auftauchen des Kristallins begleitete dieser oft extrem stark zerlegte Verwitterungshorizont den Kalottenvortrieb bis etwa in den Bereich um Station 1060 m. Die angetroffenen Gesteine waren nach verschiedensten Richtungen intensiv und engständig geklüftet. In Abhängigkeit vom oft sehr hohen Zerlegungsgrad und der damit einhergehenden Vergrünung waren auch die Ausbruchsbedingungen als ungünstig einzustufen. Daher wurden relativ kurze Angriffstiefen von 1,5 bis 1,8 m gewählt, wobei die Lösung des Gesteins mittels Sprengung erfolgte.

Erst ab Station 1060 m traten zunehmend klarere lithologische und strukturelle Verhältnisse auf. Es kam zu einer zunehmenden Abnahme des Zerlegungsgrades, so daß in der Folge längere Abschnitte in weitständig geklüfteten und zum Teil sogar massigen, granitischen Gesteinen durchörtert wurden.

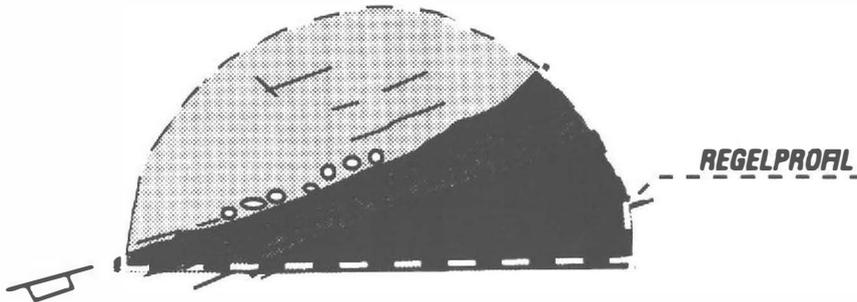
Zu den geotechnischen Messungen im Ostvortrieb kann bemerkt werden, daß in der gesamten aufgefahrenen Strecke - mit Ausnahme der Rath-Senke - im Durchschnitt zwischen 1,5 und 4 mm an Konvergenzen in der Kalotte gemessen wurden. Beim nachfolgenden Strossendurchgang stellte man eine geringfügige Zunahme der Verformungen von 5-7 mm fest.

Im Bereich der Rath-Senke wurde ein intensives geotechnisches Meßprogramm durchgeführt, das die Konvergenzmessungen und Firstnivellements im Tunnel durch Oberflächennivellements ergänzte. An der Oberfläche wurden 5-7 mm Setzungen gemessen, die maximal gemessenen Firstsetzungen im Tunnel erreichten 5,4 cm und die größten Konvergenzen betragen 3 cm.

Im gesamten bisher betrachteten Ostvortrieb erfolgten nur wenige und in ihrer Menge als gering einzustufende Wasserzutritte. Die während des Vortriebes im Bereich der Kaolinit-Strecke beobachteten Wasserzutritte

OSTVORTRIEB STATION 885 m

ENDE DER "KAOLINITSTRECKE"



**ÜBERGANG VOM DICHT GEPACKTEN KAOLINIT
IN EIN SEHR "MÜRBE", STARK GEKLÜFTETES KRISTALLIN**

Abb.5: Übergangsbereich von der Kaolinitstrecke in den Granulit

äußern sich derzeit in Form von örtlichen Wasserzusicierungen aus der Kalottensohle. Ähnliche Beobachtungen können auch in jenem Bereich gemacht werden, wo die Verwitterungsschwarte des Kristallins langsam in das Kalottenprofil auftaucht. Diese Verhältnisse wirken sich zum jetzigen Zeitpunkt und bei fehlender Wasserabfuhr auf die Erhaltung der Fahrbahn in den jeweiligen Kalottenabschnitten aus.

Zusammenfassende Überlegungen zum bisherigen Vortrieb

Die bisher angetroffenen Verhältnisse sowohl im Ost-, als auch im Westvortrieb stimmen mit der vorliegenden Prognose gut überein. Vor allem im Westvortrieb war immer wieder festzustellen, wie eng die Profilgestaltung nach dem erfolgten Abschlag mit den jeweiligen Gesteinsstrukturen zusammenhängt. Unabhängig vom Ausbruchverhalten traten bisher von extrem kleinstückig zerlegten, und somit zu maßvoller Profilgestaltung neigenden, bis zu weitständig geklüfteten und daher unregelmäßig ausbrechenden Granulitzonen alle Übergänge auf. Für den weiteren Vortriebsfortschritt wird entscheidend sein, wie gut und rasch man sich auf diese - auch schon vor Beginn der Ausbruchsarbeiten bekannten Gefügeverhältnisse einstellen kann. Denn nach dem Durchörteren der "Kaolinitstrecke" werden auch im Ostvortrieb dieselben Verhältnisse auftreten und zu bewältigen sein.

Autor: Dr. Christian Milota
Büro Dr. Nowy
Buchberggasse 1/2/8
A-3400 Klosterneuburg

DIE INJEKTIONSARBEITEN IM ZUGE DER SANIERUNG DER KÖLNBREINSPERRE

Mag. G. Valentln

1. EINLEITUNG UND VORGESCHICHTE

Die Kraftwerksgruppe Malta der Österreichischen Draukraftwerke AG liegt in Kärnten, im östlichen Teil der Hohen Tauern.

Geologisch liegt das Projektgebiet im sogenannten Tauernfenster, wo unter der permomesozoischen Schieferhülle in einer gewaltigen Kuppelstruktur die penninischen Zentralgneise und deren "Altes Dach" zutage treten (Abbildung 1.1). Im Gebiet des oberen Maltatales, wo auch die Kölnbreinsperre errichtet wurde, dominieren massige Granodioritgneise, in denen schiefrige Einschaltungen als Reste des "Alten Daches" gedeutet werden können. Diese stehen zu den Zentralgneisen noch im primären Intrusionsverband und sind im wesentlichen auf die Randzonen dieser Gneise beschränkt.

Das bautechnische Kernstück der Kraftwerksgruppe Malta stellt die 200 m hohe Kölnbreinsperre dar. Diese, im Jahre 1977 fertiggestellte Gewölbemauer, schafft bei einer Kronenlänge von 626 m und einer Betonkubatur von 1,6 Mio. m³ einen Speicher für einen Nutzinhalt von rund 200 Mio. m³ Wasser.

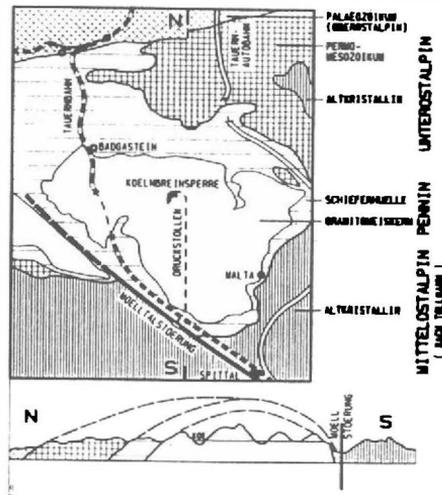


Abb. 1.1: Geologische Übersichtskarte (nach W. Demmer, 1992)

Für die Gründungsarbeiten dieser Bogensperre wurden umfangreiche ingenieurgeologische und felsmechanische Untersuchungen durchgeführt. Demnach kann für den glazial überprägten U-förmigen Talquerschnitt folgende Gesteinsunterteilung vorgenommen werden (Abbildung 1.2)

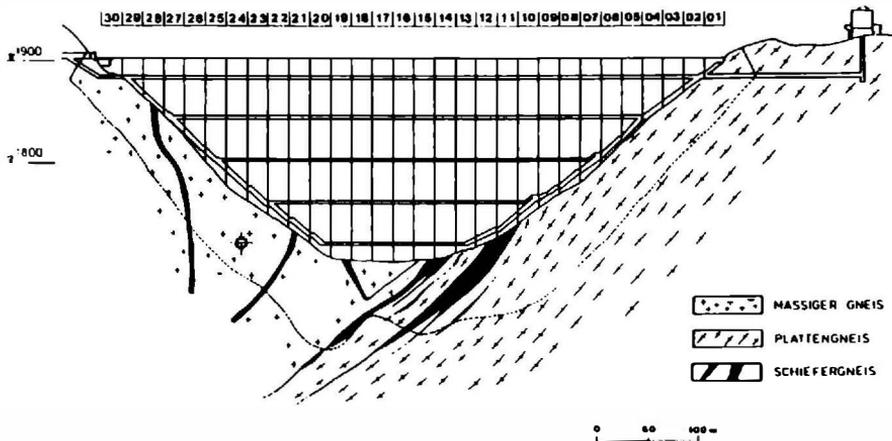


Abb. 1.2: Geologie an der Sperrenstelle - Ansicht von der Luftseite (aus Demmer W., Ludescher H., 1985)

- In der rechten Flanke dominieren weitgehend regellos körnige, kluftarme Granodioritgneise. Sie neigen zur Bildung von oberflächenparallelen Entspannungsplatten

Am Fuße der linken Talflanke treten Reste des "Alten Daches" zutage. Stark verschieferte Gesteine, ein bereichsweiser hoher Glimmeranteil sowie dünne schieferungsparelle Mylonitlagen charakterisieren diesen Bereich.

- Die linke Flanke wird von wenig geklüfteten Gneisen aufgebaut, die eine plattige Absonderung zeigen.

Die wichtigsten felsmechanischen Parameter sind aus den Abbildungen 1.3 und 1.4 ersichtlich.

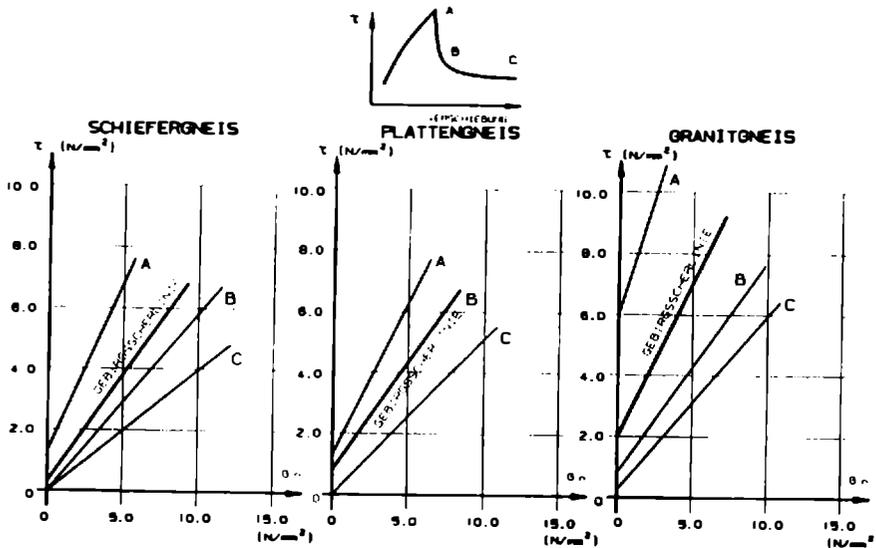
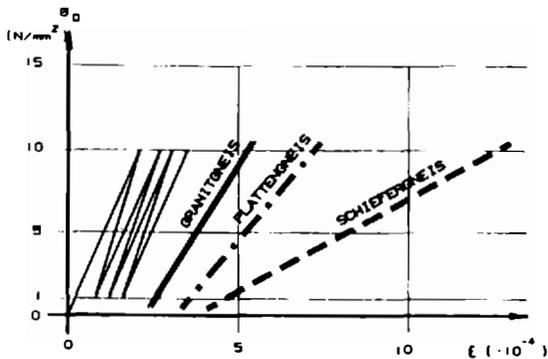


Abb. 1.3: Scherfestigkeit und Reibungswinkel des Gebirges



	VERFORMUNGSMODUL (N/mm ²)		
	1972	1986	
		AN D. GELÄNDE- OBERFLÄCHE	AB 10m TIEFE IN FELSUNTERGRUND
GRANITGNEIS	35 000	25 000	35 000
PLATTENGNEIS	23 000	LS	18 000
		RS	25 000
SCHIEFERGNEIS	17 000	LS	7 000
		RS	15 000

Abb. 1.4: Verformungsmodul des Gebirges

Im Zuge der ersten Einstauphasen, die zweimal zum Vollstau führten, mußte festgestellt werden, daß bei Überschreiten der Staukote 1860 m ü.A., das heißt rund 40 m unter Höchststau starke Sickerwasser-verluste und bedeutende Kluft- und Sohlenwasserdruckerhöhungen an der Aufstandsfläche auftraten.

Umfangreiche Erkundungsarbeiten, wie das Abteufen von 33 000 lfm Bohrungen zeigten, daß sich im Sperrbeton der Kölnbreinsperre sowie in deren Gründungsbereich verschiedene Rißstrukturen ausgebildet hatten (Abbildung 1.5):

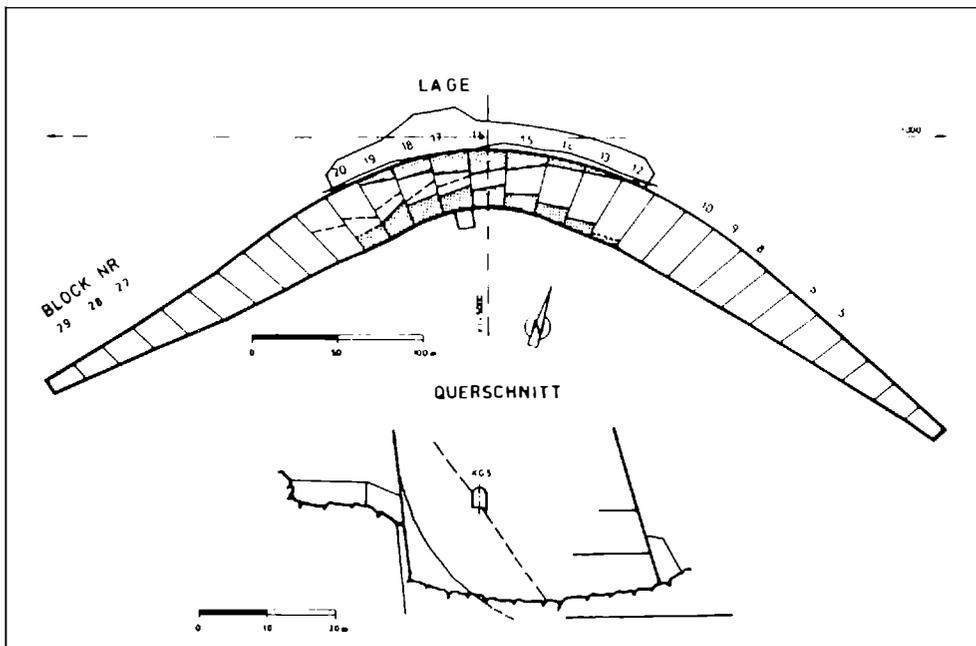


Abb. 1.5: Lage der Rißstrukturen

Im wasserseitigen Sperrbereich treten zwei, von der Aufstandsfläche zur Wasserseite steigende schalenförmige Rißsysteme auf. Diese, die höchsten Sperrblöcke durchschlagenden Trennflächen, sind bis heute wasserführend und wiesen beim Vollstau 1979 Gesamtöffnungsweiten bis 30 mm auf.

Die Risse im luftseitigen Sperrbereich verlaufen primär entlang horizontaler Betonierfugen. Ihre Entstehung ist auf zu hohe Zugspannungen beim Lastfall Eigengewicht bei leerem Becken zurückzuführen. Die maximalen Öffnungsweiten liegen bei 3,5 mm pro Riß.

Durch die plastische Verschiebung der Sperre entstand zwischen dem wasserseitigen Felsvorland und dem Betonkörper ein Vertikalriß, der zum Teil auch noch tief in den Gründungsfelsen eingreift.

Diese, im Fachkreis als Henny-Riß bekannte Struktur konnte hier weltweit zum ersten Mal in-situ beim Ausbruch von zwei begehbaren Schlitzen zur

seitlichen Abschottung des Vorbodens dokumentiert werden. Anhand der geologischen Dokumentation dieser Schlütze, ist das unterschiedliche Rißmuster in den einzelnen Gesteinstypen zu erkennen (Abbildung 1.6):

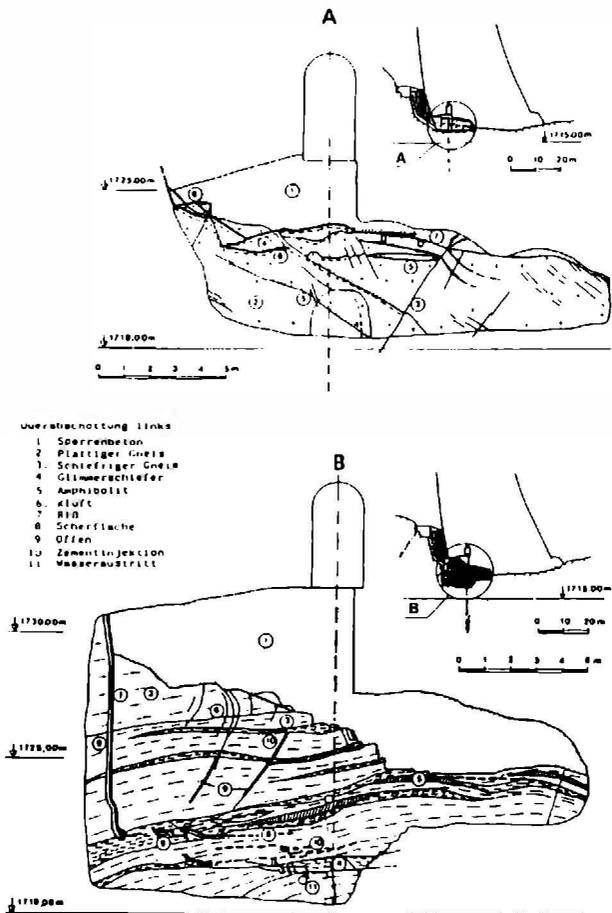


Abb.1.6: Geologische Dokumentation der Ausschottungsschlütze (aus: Demmer W., Ludescher H. 1985)

Während in den weichen Schiefergesteinen die Auswirkungen der hohen Spannungen in eine Tiefe von rund 8 m ersichtlich sind, können im

kompakten Granodiorit lediglich in den obersten 2 m neu entstandene Risse festgestellt werden.

Aus der Forderung, für den Staubetrieb die hohen Sohlenwasserdrücke und unerwünschten Sickerwasserverluste zu verringern, wurden ab dem Jahre 1979 mehrere Sanierungsversuche durchgeführt (Abbildung 1.7):

REGELQUERSCHNITT

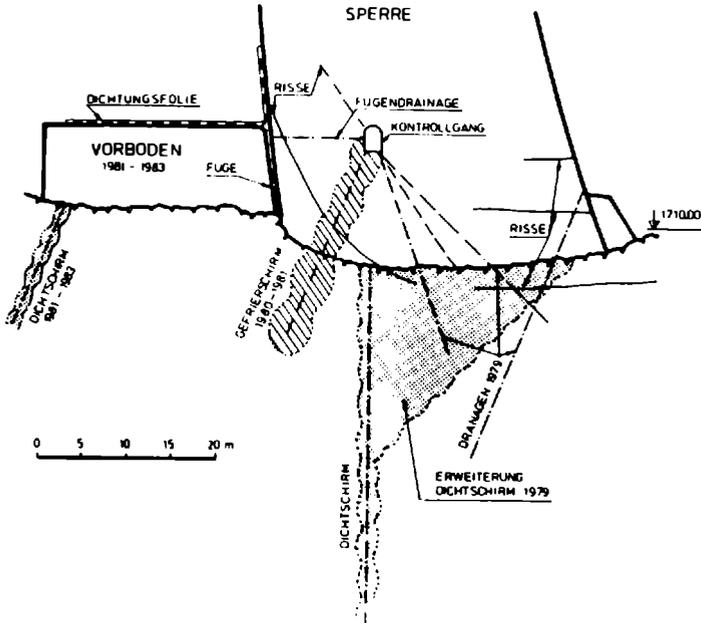


Abb. 1.7: Die Sanierungsmaßnahmen bis 1983 (aus Ludescher H., 1990)

1979 sind der Dichtschirm mit Zementinjektionen ergänzt und zusätzliche Dränagen abgeteufelt worden.

In den beiden darauffolgenden Jahren konnte mit Hilfe eines Gefrierschirmes eine deutliche Verbesserung der Situation erreicht werden. Als Dauerlösung erschien jedoch diese Maßnahme ungeeignet.

1981 bis 1983 wurde wasserseitig der höchsten Sperrblöcke ein Vorboden in Form einer bis 20 m starken Stahlbetonplatte eingebaut.

Die Risse im Sperrkörper sind während verschiedener Injektionskampagnen mit Zement, Polyurethan und Epoxyharz behandelt worden.

Diese unterschiedlichen Reparaturversuche zeigten im Laufe der Jahre jedoch nicht den gewünschten Erfolg. Daher beauftragte die Österreichische Draukraftwerke AG Herrn Dr. Lombardi, ein Sanierungsprojekt auszuarbeiten. Dr. Lombardi erkannte, daß die Risse im Inneren des Mauerquerschnittes primär auf hohe Hauptzugspannungen infolge großer Querkräfte zurückzuführen sind. Jener Überlegung zugrundeliegend wurde die Errichtung eines luftseitigen Stützgewölbes vorgeschlagen. Dieser Betonkörper, mit einem Volumen von rund einer halben Million Kubikmeter soll eine Abstützung der Kölnbreinsperre in der Größenordnung von 11.000 MN (1,1 Mio.t), das heißt rund 20 % der gesamten Wasserlast ermöglichen und entsprechend die Querkräfte im gleichen Maß reduzieren (Abbildung 1.8).

Als Kraftübertragungssystem wurde die Anordnung von 613 Neoprenelagern in neun Lagerreihen bei Nennlasten von 16 MN projektiert. Zusätzlich zu dieser Stützkonstruktion war die Sanierung der Risse mit Injektionen vorgesehen. Die Injektionsarbeiten sind daher ein wesentlicher Bestandteil des Sanierungskonzeptes. Das Ziel der Injektionen besteht darin, die Kontinuität hinsichtlich der Kraftübertragung und die Dichtigkeit in den gerissenen Zonen im Felsen und im Sperrbeton wiederherzustellen.

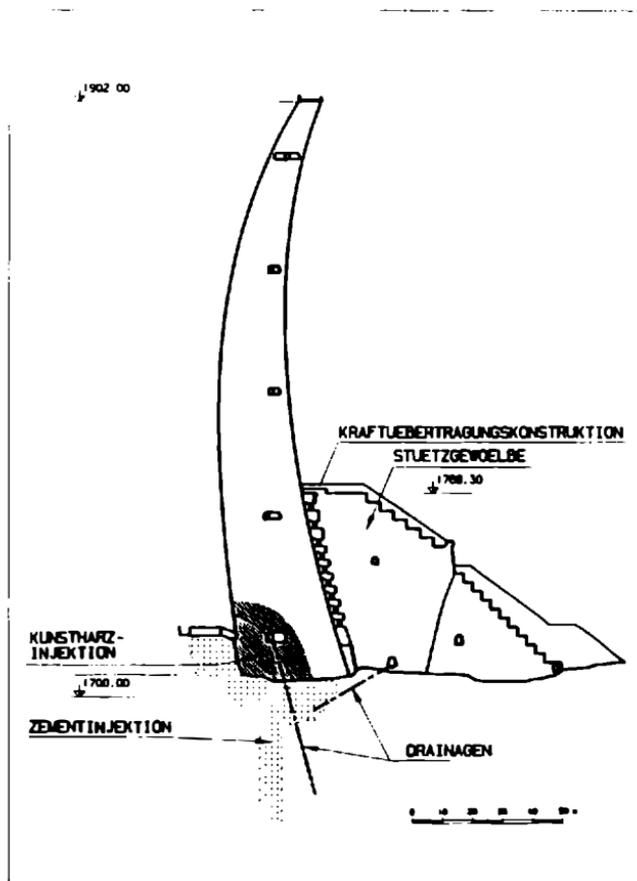


Abb.1.8: Das Sanierungsprojekt 1989

2. INJEKTIONSMITTEL

Für die Sanierung der Kölnbreinsperre werden, je nach Anforderung an das Verpreßgut, zwei Injektionsmittel verwendet: Es sind dies Zement und Kunstharz.

Das Fließverhalten dieser zwei Stoffe kann mit rheologischen Gesetzen beschrieben werden und hängt von einer Reihe von Parametern ab. Ist im Verpreßmittel keine Kohäsion vorhanden, so entspricht dies einer Newton'schen Flüssigkeit. Wie bei Wasser, kann bei vielen Kunstharzen die Kohäsion vernachlässigt werden. Zur Beschreibung des Fließverhaltens wird die stoffabhängige Viskosität konstant gesetzt. Im Gegensatz dazu, muß bei einer Bingham'schen Flüssigkeit zusätzlich die Kohäsion berücksichtigt werden. Dies bedeutet, daß z. B. eine Zementsuspension erst ab einer kritischen Schubspannung (Fließgrenze) zu fließen anfängt (Abbildung 2.1).

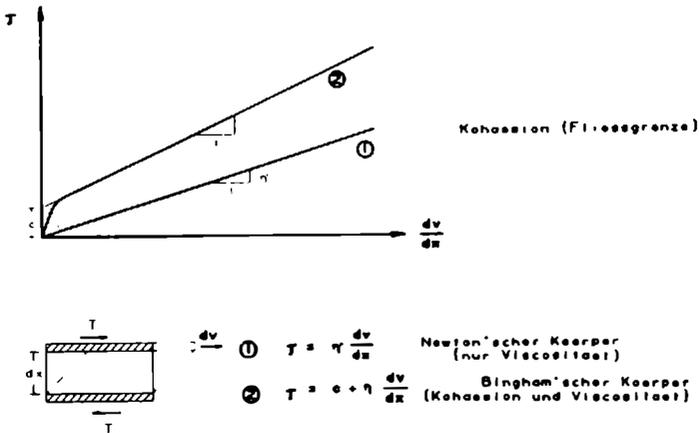


Abb.2.1: Charakteristische Fließkurven

Ausschlaggebend für eine Zementinjektion ist die Tatsache, daß auf Grund der ungelösten Zementkörner das Verpreßgut als Suspension mit einer inneren Reibung betrachtet werden muß. Weiters besteht die

Möglichkeit der Absonderung der Körner aus dem Gemisch. Dementsprechend können sehr dünne Risse nicht injiziert werden.

Als Regel gilt, daß für eine erfolgreiche Injektion die Spaltweite größer als der 5fache maßgebende Komdurchmesser (D85) sein soll. Der maßgebende Komdurchmesser ist jener Durchmesser, der mit einer Wahrscheinlichkeit von 85 % unterschritten wird. Für einen mittleren Normzement bedeutet dies, daß die kritische Spaltweite bei rund 0,3 mm liegt. Speziell entwickelte Feinzemente mit Blaine-Ziffern von bis zu 15.000 können diese Grenze zwar heruntersetzen, keinesfalls aber eliminieren.

Bezüglich dem Wasser-Zement-Wert lehrt uns die Betontechnologie, daß die Festigkeit umgekehrt proportional zum Wasserüberschuß ist. Das heißt, die Wassermenge sollte so weit als möglich begrenzt werden. Auf der anderen Seite wird für den Injektionsvorgang genügend Wasser als Lubrikationsmittel benötigt, um das Auftreten von zu hohen inneren Reibungen zu vermeiden. Um durch einen niedrigen WZ-Wert die angestrebte Festigkeit des Zementsteines zu erreichen, kann mit Hilfe von Additiven die Fließeigenschaft verbessert werden. Stand der Technik ist, für Felsinjektionen ausschließlich stabile Suspensionen heranzuziehen.

Neben dieser eher traditionellen Zementinjektion werden bei der Kölnbreinsperre, insbesondere zum Sanieren der Betonrisse auch Epoxyharze verarbeitet. Da es sich dabei um reine Flüssigkeiten handelt, liegt die Grenze der Injizierbarkeit theoretisch im molekularen Bereich. In der Praxis zeigt sich, daß ein Epoxyharz mit einer Viskosität von 20.000 m.Pa.s Öffnungsweiten von unter 0,1 mm erreichen kann.

Die Injektionsarbeiten auf Kölnbrein werden unter strenger Beachtung der vorgeschriebenen physikalischen Gesetzmäßigkeiten und nicht nur nach rein empirischen Grundlagen geplant und durchgeführt. Neben ÖDK-eigenen Erfahrungen kommt das Knowhow der ausführenden Baufirmen hinzu. Namentlich sind dies die Firmen Insond, Sonderbau und Stuaq.

Zusätzliche theoretische Impulse kommen weiters von einer Arbeitsgruppe der International Society for Rock Mechanics, sowie vom österreichischen Arbeitskreis "Injektionen im Beton"

Als äußerst vorteilhaft für die zusätzliche Erkundung der einzelnen Injektionsbereiche sowie für die Interpretierung der Injektionsergebnisse erwies sich die Entscheidung, den Großteil der Injektionsbohrungen als Kernbohrungen auszuführen.

3. INJEKTIONSETAPPEN

Während der Felsaushub für den Stützkörper sowie die ersten Betonierarbeiten im Jahre 1989 in Angriff genommen wurden, war der Beginn der Injektionsarbeiten für 1990 vorgesehen. Entsprechend den verschiedenen Anforderungen an die Injektionen werden folgende Hauptinjektionsbereiche unterschieden (Abbildung 3.1):

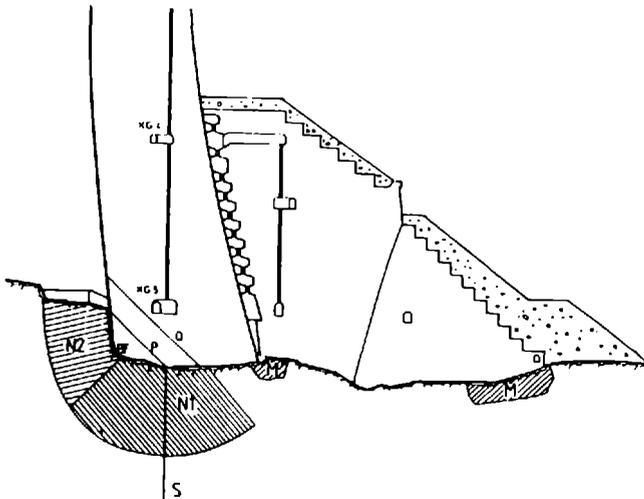


Abb.3.1. Schematische Darstellung der Injektionsbereiche

3.1 Dichtschirm (Etappe S)

Bei der Etappe S wurden als erste Maßnahme 13 Kontrollbohrungen je 40 m in der Dichtschirmebene der Kölnbreinsperre abgeteuft. Sie hatten die Aufgabe, den Ist-Zustand des ursprünglichen Dichtschirmes im Bereich des Talbodens zu untersuchen. Es wurden Wasserabpreßversuche, Bohrlochfermesehndierungen sowie Auswertungen der Bohrkern durchgeführt.

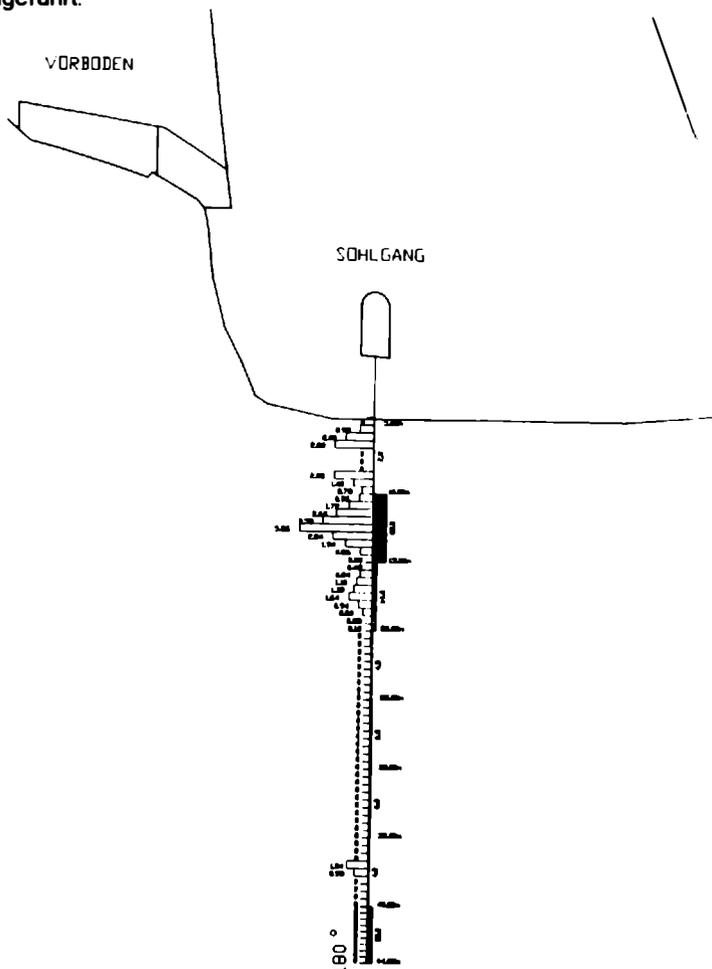


Abb. 3.2: Graphische Ergebnisse von Wasserabpreßversuchen und Zementinjektionen

Für die Wasserabpreßversuche ist eine Passenlänge von 5 m gewählt worden. Der Verpreßdruck betrug direkt unter der Aufstandfläche 15 bar, in der restlichen Felsstrecke 25 bar. Die Abbildung 3.2 zeigt ein Beispiel für die graphische Darstellung dieser Ergebnisse.

Während auf der linken Seite die Wasseraufnahmen für die einzelnen Druckstufen in l/min/m dargestellt sind, wird auf der rechten Seite das Injektionsvolumen einer Passe in kg/m ausgewiesen. Speziell der oberste Felsbereich zeigt hier in deutlicher Weise das unterschiedliche rheologische Verhalten von Wasser und einer Zementsuspension. Konnte beim Abpreßversuch eine Wasseraufnahme von fast 3 l/min/m erreicht werden, so verhielt sich das Gebirge unter den gleichen Druckverhältnissen bei der Injektion als dicht. Dies bestätigt offensichtlich, daß durch Zementsuspensionen sehr feine Risse nicht mehr erfaßt werden können. Daraus leitet sich die Notwendigkeit ab, den Dichtschirm örtlich mit Kunstharz nachzuinjizieren. Speziell im Kontaktbereich zur Sperre ist eine möglichst perfekte Abdichtung von entscheidender Bedeutung, da hier der größte hydraulische Gradient auftritt und dieser Abschnitt des Dichtungsschirmes den Auftrieb in maßgebender Weise mitbestimmt.

Im allgemeinen kann gesagt werden, daß Wasserabpreßversuche nur in sehr beschränktem Maße nützliche Aussagen über die zu erwartende Aufnahme von Injektionsgut geben können. Dies trifft noch weniger zu, falls es sich um eine Bingham'sche Flüssigkeit handelt.

Bei den Untersuchungen in der Dichtschirmebene zeigte sich, daß dieser Bereich die Überbeanspruchungen des Untergrundes überraschend gut überstanden hat.

3.2 Felsbereich unter der Sperre (Etappe N1)

Beidseitig des Dichtungsschirmes sollte der Felsbereich unter der Sperre mit einer Zementsuspension behandelt werden. Eine Konsolidierung des überbeanspruchten Gebirges sowie eine Abdichtung desselben wurde in dieser Zone zum Ziel gesetzt. Die Mischrezeptur sah die Verarbeitung von

PZ 375 mit einem WZ-Faktor von 0,7 und der Beigabe von 0,5 % eines Verflüssigers vor.

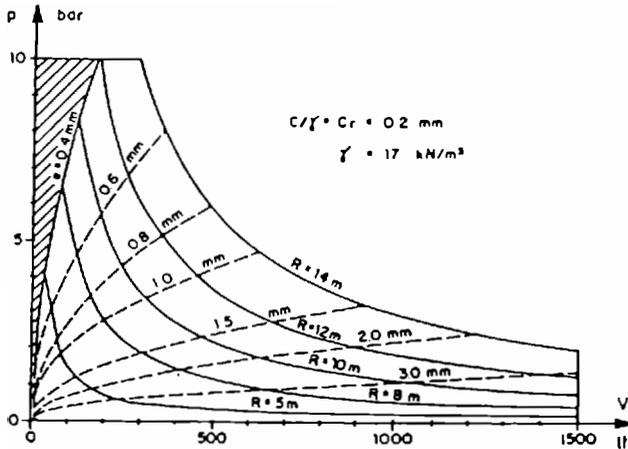
Da in diesem, wie auch in allen anderen Injektionsbereichen die unmittelbare Sperrennähe nur gewisse Spannungseinflüsse zuläßt, wird auf die Begrenzung der Injektionsenergie besonderes Augenmerk gelegt. Maßgeblich für die Beurteilung ist hier keinesfalls der an der Pumpe oder am Packer gemessene Druck, der im Spalt bis zu 75 % niedriger sein kann, sondern die gesamte Kraft, die sich aus Integration des Druckverlaufes über die injizierte Fläche ergibt. Aus dieser Betrachtung wurde von Dr. Lombardi ein Grenzwertkriterium abgeleitet, nach welchem sich die Spaltkraft aus dem Produkt des wirksamen Druckes in der Kluft und der mit Injektionsmaterial gefüllten Fläche zusammen setzt (Abbildung 3.3).

Werden die im wesentlichen mit Fernsehsondierungen in Bohrlöchern ermittelten Kluftöffnungsweiten in die Formel eingebracht, so erhält man eine grobe Abschätzung des Injektionsvolumens. Setzt man die als zulässig erachtete Hebungskraft konstant, so erhält man eine Hyperbel mit der Beziehung $P \cdot V$ ist konstant. Da diese Hyperbel ins Unendliche verläuft, werden sowohl für die Drücke als auch für die Volumina die beiden äußersten Äste gekappt.

Beim Injektionsvorgang startet die Kennlinie im Nullpunkt des Koordinatenkreuzes und steigt je nach der Aufnahmefähigkeit des Gebirges an. Während bei großen Aufnahmen sowie bei Umläufigkeiten die Injektionskurve eher einen flachen Verlauf annimmt, zeigt eine beschränkte Wegigkeit einen steilen Kurvenverlauf. Als Abbruchkriterium gilt die hyperbolische Grenzlinie, welche die zulässige Obergrenze für die Injektionsenergie darstellt.

Die Bestimmung des Druckes für das Einhalten dieser Injektionsregel wird bei Rate Null gemessen. Für die Praxis bedeutet dies, daß nach einem gewissen verarbeiteten Injektionsgutvolumen immer wieder die Injektionspumpe abgeschaltet und am Schreibstreifen der sich einstellende Ruhedruck beobachtet wird. Alleine durch diese Vorgangsweise kann eine annähernde Abschätzung des wahren Druckes in der Trennfläche vorgenommen werden. Weiters ist es möglich, auf

Grund der Form dieser Ruhedruckkurve Rückschlüsse auf die Trennflächengeometrie sowie auf die Sättigung des Injektionsbereiches zu ziehen.



MIT ZEMENT NICHT INJIZIERBAR

- p Injektionsdruck in Bar
- v Injektionsvolumen in Liter
- e Rissweite in Millimeter
- R Reichweite der Injektion in Meter
- C_r Relative Kohäsion der Injektionsmischung (Wasser-Zement) mit einer Dichte von 1,7

Abb.3.3: Beispiel eines Injektionsregeldiagrammes zur Bestimmung des Enddrucks (aus: Lombardi G., 1988)

Bei der Behandlung des Felsbereiches unter der Kölnbreinsperre wurde in diesem Sinne ein Energiekriterium gewählt, bei welchem das Produkt aus Druck (bar) und Menge (l) abzüglich des Bohrlochvolumens den Wert 7.500 für die obersten 5 m und 12.500 für die restliche Bohrstrecke nicht überschreiten darf.

Die Injektionsbohrungen wurden vom untersten Kontrollgang abgeteuft, der Abstand der Primärprofile betrug 6 m, die Passenlängen 5 m. Nach Injektionsbeendigung und dem Aushärten des Injektionsgutes ist eine zweite Etappe auf Lücke zu den Profilen der Ersten durchgeführt worden. Zusammengerechnet mit der ersten Phase der Dichtschirminjektion wurden so rund 14.000 Bohrmeter aufgeteilt auf 582 Bohrungen behandelt.

Eine Auswertung der Injektionsergebnisse (Abbildung 3.4) bestätigt die Bohrkernbefunde und die Erkenntnisse der Bohrlochfermesehondierungen, daß im Bereich der Verschiebungszonen neben weit durchstreichenden, offenen Einzelklüften auch unzählige schieferungsparallele Trennflächen mit keinen oder nur geringen Öffnungsbeträgen auftreten.

Diese können durch den Injektionsdruck wesentlich leichter aufgeweitet werden, zumal glimmerreiche Gesteine ein gewisses Maß an Verformungen zulassen. Die Reichweiten der Zementsuspensionen sind in den schieferungsparallelen Strukturen jedoch offensichtlich gering. Diese Schlüsse kann man aus den Ergebnissen der Sekundärinjektionen ableiten, deren Aufnahmen, verglichen mit jenen im Granodiorit, noch immer relativ hoch sind.

Der Hauptgrund für die große Primäraufnahmen unter den Blöcken 10 und 11 ist auf zahlreiche Umläufigkeiten bei den wasserseitigen Injektionsbohrlöchern zurückzuführen.

Im allgemeinen weisen aber die eher bescheidenen Gesamtzementaufnahmen darauf hin, daß sich das Gebirge in einem befriedigenden Zustand befindet. Die deutliche Abnahme der Mischgutaufnahme um rund 75 % von der Primär- zur Sekundärphase bestätigt eine erfolgreiche Injektion sowie ein gut gewähltes Bohrschema.

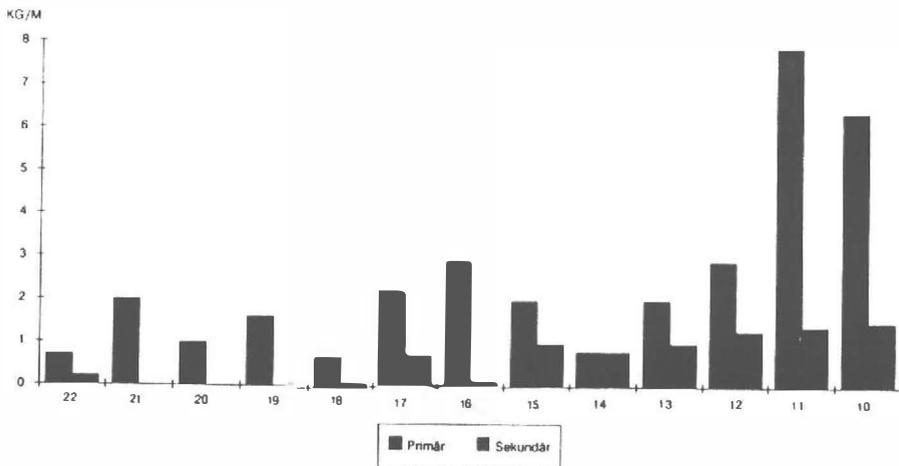


Abb.3.4: Durchschnittliche Zementaufnahme in den einzelnen Sperrenblöcken (Etappe N1)

3.3 Felsbereich unter dem Vorboden (Etappe 2)

Einer Konsolidierung des wasserseitigen Sperrenvorlandes kommt in zweierlei Hinsicht eine große Bedeutung zu. Einerseits soll der gut verdichtete Felskörper als Widerlager für das Auspressen der Risse im Beton dienen und andererseits eine verbesserte Abstützung der Sperre im Lastfall Eigengewicht sicherstellen (Abbildung 3.5).

Diese Injektionsmaßnahme wurde sofort zu Beginn der Bausaison 1991 in Angriff genommen. Für die Verpressung mit Zement waren nachfolgende Rahmenbedingungen einzuhalten: Als Energiekriterium durfte der maximale Injektionsdruck 30 bar bzw. 15 bar in unmittelbarer Nähe zum Betonkörper nicht überschreiten. Das Injektionsvolumen war mit 250 l pro 5 m Passe begrenzt (Abbildung 3.6).

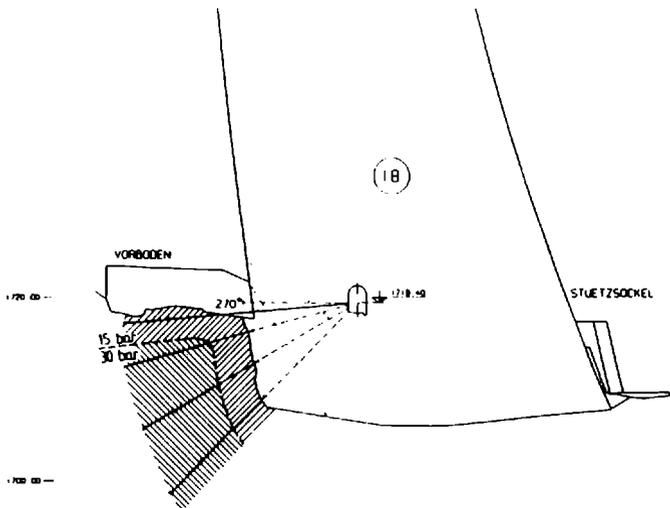


Abb.3.5: Schematische Darstellung des Injektionsbereiches N2

Die Injektionsbohrungen wurden in Rotationsbohrtechnik mit einem Durchmesser von 46 mm abgeteuft. Es war vorgesehen, diese Löcher zur Behandlung der folgenden Injektionsbereiche heranzuziehen:

Fels unter dem	
Vorboden	- Injektionsmaterial: Zement
Bewegungsfuge	- Injektionsmaterial: Mikrozement
Rißgruppe P	- Injektionsmaterial: Kunstharz
Rißgruppe Q	- Injektionsmaterial: Kunstharz

Um eine exakte räumliche Begrenzung dieser Injektionszonen zu erzielen und vor allem eine Vermischung der Zemente mit Kunstharz zu vermeiden, sind verlorene, aufblasbare Packer an die Bereichsgrenzen gesetzt worden. Dieser Packertyp ist weiters in jeder Passe der steigenden Zementinjektionsbohrungen angeordnet worden, um zu gewährleisten, daß das Verpreßgut nicht nach unten ausrinnt, sondern unter Druck abbindet.

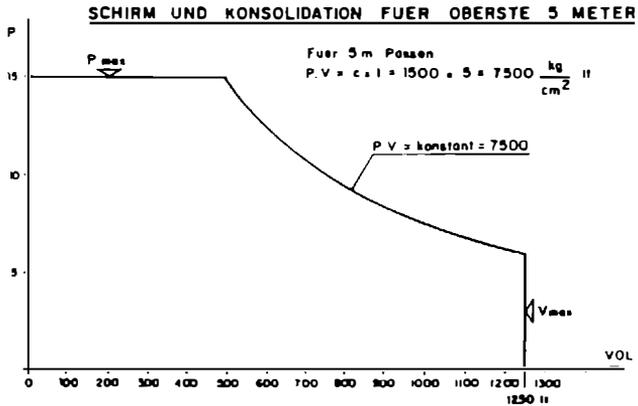
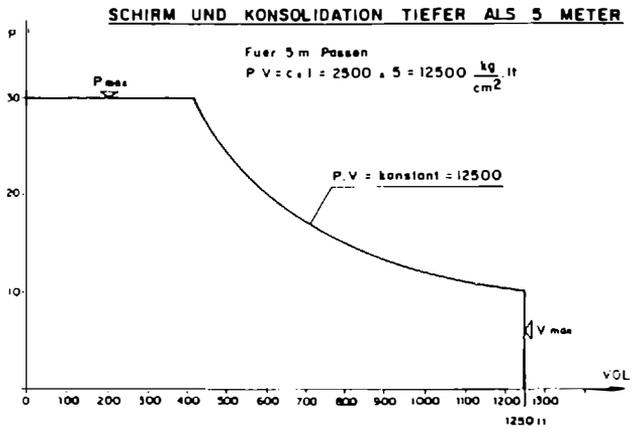


Abb. 3.6 Injektionsgrenzlinien für die Etappe N2 (aus: Lombardi G . 1990)

3.4 Bewegungsfuge (Etappe BF)

Die Bewegungsfuge, welche als Ablösungsriß zwischen Sperre und wasserseitigem Felsvorland zu verstehen ist, wurde nach dem Aushärten der in N2 eingepreßten Zementsuspensionen behandelt.

Geologische Untersuchungen von Bohrkernen sowie Fernsehsondierungen in zahlreichen Erkundungsbohrungen ergaben, daß die Bewegungsfuge keine einzelne, weit klaffende Struktur ist. Häufig bildet sie, primär im Felsbereich, aber zum Teil auch in den Sperrenbeton übergreifend, ein Rißbündel von bis zu fünf annähernd vertikalen Einrissen innerhalb einer etwa 1 m breiten Zone. Weiters konnte beobachtet werden, daß die Trennflächen zum Großteil durch vorangegangene Injektionskampagnen beziehungsweise durch eingeschwemmte Feinteile verschmutzt sind.

Schon im Jahre 1990 wurden Überlegungen bezüglich des innerhalb der Bewegungsfuge zu verpressenden Injektionsmaterials angestellt. 1991 sollten zahlreiche Laborversuche, Experimente auf der Baustelle sowie in-situ-Injektionsversuche die definitive Entscheidungsfindung unterstützen.

Da bei dieser Injektionsphase relativ dünne Risse erfaßt werden mußten und weiters eine hohe Anforderung an die Druckfestigkeit des ausgehärteten Injektionsmittels gestellt wurden, fiel die Wahl schließlich auf Feinzement.

Die Feinzemente, die auch unter den Bezeichnungen Ultrafeinzemente oder Mikrozemente bekannt sind, gehen auf die Entwicklung eines japanischen Zementherstellers zurück. Erste Aufmerksamkeit erregte das Produkt hierzulande infolge von Veröffentlichungen amerikanischer Autoren zu Anfang der achtziger Jahre.

Der Unterschied zu den herkömmlichen Zementen liegt primär in der Mahlfineheit. Danach sind Mikrozemente bis zu dreimal feiner als die üblichen Normenzemente, die Blaineziffer erreicht Werte von bis zu 15.000 (cm²/g). Verschiedenste Versuche ergaben, daß diese Zementleime Rißöffnungsweiten bis zu 0,1 mm erfassen können. Für die

Haftzugfestigkeit konnten überraschend hohe Werte von bis zu 2 N/mm^2 nachgewiesen werden.

Bei der Sanierung der Kölnbreinsperre sollte sich jedoch herausstellen, daß Injektionsgeräte und Verpreßtechniken, welche bei der Verarbeitung von herkömmlichen Zementsuspensionen angewendet werden, für den Feinzement nicht uneingeschränkt geeignet sind.

Als entscheidende Erkenntnis ergab sich, daß die Förderleitung bis zum Einpreßort möglichst kurz und das jeweils vorbereitete Mischgutvolumen klein gehalten werden muß. Dadurch wird ein frühzeitiger Erhärtungsprozeß hintangehalten.

3.5 Risse im Sperrbeton (Etappen P und Q)

Die Injektion der Risse im Sperrkörper nimmt eine besondere injektionstechnische Stellung innerhalb des Sanierungsprogrammes ein. Anfänglich bestand der Wunsch, in den Rissen mit eingepreßtem Kunstharz eine zugfeste Verklebung zu erzielen. Umfangreiche Bohrlochfernsehsondierungen sowie Auswertungen der Bohrkerns zeigten jedoch, daß die Wandungen dieser Trennflächen durch verschiedene Injektionsmittel von vorangegangenen Dichtungsversuchen großteils bereits stark verunreinigt waren. Ein großflächiger, zugfester Kraftschluß konnte daher durch Injektionen nicht mehr garantiert werden. In diesem Sinne wurde das Hauptziel auf die Abdichtung der Rißbereiche beschränkt.

Die Kunstharzbehandlung dieser Diskontinuitätsflächen sollte in zwei Phasen durchgeführt werden die Primärinjektion im Jahre 1991 bei Staulagen bis 1840 m ü.A., das heißt rund 60 m unter Vollstau und im darauffolgenden Jahr bei höheren Staulagen und somit größeren Rißöffnungsweiten die Sekundärinjektionen.

Bei der Injektionsdurchführung wurden die Bereiche P und Q durch das Setzen von verlorenen Packern räumlich getrennt. Diese Abgrenzung war notwendig, da die Rißgruppen grundsätzlich verschiedene Charakteristika aufweisen.

Während zum Beispiel die Rißgruppe P aus ein bis zwei weit offenen Strukturen besteht, welche bei Stauspiegeländerungen ein deutliches Rissespiel zeigen, setzt sich die Rißgruppe Q aus einem Bündel von sehr feinen Trennflächen mit einem geringeren Bewegungsspiel zusammen. Jede dieser Behandlungszonen stellt somit unterschiedliche Anforderungen an die Injektionstechnik.

Der zur Verschließung der Risse im Beton der Kölnbreinsperre verwendete Kunststoff, ein Epoxyharz namens Rodur von der Firma Rodio hergestellt, wird in vier verschiedenen Variationen angefertigt. Die Viskositätswerte liegen zwischen 4.000 und 48.000 m.Pa.s. Um eine bessere Identifizierung der jeweiligen Rodursorte bei nachfolgenden Kontrollbohrungen durchführen zu können, ist eine Einfärbung des Verpreßgutes vorgenommen worden.

Zur Überwachung unerwünschter Verformungen innerhalb des Sperrenkörpers, werden während der Injektion in konkreten Tiefen von Gleitmikrometer-Meßstrecken fernablesbare Mikrometer eingebaut. Zusammen mit Extensometermessungen können mögliche Verformungen direkt am Schreibstreifen der Injektionspumpe beobachtet werden. An den von der Firma Insond entwickelten Pumpeneinheiten werden weiters die Injektionsmenge, der Druck am Bohrlochmund und wahlweise das Produkt aus Menge und Druck oder die Injektionsrate aufgezeichnet.

Die speziell für die Sanierung der Kölnbreinsperre entwickelte Injektionsdatenerfassung "AIDEK" gewährt während der Feldarbeit eine laufende Kontrolle dieser Abläufe. Synchron zu dem an der Pumpe installierten Fünf-Band-Schreiber werden alle Daten umgeformt und in die Bauleitung fernübertragen, wo die einzelnen Injektionsprozesse on-line über Bildschirm mitverfolgt werden können. Gleichzeitig wird dieses Informationspaket über eine Modemleitung nach Klagenfurt übertragen und auf Disketten gespeichert, um für periodische Auswertungen und begleitende Kontrollen jederzeit greifbar zu sein.

Für die Injektionsetappe P welche die Behandlung von 215 Bohrlöchern mit Kunstharz vorsah, ist folgendes Energiekriterium definiert worden: Das maximale Verpreßvolumen lag bei 50 l/Bohrloch, der

Ruhedruck, gemessen 6 Minuten nach dem Abstellen der Pumpe, durfte 30 bar nicht übersteigen. Auf Grund der hohen Viskosität des Kunstharzes war es erlaubt, den maximalen Arbeitsdruck bis 70 bar zu erhöhen.

Beim Injektionsvorgang war vorgesehen, die untersten Bohrungen eines Blockes zuerst mit Rodur zu beaufschlagen und dann die Injektionsfront über den Riß von Bohrloch zu Bohrloch kontinuierlich von unten nach oben zu treiben. Die vorangegangenen Rißbehandlungen sowie die staubedingten, geringen Rißöffnungsweiten verhinderten jedoch eine gleichmäßige Ausbreitung des Kunstharzes. Es mußte festgestellt werden, daß nur etwa 20 % aller Bohrlöcher eine gegenseitige Verbindung zeigten.

Ein ähnliches Verhalten konnte auch bei der nachfolgenden Injektionsetappe Q beobachtet werden. Als Energiekriterium wurde hier bei größeren Rißöffnungen das der Injektionsetappe P angewendet. Sie konnten durch höhere Injektionsmittelaufnahmen bei der Vorauffüllung sowie über die Druckentwicklung bei Injektionsbeginn erkannt werden.

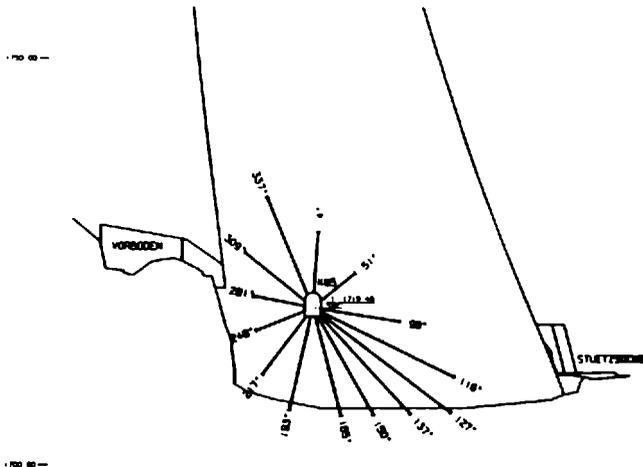


Abb.3.7: Charakteristisches Bohrschema zur Behandlung der Rißgruppe Q

Zeichneten sich hingegen infolge des raschen Druckaufbaues bei kleinen Injektionsmengen geringe Öffnungsweiten ab, so wurde der Arbeitsdruck auf 90 bar gesteigert. Der maximale Ruhedruck ist in diesem Fall mit 30 bar beibehalten worden. Die Kontrolle des Ruhedruckes erfolgte jedoch schon nach je 5 l Verpreßvolumen, wobei der Beobachtungszeitraum auf 20 Minuten ausgedehnt wurde. Unter Anwendung dieser gefühlvollen Injektionstechnik sollte ein Rissetreiben in jenen Strukturen, die nicht bis zur Wasserseite reichen, vermieden werden.

4. INJEKTIONSAUSWERTUNG UND INTERPRETATION

Stellvertretend für alle anderen Injektionsbereiche soll hier nur über die Auswertung der Rißinjektionen im Sperrkörper berichtet werden.

Auf der Grundlage der bekannten Rißfläche sowie des verarbeiteten Verpreßvolumens, ist eine theoretische Überlegung bezüglich der Stärke des injizierten Rodurfilmes durchgeführt und graphisch dargestellt worden (Abbildung 4.1)

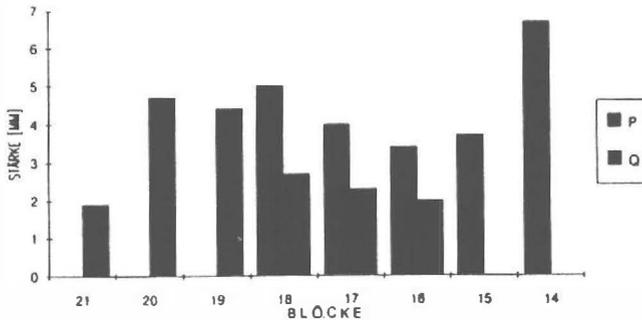


Abb.4.1 Theoretische Stärke des injizierten Rodurfilmes in den Rißgruppen P und Q

Bei der Etappe P kann man die größere Filmstärke im Block 14 dadurch erklären, daß in diesem Bereich die Bewegungsfuge, das heißt der Ablösungsriß zwischen Sperre und Felsvorland, zum Teil entlang der Rißgruppe P ausgebildet ist und speziell hier, auf Grund der weichen Schiefergesteine im Untergrund, die größten plastischen Verformungen stattgefunden haben.

Bei der Injektionsetappe Q zeigen die Blöcke 19 und 20 unerwartet hohe Werte. Eine Erklärung dafür mag in der sehr engmaschigen Bohrlochaufteilung liegen, welche in diesem Bereich gewählt werden mußte. Sie ermöglichte die augenscheinlich gute Verbreitung des Kunstharzes. Diese Vermutung könnte natürlich auch bedeuten, daß in den anderen Sperrenblöcken, wo die Aufnahmen deutlich geringer sind, der Bohrlochabstand etwas zu groß gewählt wurde.

Bei der Auswertung von 60 Kontrollbohrungen mittels Fernsehsonde und Kernaufnahme ist neben den üblichen Parametern wie Rißstärke, Öffnungsweite, Injektionsmaterial etc. auch eine qualitative Abschätzung des Injektionszustandes vorgenommen worden. Hierbei werden folgende Klassen unterschieden:

- Klasse I: Riß ausgezeichnet, satt injiziert
- Klasse II: Riß gut injiziert, stellenweise leicht klaffend
- Klasse III: Riß größtenteils mit Injektionsgut verfüllt, jedoch deutlich klaffend
- Klasse IV: Riß größtenteils klaffend
- Klasse V: kein Injektionsgut vorhanden

In der folgenden Abbildung (4.2) ist eine prozentuelle Abschätzung der Injektionsqualität für die Bereich P und Q dargestellt. In diesem Zusammenhang sei nochmals erwähnt, daß pro Bohrloch bis zu vier Einzelstrukturen ein und derselben Rißgruppe aufgeschlossen wurden.

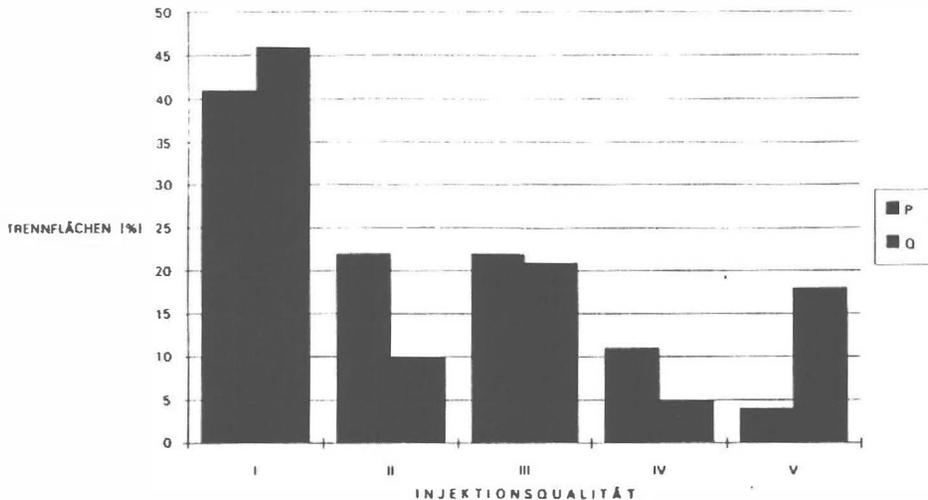


Abb.4:2: Injektionsqualität in den Bereichen P und Q

Es zeigt sich, daß sowohl in der Rißgruppe P als auch in der Rißgruppe Q über 40 % aller erfaßten Trennflächen ausgezeichnet injiziert sind. Während im Injektionsbereich P eine kontinuierliche Abnahme zur Qualitätsklasse V ersichtlich ist, wurden im Bereich Q 18 % aller Trennflächen nicht vom Injektionsgut erfaßt. Die Durchschnittsbewertung beträgt in P 2,1; in Q liegt sie mit 2,4 qualitätsmäßig knapp darunter.

Treten pro Passe mehrere Strukturen auf, so zeigte sich, daß meist nur ein Riß vom Injektionsgut vollständig erfaßt wird. Die benachbarten Risse weisen zum Großteil einen schlechteren Verfüllungsgrad auf. Es konnten hier folgende Werte ermittelt werden: Ist in einer Passe ein Einzelriß vorhanden, so liegt die durchschnittliche Qualitätsklasse bei 1,7. Bei zwei Rissen sinkt die Qualität auf 2,1 und setzt sich die Rißgruppe aus vier Trennflächen zusammen, so verringert sich die Injektionsgüte auf 2,9.

Diese Beobachtung deutet darauf hin, daß sich die Injektionsfront stets entlang des Weges des geringsten Widerstandes fortbewegt. Liegt eine teilweise geschlossene Struktur neben einem offenen Riß, so wird diese entweder durch die Spaltkraft des Injektionsmittels im Nachbarriß zusammengedrückt oder erst dann vom Verpreßgut erfaßt, wenn der

Widerstand im offenen Riß größer wird als jene Kraft, durch welche ein Öffnen der schmälere Struktur erreicht wird.

Diesem Umstand dürfte es auch zuzuschreiben sein, daß im Bereich Q, wo bekanntlich mehrere parallele Risse den Sperrenkörper durchtrennen, eine etwas schlechtere Injektionsqualität erreicht wurde als in der Rißgruppe P

Als weitere Begründungen, daß nicht alle Trennflächen vom Injektionsgut perfekt verschlossen wurden, mögen folgende Erklärungen gelten:

Ein Großteil aller Risse zeigt deutliche Spuren vergangener Injektionskampagnen. Diese Füllungen können ein großflächiges Ausbreiten des Kunstharzes verhindern. Es wurde die interessante Beobachtung gemacht, daß mit Polyurethan vorbehandelte Risse nur sehr selten von der Rodurinjektion erfaßt werden konnten.

Ein weiteres Hemmnis für ein ungehindertes Vordringen der Injektionsfront liegt in der Tatsache, daß die Stauspiegellhöhe während der Injektion nur zwischen 1810 m und 1840 m ü.A. lag, das heißt in jenem Bereich, bei welchem die Rißöffnungsweiten noch relativ gering sind.

Die Profilabstände für die Injektionsbohrlöcher waren mit 3 m generell etwas zu groß. Diese Erkenntnis ergibt sich durch die Beobachtung, daß die auf Lücke abgeteufte Kontrollbohrungen bereits unterschiedliche Verfüllungsqualitäten aufweisen. Im Gegensatz dazu steigen die Qualitäten mit zunehmender Nähe an das Injektionsprofil.

Daß die Verformungsmessungen im Sperrenkörper so gut wie keine Reaktionen auf die Injektionen zeigten, ist gesagt, daß die Energiekriterien und hier insbesondere der maximale Ruhedruck von 30 bar offensichtlich zu vorsichtig gewählt wurden.

Für die Sekundärinjektion im Jahr 1992 ist unter Berücksichtigung dieser Überlegung abzuleiten, daß die Kunstharzverpressungen bei etwas größeren Rißöffnungsweiten, das heißt bei höheren Staulagen,

durchgeführt werden sollten. Bezüglich der räumlichen Anordnung der Bohrlöcher sind die Abstände im allgemeinen etwas zu verringern. Mit dieser Vorgangsweise sowie mit einer Erhöhung des Injektionsdruckes sollte es möglich sein, einen befriedigenden Verfüllungsgrad in den Rissen zu erreichen.

5. ABSCHLIEßENDE BEMERKUNGEN

Im Zuge des Sanierungsprojektes für die Kölnbreinsperre sind bis jetzt rund 90 t Zement und 65 t Kunstharz in einer Gesamtbohrlochlänge von 40.000 m verpreßt worden. Weiters wurden während der letzten drei Bausaisonen folgende Leistungen erbracht: Im Sommer 1989 wurden der Felsaushub für die Gründung des künftigen Stützgewölbes durchgeführt und die Kiesaufbereitung sowie die Betonmischanlage installiert. Vor Beginn des Wintereinbruches waren bereits 65.000 m³ Massenbeton eingebracht. Im Jahre 1990 galt das Hauptaugenmerk den Betonierarbeiten. Innerhalb eines halben Jahres gelang es, rund 373.000 m³ Beton zu verarbeiten.

Im Sommer 1991 wurden der restliche Beton eingebracht und die Kraftübertragungselemente der ersten sieben Lagerreihen eingebaut. Nach dem ersten Durchgang der Blockfugeninjektionen sowie der Konsolidierung lokaler Felsbereiche unter dem Stützkörper konnte dieser noch vor Wintereinbruch gänzlich eingeschüttet werden.

Im November 1991 erreichte der Stauseespiegel mit 1880 m ü.A., das heißt 22 m unter Vollstau, den für diese Saison höchsten genehmigten Wert. Während der gesamten Aufstauphase konnte eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen Werten an den Kraftübertragungselementen und dem Rechenmodell festgestellt werden (Abbildung 5.1). Die Hysterese, welche sich bei der Darstellung der Gesamtlagerkraft gegen die Stauhöhe ergibt, ist zum Großteil auf den Temperatureinfluß aber auch auf zeitverzögerte, elastische Verformungen zurückzuführen.

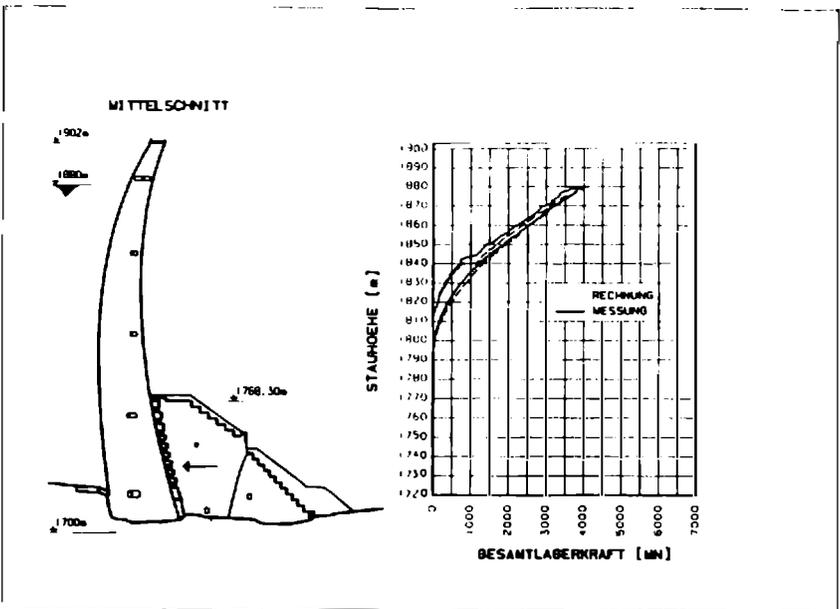


Abb.5.1: Abstützkräfte während der Stauperiode 1991/92

In der Bausaison 1992 sollen an den obersten zwei Lagerreihen die Neoprenelemente eingebaut werden. An Injektionsarbeiten ist, wie bereits erwähnt, die Sekundärinjektion der Risse im Beton sowie der Anschluß des Dichtschirmes an den Sperrkörper vorgesehen. Daneben werden lokale Nachinjektionen durchgeführt.

Nach einem weiteren Zwischenaufstau ist der Vollstau frühestens für die Wintermonate 1993/94 vorgesehen.

QUELLENVERZEICHNIS:

- Clar, E., Demmer, W. "Die Geologie der Kraftwerksgruppe Malta", Österr. Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft, 32. Jg., 1979.
- Demmer, W., Ludescher, H.: "Measures taken to reduce uplift and seepage at Kölnbrein dam", ICOLD-Kongreß Lausanne, 1985.
- Hollub, B., Marschallinger, R.. "Die Zentralgneise im Hochalm-Ankogel-Massiv (östliches Tauernfenster).
Teil I: Petrographische Gliederung und Intrusionsfolge",
Mitteilungen der Österr. Geologischen Gesellschaft, 81. Band,
1989
- International Society for Rock Mechanics, Arbeitsgruppe Felsinjektionen:
"Zwischenbericht", 1992.
- Lombardi, G.. "Injection des massifs rocheux", Mitteilungen der Schweizer Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Biel, 1987
- Lombardi, G.. "KW Malta - Sanierung der Kölnbreinsperre. Grundsätzliche Überlegungen zur Injektion der Sperre und des Untergrundes", Gutachten, 1988.
- Lombardi, G.. "KW Malta Sanierung der Kölnbreinsperre Injektionskampagne 1990 Ausführungsbestimmungen", Gutachten, 1990
- Ludescher, H.. "Die Sanierung der Kölnbreinsperre", Österr. Ingenieur- und Architektenzeitschrift, 135. Jg., 1990.
- Ludescher, H.. "Felsmechanische Untersuchungen anlässlich der Verstärkung der Kölnbreinsperre" Felsbau, Mai 1991
- Oberhuber, P.. "Remedial Works for the Kölnbrein Dam: Design and Analysis", ICOLD-Kongreß Wien, 1991.
- Österr. Draukraftwerke AG: "Sanierung der Kölnbreinsperre. Projektierung und Ausführung.", Eigenverlag, 1991.

WEITERFÜHRENDE LITERATUR:

Brue, D.A. "Major dam rehabilitation by special geotechnical construction techniques; a state-of-practice review", The Institute for Engeneering Research, Foundation Kollbrunner Rodio, Nummer 5, Zürich, 1991.

Feder G.: "Ansprechdruckversuche an Injiziermedien beim Übergang vom Bohrloch zum Riß", Unveröffentlichter Bericht, Montanuniversität Leoben, Institut Prof. Golser, Leoben, 1990.

Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers: "Grouting, soil improvement and geosynthetics", Kongreß New Orleans, 1992.

Kiss, S.: "Darstellung transienter Druckentwicklungen nach Injektionsunterbrechungen und Interpretation nach Grundsätzen des "Well testing", Diplomarbeit an der Montanuniversität Leoben, Institut Prof. Heinemann, Leoben, 1992.

Nonveiller, E.. "Grouting - Theory and Practice", Elsevier, 1989.

Stadler, G.: "Transient pressure analysis of Rodur epoxy grouting in concrete and rock at Kölnbrein dam, Austria", Dissertation an der Montanuniversität Leoben, Institut Prof. Heinemann, Salzburg, 1992.

Widmann, R. et al.. "Injektionen in Fels und Beton", Felsbau, August 1991.

**Autor: Mag. G. Valentin
Österr. Draukraftwerke AG
Kohldorfer Straße 98
A-9010 Klagenfurt**

DIE GEOLOGISCHEN VORERKUNDUNGEN UND DIE GRUNDWASSERVERHÄLTNISSE BEIM DONAUKRAFTWERK FREUDENAU

Teil I: GEOLOGISCHE VORARBEITEN FÜR DAS DONAUKRAFTWERK FREUDENAU AM STADTRAND VON WIEN

Dr. G. GANGL

1. Allgemeiner geologischer Überblick

Die Donau quert das Wiener Becken zwischen Nußdorf und Hainburg. Der Durchbruch aus dem Alpenvorland in den Beckenbereich durch die Gesteine der Flyschzone wird "Wiener Pforte" genannt, der Durchbruch zwischen Wiener Becken und kleiner ungarischer Tiefebene wird als "Hainburger oder Thebener Pforte" bezeichnet. Wenn man geologisch vom "Wiener Becken" spricht, wird darunter die Einbruchszone im Alpen-Karpaten-Körper verstanden, welche eine Länge von ca. 200 km und eine Breite von ca. 60 km aufweist. Die Gesteine der Beckenfüllung sind geologisch junge tertiäre Lockersedimente (vorwiegend Schluffe, Tone und Sande), während die Gesteine des Beckenrandes mesozoische oder alttertiäre Festgesteine sind: Im Bereich der Wiener Pforte handelt sich dabei um die Gesteine der Flyschzone (Sandsteine mit Ton- und Tonschieferlagen, Mergel etc.). Das Becken ist teilweise von Brüchen begrenzt und von Bruchstörungen durchzogen.

In Abbildung 1 ist ein geologischer Schnitt des Wiener Beckens dargestellt, welcher in nordwestlich-südöstlicher Richtung verläuft, das entspricht näherungsweise dem Lauf der Donau.

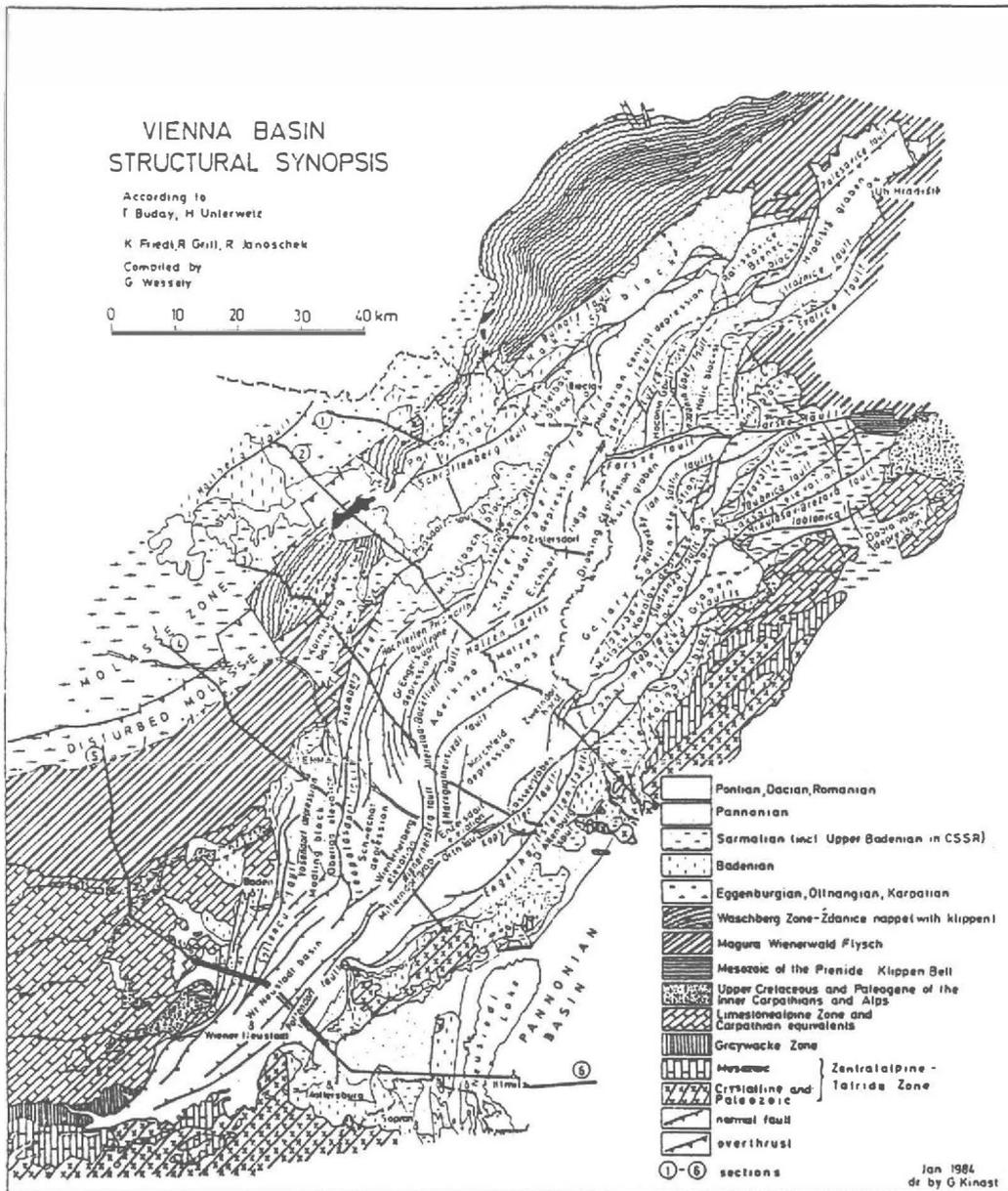
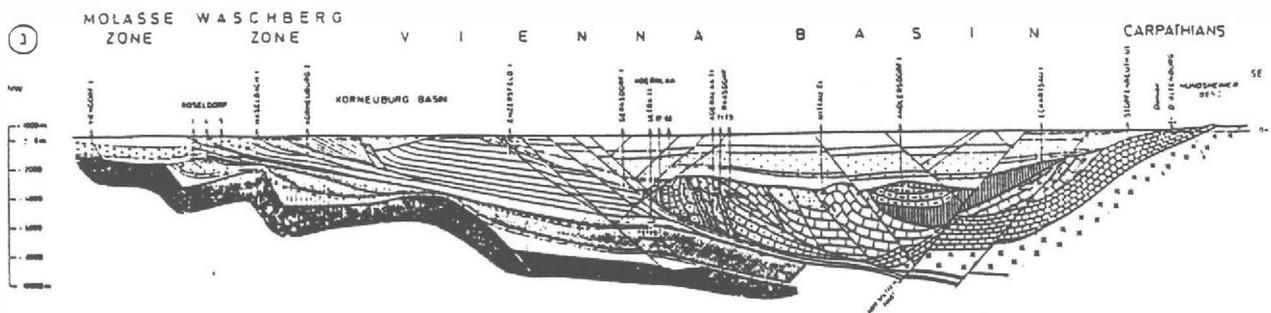


Abb. 1: Lage des Wiener Beckens mit der Mächtigkeit der jüngsten pontischen Tertiärsedimente (oben), und Schnitt durch das Wiener Becken in Richtung NW-SE (nach Wessely u.a. 1984) etwa dem Lauf der Donau entsprechend (unten).



Das Hauptbauwerk des Kraftwerkes Freudenua liegt am westlichen Rand des Beckens, am Rande der Schwechater Senke einer der tiefsten Stellen des inneralpinen Tertiärbeckens. Der Stauraum reicht bis in das Durchbruchstal in der Flyschzone der "Wiener Pforte" zwischen Kahlenberg und Bisamberg. Die Donauniederung (die Zone der rezenten Mäander vor der Regulierung und der Praterterrasse) wird von quartären Kiesen und Ausand/Aulehmen bedeckt, sodaß die anstehenden tertiären Lockergesteine nicht unmittelbar aufgeschlossen sind. Das Tertiär bildet den maßgeblichen Grundwasserstauer. Aus der Höhengliederung des Geländes sind die eiszeitlich angelegten Terrassenstufen zu erkennen.

Hydrogeologisch ist für das Kraftwerk Freudenua die unterste Terrassenstufe zwischen Praterterrasse und Stadterrasse maßgeblich, da der Grundwasserspiegel unter der Stadterrasse bereits in größerer Tiefe als unter der Praterterrasse liegt. Für 2. und 20. Bezirk (Praterterrasse) bildet die Donau und der Donaukanal den derzeitigen Vorfluter. Die geologische Abgrenzung des tiefsten Terrassenniveaus ist aus den in Abb. 2 dargestellten Geländestufen (Terrassenränder) im Stadtgebiet zu erkennen.

Anhand des Sedimentationsschemas der Terrassen im Wiener Stadtbereich (Abb. 2) erkennt man, daß im allgemeinen die morphologischen Grenzen (Terrassenränder) auch mit den Höhen des maßgeblichen Grundwasserstauers übereinstimmen: Die "Tegeloberkante" liegt im Bereich der Praterterrasse tiefer als unter der nächst höher gelegenen Stadterrasse. Deshalb beschränken sich die hydrogeologischen Untersuchungen auf die eigentlichen Donauniederungen (Praterterrasse). Durch die Regulierung der Donau Ende des letzten Jahrhunderts ist die Zone der rezenten Mäander verlorengegangen, weshalb im folgenden nur mehr von der Praterterrasse als dem tiefsten Niveau gesprochen wird.

Das inneralpine Wiener Becken ist großteils von Bruchstrukturen begrenzt. Aufgrund der Explorationstätigkeit der Erdölindustrie sind eine Reihe von Bruchstufen bekannt geworden, welche man an der Erdoberfläche nicht immer deutlich erkennt. Als Hinweis auf diese Bruchstrukturen wird auf die Karte der Sarmatoberkante von H. Unterwiesing verwiesen (in "Erdöl in Österreich"), (Abb. 3).

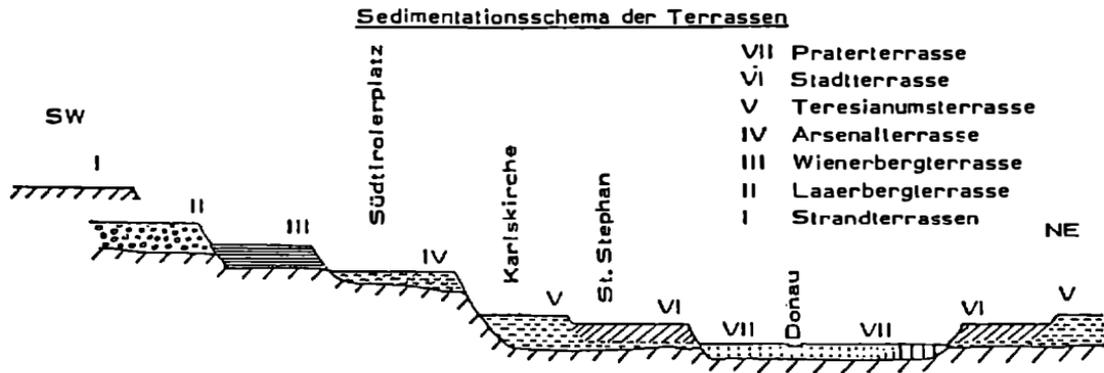


Abb. 2: Sedimentationsschema der quartären Terrassen im Stadtgebiet von Wien



Abb. 3: Tertiäre Beckenfüllung im Zentralbereich des Wiener Beckens und Lage des Kraftwerkes Freudenau am Rande der Schwechater Mulde: Oberhalb der dargestellten Sarmatoberkante liegen pannonische und pontische Tertiärsedimente (Ausschnitt aus einer Karte von H. Unterwiesing, 1979)

Diese geologische Grenzfläche liegt unter dem Hauptbauwerksbereich des Kraftwerkes Freudenu in ca. 1000 m Tiefe. Man erkennt, daß die künftige Baustelle am Rande des "Schwechater Tiefs" gelegen ist. Ein intensives Bohrprogramm wurde vorgenommen um festzustellen, ob größere Verstellungen durch Bruchstrukturen im Bereich der künftigen Baustelle vorhanden sind. Dies konnte nicht nachgewiesen werden.

Das Wiener Becken stellt in seiner Gesamtausdehnung ein rhombisches Becken dar ("pull apart basin"), welches an einer südwest-nordost verlaufenden Störung gebildet wurde. Die Erdbebenherde sind an eine Tiefenstörung gebunden, welche parallel zur Beckenachse am Südostrand vom Semmeringgebiet bis in die Kleinen Karpaten verläuft. Unmittelbar unter dem Stadtgebiet sind keine Erdbebenherde bekannt, aber es muß die geringe Entfernung zu der schwach aktiven Bebenzone im südlichen Wiener Becken berücksichtigt werden. Nach der Stellungnahme der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik in Wien müssen sämtliche Bauwerke des Donaukraftwerkes Freudenu für eine Intensität von 6,5 Grad MSK bemessen werden. Dies gilt auch für Dammbauten im Stauraum. Diese Bodenerschütterung wurde bei allen Bauteilen des Kraftwerkes und der Begleitdämme voll berücksichtigt.

2. Geologische Untersuchungen für die Stufe Freudenu

Bereits in den Jahren 1959/60 wurden 38 Aufschlußbohrungen bei Stromkilometer 1920,8 in unmittelbarer Verlängerung der Hafnbrücke vorgenommen. Der Kieskörper ist 12 bis 25 m mächtig (sandige Kiese mit Grobsteinlagen), darunter ist eine 7 bis 15 m mächtige Sandschicht vorhanden. Der eigentliche schluffig-tonige "Wiener Tegel" ist von Feinsanden durchzogen, wurde aber nicht von allen Bohrungen erreicht.

Die Österreichischen Donaukraftwerke haben in den Jahren 1985/86 zwischen Stromkilometer 1920,0 und 1922,0 weitere Strom- und Landbohrungen vorgenommen, welche innerhalb des Untersuchungsgebietes u. a. folgende Frage klären sollten: Welche Verhärtungszonen können sowohl im Kiesbereich als auch in den Sanden

vorkommen? Zusätzlich wurden Bodenproben für bodenmechanische Untersuchungen entnommen und In-situ-Bestimmungen der Durchlässigkeit vorgenommen.

Die genaue Lage der Werksachse des Kraftwerkes Freudenau wurde erst nach Abbohren des Bohrfeldes und unter Berücksichtigung weiterer zwingend vorgegebener Randbedingungen mit Stromkilometer 1921,05 festgelegt. Aufgrund des Ergebnisses des Wettbewerbes "Chancen für den Donauraum Wien" erfolgte außerdem eine Verschiebung der Schleusenanlage in das rechte Ufer

Weiters wurden am rechten und linken Ufer der Donau im gesamten Stauraum zwischen Klosterneuburg bzw. Langenzersdorf und der Donaukanalmündung Bohrungen bis in die Tertiärschichten vorgenommen, welche neben den bereits bestehenden Bohraufschlüssen Angaben über die Tiefe des maßgeblichen Grundwasserstauers liefern.

Für die Herstellung von Grundwasserpegel wurden im 2., 20. und im angrenzenden 19. Bezirk zahlreiche Aufschlußbohrungen bis in den Grundwasserstauer abgeteuft, welche als Grundwassermeßstellen ausgebaut und mit Grundwasserschreibern ausgestattet wurden. Mit diesen werden zusätzlich zu den bestehenden Meßstationen in Sonden und Brunnen die Wasserstände vor Kraftwerkserrichtung, während des Baues und nach dem Aufstau aufgezeichnet. Diese Daten sind Ausgangswerte für das mathematische Grundwassermodell im 2. und 20. Bezirk zum Zwecke der optimalen Bewirtschaftung des Grundwasser-Regimes.

1991 wurden vor Baubeginn zusätzlich Land- und Strombohrungen mit Tiefen bis 70 m in das Tertiär abgeteuft, um über die Lage der Dichtwände weitere detaillierte geologische Aufschlüsse zu erhalten. Pressiometerversuche und Vorauspegel wurden gesetzt. (Zur Messung der Entlastung beim Aushub bzw. der späteren Setzung des Bauwerkes).

3. Das Hauptbauwerk

3.1 Die Kiesüberlagerung und Anschüttungen

Aus den Untersuchungen durch die zahlreichen Bohrungen geht hervor, daß die Kiese 12 bis 25 m mächtig sind und vereinzelt Konglomeratlagen eingeschaltet haben. Die Mächtigkeitszunahme der Kiese in Richtung Süden wurde dokumentiert. Die Überlagerung enthält an beiden Ufern auch künstliche Anschüttungen. In den Kiesen sind unterschiedliche Sandgehalte vorhanden, manchmal auch Steinlagen sowie Einlagerungen, wie dies im Ablagerungsbereich eines mäandrierenden Flußes zu erwarten ist. Die Durchlässigkeiten der Kiese liegen bei ca. 10^{-3} m/s.

Die im Jahre 1870 beginnende Donauregulierung hat das alte Strombett völlig verändert. In den obersten Metern findet man nicht nur Ausande und Lehme, sondern meist liegt über dieser Schicht Anschüttungsmaterial, in Einzelfällen Kontaminationen, die ordnungsgemäß entsorgt werden müssen. Die Anschüttungen am rechten Donauufer enthalten Fundamentreste, alte Uferbefestigungen u. ä. Im Bereich der Schleuse wurden Kohlenwasserstoff- Kontaminationen festgestellt, welche im Zuge des Baugeschehens ordnungsgemäß entsorgt werden. Am linken Ufer ist die künstliche Anschüttung der Donauinsel meist aus Kiesen aufgebaut.

3.2 Die tertiäre Beckenfüllung

3.2.1. Die tertiären Sande

Im Hauptbauwerksbereich befindet sich unter den Kiesen ein mächtiger Sandhorizont. Es konnten verschiedene Sandtypen unterschieden werden. Schichtung, Kieseinlagen und einzelne Sandsteinverhärtungen wurden beobachtet.

Die Sande sind im Hauptbauwerksbereich grundwasserführend, da zwischen dem Kies- und Sandbereich keine Sperrschicht vorhanden ist. Sie sind als Grundwasserleiter zu bezeichnen. Die Durchlässigkeit von

Kernproben wurde im bodenmechanischen Labor der TU Wien untersucht. Um zu überprüfen, inwieweit die im Labor festgestellten Werte auf den Naturzustand übertragen werden können, wurden auch In-situ-Versuche mit der Flügelradsonde vorgenommen. Im untersuchten Bereich ergab sich ein Durchlässigkeitsbeiwert von ca. 10^{-4} m/s. Das Verhältnis der Durchlässigkeit im Kies und im Sand wurden in der Bohrung Nr. 22 mit 1 : 27 festgestellt; d. h. die Sandschicht hat eine 27 mal kleinere Durchlässigkeit als die darüber liegenden Kiese. Daraus folgt, daß die Sandoberfläche innerhalb des Grundwasserkörpers einen relativen Stauer bildet.

Die bodenmechanischen Laboruntersuchungen ergaben eine geringe Druckfestigkeit von 13,5 bzw. 20,7 N/cm², hingegen einen Reibungswinkel von 35,5 Grad ohne nennenswerten Reibungsabfall beim Wiener Routine-Scherversuch. Ähnliche Werte ergaben sich auch aufgrund der Triaxialversuche. Der Kohäsionswert 3,3 N/cm² wird vorwiegend durch eine scheinbare Kohäsion, die vom Wassergehalt der Sande abhängt, hervorgerufen. Die Sande neigen zum hydraulischen Grundbruch.

Im Zuge der Bohrkampagne 1991 konnte nun festgestellt werden, daß Schluffschichten im unteren Sandbereich eine größere Ausdehnung und Mächtigkeit erreichen als ursprünglich angenommen wurde und als eine Linse ausgeschieden werden können. Die größte Ausdehnung konnte am rechten Donauufer erfaßt werden. Die Dicke dieser Linsen erreicht im Bereich der Kraftwerksachse bis zu 3,2 m. Auch am linken Donauufer konnte im Bereich der Kraftwerksachse eine bis zu 1,6 m dicke Schluff-/Tonlinse aus den Ergebnissen der Aufschlußbohrungen ermittelt werden.

3.2.2 "Tegel" (schluffig - tonige Ablagerungen)

Bei der Aufnahme des Tegels erwies sich folgende Teilung als sinnvoll:

Schluffe, meist feinsandig, gering tonig

Schluffe bis Tone, kaum feinsandig

In einigen tieferen Bohrungen in etwa 17 - 20 m

unter der Tegeloberkante wurden wieder völlig lockere

Fein - Grobsande angetroffen.

Diese Abfolge von feinsandigen Schluffen und schluffigen Tonen tritt in allen Bohrungen auf und wechselt häufig und kleinräumig.

Die Durchlässigkeiten der bindigen Tertiärschichten liegen zwischen 10^{-8} und 10^{-11} m/s. Die mittlere Druckfestigkeit beträgt $33,2 \text{ N/cm}^2$ (vertikal) bzw. $35,0 \text{ N/cm}^2$. Beim Wiener Routine-Scherversuch wurde ein Reibungsabfall von $28,5$ Grad (erstmaliges Abscheren) auf $18,0$ Grad im Mittel festgestellt. Einen ähnlichen mittleren Reibungswinkel von $28,0$ Grad ergaben die Triaxialversuche. Die Kohäsion ist im Mittel mit $6,7/\text{cm}^2$ naturgemäß höher als bei den Sanden.

Selten sind die obersten Anteile des Tegels gelbbraun oxidiert. Im allgemeinen zeigen die Schluffe vorerst graublau Farbe, die etwa $5 - 10$ m unter der Tegeloberkante wieder in oxidierte, gelbbraune Verfärbung übergeht.

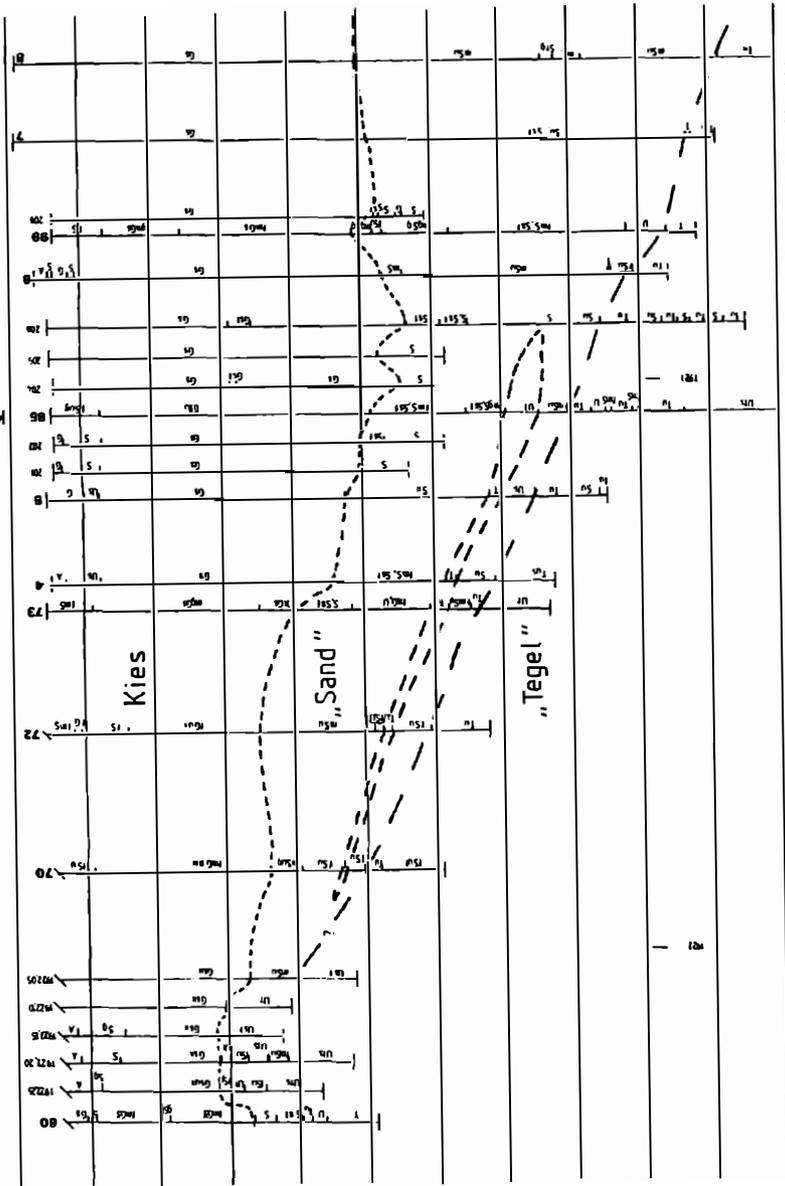
Im Bereich des Hauptbauwerkes konnten bis zu fünf schwarze, zum Teil kohlige und pyritführende Horizonte mit jeweils etwa $10 - 20$ cm Dicke festgestellt werden. Vor allem der oberste dieser fünf Horizonte konnte in fast allen Bohrungen beobachtet werden und wurde in den Profilschnitten daher als Leithorizont verwendet.

Vor allem erlaubt es dieser Leithorizont auch, mögliche bruchtektonische Verwerfungen in den Profilschnitten eindeutig zu erkennen. Es konnten aber keine Versetzungen festgestellt werden.

Wie schon oben erwähnt, treten in den tieferen Abschnitten des Tegels wieder Fein - Grobsande größerer Mächtigkeit auf. Diese Sande konnten vor allem in den Bohrungen im Bereich der Kraftwerksachse erbohrt werden, sie liegen hier zwischen $12 - 18$ m, meist 17 m unter der Tegeloberkante. Diese graubraunen Sande sind schluffarm bis schluffreich und stark auftreibend, was auf eine Wasserführung dieses Abschnittes hinweist.

In Abb. 4 ist an einem geologischen Schnitt am rechten Ufer das Absinken von Kies-, Sand- und "Tegel"-Schichten am Rande der Schwechater Mulde zu erkennen.

Kw-Achse



Maßstab 1 : 10000 / 400

Abb. 4: Abfall der Tertiärsedimente zu Schwechater Mulde: Geologischer Schnitt am rechten Donauufer: 1 : 10 überhöht

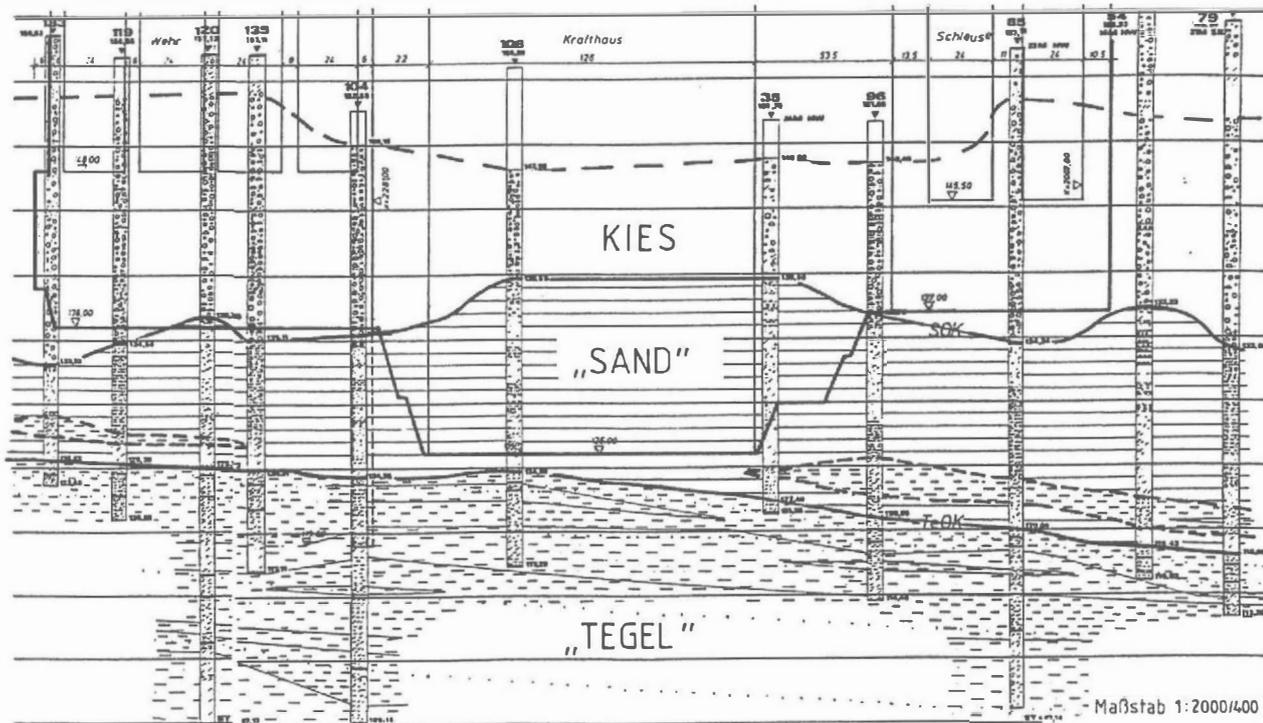


Abb. 5: Geologischer Schnitt in der Werksachse mit den Tiefen der Gründung des Hauptbauwerkes des Donaukraftwerkes Freudenua, 1 : 5 überhöht

In Abb. 5 ist der geologische Schnitt in der Werksachse dargestellt, in welchem auch die Gründungssohlen der einzelnen Baukörper eingetragen sind. Es wird mit dem Bau der landseitigen Schleuse begonnen, sodann folgt die Herstellung des Wehrs. Sämtliche Baugruben werden mit Schlitzwänden bis in den "Tegel" umschlossen.

In der 2. Bauphase werden das Krafthaus, die Kraftwerksinsel mit dem Füll- und Entleerungssystem für die Schleusenanlage und die nördliche Schleuse in einer Baugrube im Strom hergestellt.

4. Stauraum

Die geologische Gliederung ist analog jener im Hauptbauwerk. Es ist nur eine geringere quartäre Überlagerung über dem maßgeblichen Grundwasserstauer von ca. 13 m vorhanden: Die größte Tiefe wurde beim Bahnhof Brigittenau mit 21 m erbohrt. Der relative Grundwasserstauer wird von tertiären Schluffen und Sanden gebildet. Oberhalb von Stromkilometer 1935 hat die Kiesüberlagerung geringere Mächtigkeit. Der Stauer wird von Gesteinen der Flyschzone gebildet.

Im Unterwasser ist der geologische Aufbau vor allem wegen der andauernden Eintiefung des Stromes von Bedeutung. Durch wasserbauliche Maßnahmen ist die Stromsohle 11 km unterhalb des Kraftwerkes Freudenau von den Donaukraftwerken zu sichern, um eine Eintiefung hintanzuhalten.

5. Dank

Für die Genehmigung der Veröffentlichung sei dem Vorstand der Österreichischen Donaukraftwerke AG aufrichtig gedankt.

Dank soll auch den geologischen Mitarbeitern an den Untersuchungen ausgesprochen werden, insbesondere Herrn Dr. H. Sperl und Mag. G. Frik, sowie Herrn Dr. Decker und Herrn Dr. Ullrich (BVFA-Arsenal).

Von Seiten der Geologie wurden die notwendigen Grundlagen für die "Kraftwerksbaustelle im Strom" so erhoben, daß einer reibungslosen Bauabwicklung aus geologischer Sicht nichts im Wege steht.

Autor: Dr. G. Gangl
DONAUKRAFT Wasserbauengineering
und Consulting GmbH (DKE)
Parkring 12
1010 Wien

DIE GEOLOGISCHEN VORERKUNDUNGEN UND DIE GRUNDWASSERVERHÄLTNISSE BEIM DONAUKRAFTWERK FREUDENAU

Teil II: GRUNDWASSERVERHÄLTNISSE BEIM DONAUKRAFTWERK FREUDENAU

Dipl. Ing. J. Dreher

1. Einleitung

Die Donau hat im Laufe der Zeit mehrere Veränderungen erfahren, die alle das Ziel hatten, sie zu bändigen und zu einem hochwassersicheren und schiffbaren Fluß umzuwandeln.

In der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts hat man mit der Regulierung der Donau begonnen (Abb. 1). Gerade im Bereich der Stadt Wien wurde sie am stärksten verändert, in dem man sie mehr oder weniger begradigt hat. Durch das dadurch entstandene größere Gefälle ist die Stabilität der Sohle verlorengegangen. Die Folge ist die bis heute anhaltende und durch andere Regulierungen in den Zubringern verstärkte Sohlerosion in den nicht ausgebauten Strecken. Aufgrund der ständigen Eintiefung der Donausohle sinkt der Wasserspiegel der angrenzenden Grundwassergebiete ebenfalls im gleichen Maße.

Auf der Seite des Donaukanals wurden Maßnahmen gegen Eistreiben und gegen Hochwasserschäden gesetzt, die erste davon am Anfang des 19. Jahrhunderts, als die untere Strecke des Donaukanals begradigt und bis zur heutigen Mündung in die Donau gezogen wurde. Die Hochwasserspitzen wurden später durch ein Sperrschiff gekappt, welches dann um 1899 durch das jetzige Wehr in Nußdorf ersetzt worden ist. Der Donaukanal wurde zu der Zeit dann auch eingetieft, um die Hochwassergefahren zu minimieren.

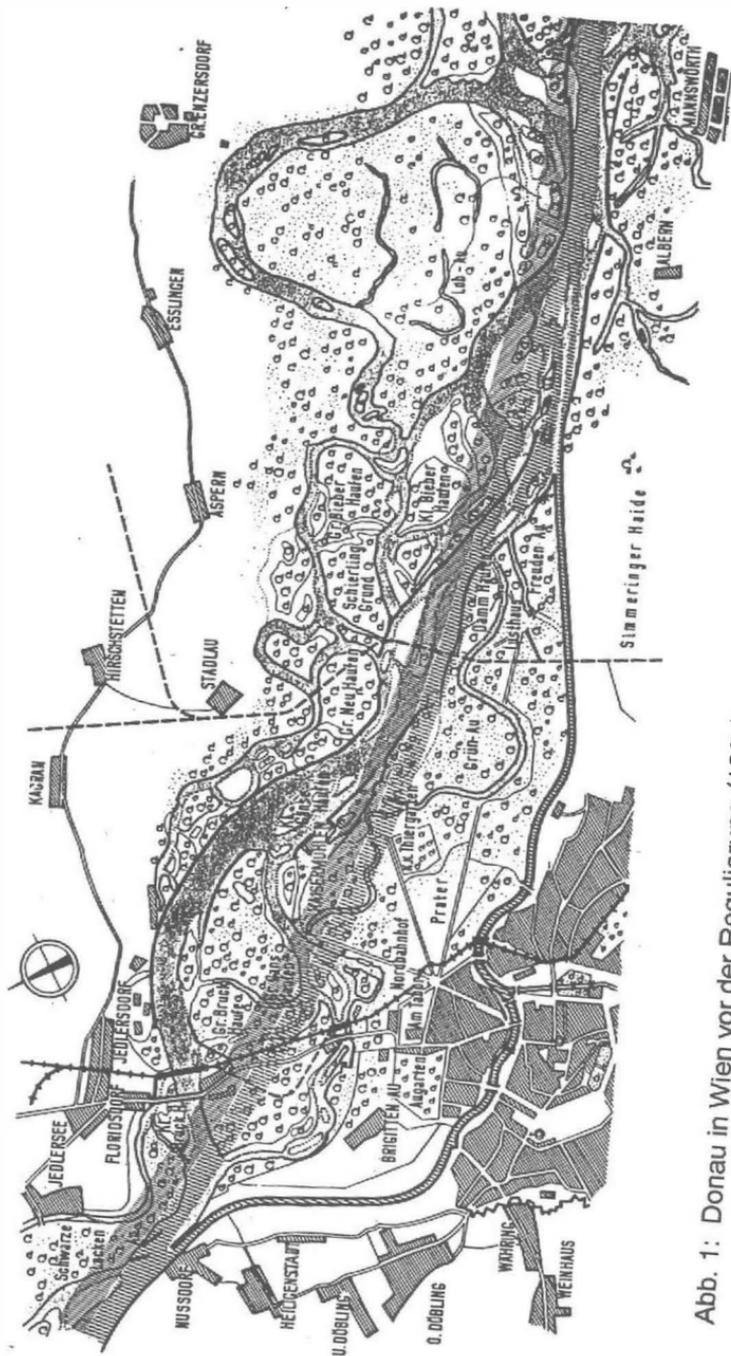


Abb. 1: Donau in Wien vor der Regulierung (1867)

Die Konsequenz daraus war eine entsprechende Eintiefung des Wasserspiegelganges und demzufolge des angrenzenden Grundwasserspiegels. Nicht nur ein fallender Trend, sondern die seit Beginn dieses Jahrhunderts auffallend niedrigeren Hochwasserspitzen sind seither zu bemerken.

2. Derzeitige Situation

Durch den sinkenden Grundwasserspiegel sind die Feuchtgebiete im Prater in Mitleidenschaft gezogen worden. Einige Gebäude im verbauten Gebiet, die auf Holzpfählen gebaut wurden, sind ebenfalls - bedingt durch den sinkenden Grundwasserspiegel - gefährdet. Im Gegensatz zu den erforderlichen höheren Grundwasserspiegeln im Prater steht der Hochwasserschutz der Stadt Wien. Hier sind extreme Hochwässer wegen der sonst entstehenden Kellervermässung und Überflutung höhenmäßig einzuschränken.

3. Das Kraftwerk Freudenau

Durch das geplante Donaukraftwerk Freudenau bei Donau-km 1921.05 wird der Donauwasserspiegel bei Mittelwasser um 8.3 m, das ist etwa 3 m über Gelände, gehoben. In Nußdorf beträgt die Erhöhung 2.8 m bei gleicher mittlerer Wasserführung der Donau (Abb. 2). Durch den Aufstau wird auch das mit der Donau kommunizierende Grundwasser beeinflusst. Es war daher zu untersuchen, welche Maßnahmen zu setzen sind, um Nachteile zu verhindern und wie das Grundwasser zu steuern bzw. zu bewirtschaften ist, um zumindest den derzeitigen Zustand zu erhalten.

4. Das Grundwassermodell

Das hauptsächlich betroffene Gebiet, der 2. und 20. Bezirk Wiens, umschlossen durch die Donau einerseits und den Donaukanal andererseits, mußten im Hinblick auf den Ist-Zustand des Grundwasserregimes untersucht werden. Zu diesem Zweck wurde ein mathematisches Modell zur Simulation von Grundwasserströmungs-

WASSERSPIEGELLÄNGENPROFIL KW FREUDENAU

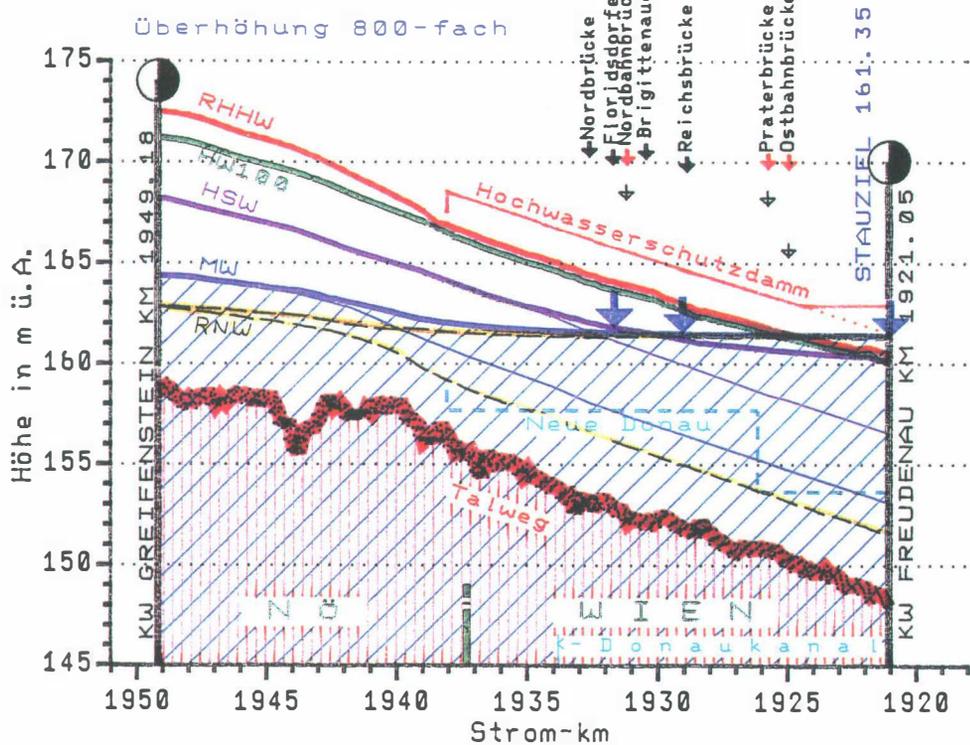


Abb. 2: Wasserspiegellängenprofil im Bereich des Stauraumes des Kraftwerkes Freudenau

verhältnissen erstellt. Die Diskretisierung des Modellgebietes erfolgte in einem quadratischen Rasternetz von 200 m Rasterweite (Abb. 3). Grundsätzlich wurde so vorgegangen, daß zunächst eine genaue Untersuchung und Dokumentation des Ist-Zustandes erfolgte. Alle für die Simulation benötigten Daten wurden erhoben.

Zu diesem Zweck wurden zahlreiche Bohrungen abgeteuft, um den Untergrund zu erkunden und um das hydrologische Beobachtungsnetz zu verdichten. Seit 1986 werden mehr als 70 (heute ca. 90) Grundwassersonden beobachtet.

Zahlreiche Sonden im Bereich der U-Bahnlinie U1, die als Doppelsonden ausgeführt wurden, um beide Grundwasserhorizonte zu erfassen, und die durch die MA45 betreut werden, wurden ebenfalls ausgewertet. Ergänzend zu diesen Bohrungen wurden aus dem Baugrunderkennungskataster der MA29 zahlreiche Daten erhoben. Damit konnte die Lage der Tertiäroberkante, die den relativen Grundwasserstauer bildet, festgelegt werden.

Im gesamten Netz der neu errichteten Bohrungen und Sonden wurden Kurzpumpversuche schon während des Bohrfortschrittes durchgeführt, sodaß die Durchlässigkeitsverhältnisse genau erhoben werden konnten. Diese Untersuchungen ergaben unterschiedliche Durchlässigkeitsbeiwerte im gesamten Gebiet. Diese sind offensichtlich auf die starken Flußbettaktivitäten der Urdonau zurückzuführen. Die kf-Werte schwanken zwischen 0.4 mm/s und 43 mm/s, 65 % zwischen 4 und 14 mm/s. Der höchste Wert von 43 mm/s liegt - im Bereich des ehemaligen Donauhauptarmes, der während der Regulierung zugeschüttet wurde.

Aus den Untersuchungen zur U-Bahnlinie U1 geht hervor, daß zumindest an dieser Stelle eine durchgehende tertiäre Tegelschicht von einigen Dezimetern bis mehreren Metern Dicke den relativen Stauer bildet. Unterhalb dieser Tegelschichte befinden sich schluffige Feinsande mit einer geringen Durchlässigkeit.

GRUNDWASSERMODELL
FÜR DEN
2. UND 20. BEZIRK
IN WIEN

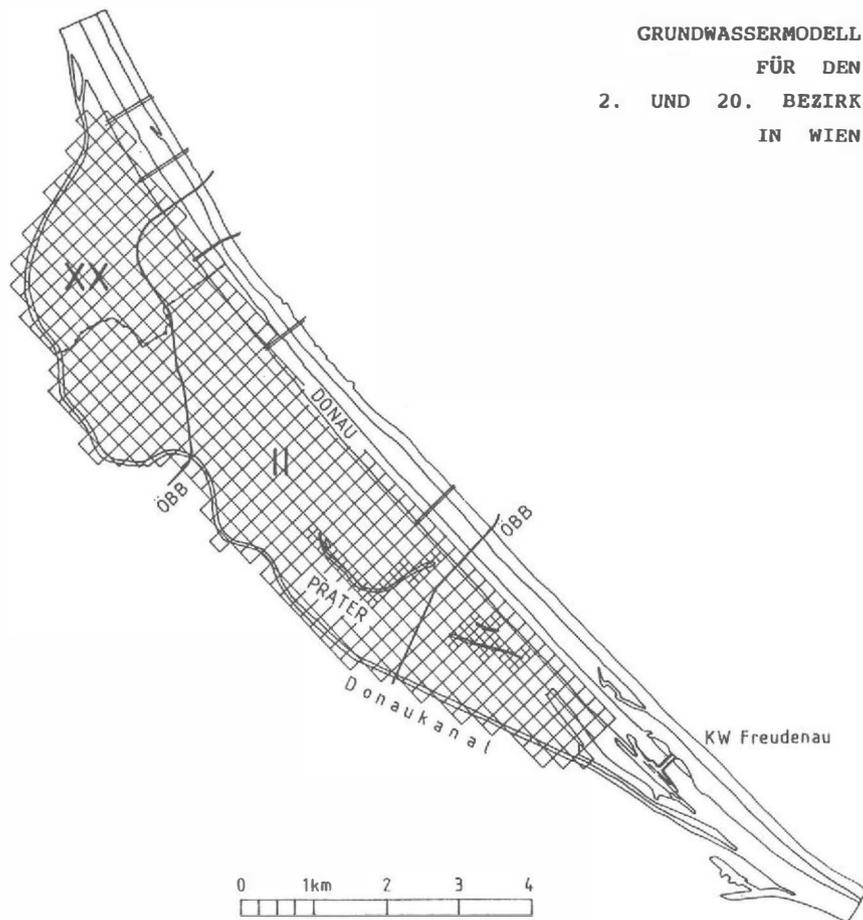


Abb. 3: Modellgebiet und Modellnetz

Hydrologisch gesehen sind die Donau und der Donaukanal als die eindeutigen äußeren Randbedingungen des Grundwassersystems zu betrachten. Ihr Einfluß ist dominant, wie aus dem Gang des Grundwasserstandes und des Wasserstandes der Donau und des Donaukanals ersichtlich ist.

Der Wasserstand im Donaukanal wird hauptsächlich durch den Wehrbetrieb bei Nußdorf festgelegt. Höhere Wasserstände in der Donau können sich wegen des Rückstaus im Donaukanal bis Nußdorf auswirken. Das Wehr wird bei Hochwasser gedrosselt. Das beeinflusst wiederum den Grundwasserstand im 2. und 20. Bezirk.

Der Einfluß des Niederschlages dagegen wird vom Einfluß der beiden Gewässer fast vollkommen unterdrückt und hat daher bei der modellmäßigen Simulation des Grundwasserspiegels eine geringe Bedeutung.

Die tatsächlichen Entnahmen betragen im Sommerdurchschnitt ca. 100 l/s und im Winter knappe 60 l/s im gesamten Gebiet. Die Verdunstung macht sich hauptsächlich während der Vegetationsperiode im Pratergebiet eindeutig bemerkbar, wie bei den Ergebnissen der Modelleichung näher dargestellt wird.

5. Modellkalibrierung

Um auch einige Worte der Modellkalibrierung zu widmen, werden hier die Grundzüge, die zur Schätzung der Modellparameter geführt haben, erläutert.

Die Kalibrierung bzw. die Rückrechnung der maßgebenden Parameter für das Grundwassermodell erfolgte durch ein iteratives Verfahren, bei dem aus gegebenen, (händisch auf das Netz interpolierten Grundwasserständen) gemessenen Spiegellagen durch inverse Berechnung die Durchlässigkeiten und die Speicherkoeffizienten optimiert werden. Es wurden insgesamt sieben Spiegellagen in der Winterperiode vom 28.02.1987 bis 29.03.1987 ausgewählt. Diese Periode enthält sowohl niedrige als auch hohe Wasserstände in der Donau, im

Donaukanal sowie im Gundwasser. Auch die Strömungsrichtung ändert sich in diesem Zeitraum stark.

Die gewählte Eichperiode ist für die Bestimmung der Parameter insofern günstig, da zu diesem Zeitpunkt (Winter) die Wirkung des Niederschlages und der Verdunstung nicht vorhanden ist.

Nachdem die Parameter festgelegt wurden, konnte eine Simulation über die gesamte Periode 1987 bis März 1988 durchgeführt werden. Die größten Abweichungen betragen dabei ca. 20 cm und treten im Bereich des Praters auf. Ursache dafür ist das Nichtberücksichtigen der Verdunstung, die in der bewaldeten Fläche groß ist, aber auch wegen der nicht erfaßten Beregnungsmengen der Kleingartensiedler.

6. Grundwasserbewirtschaftung

Um zu verhindern, daß die durch den Bau des Donaukraftwerkes Freudenau hervorgerufenen hohen Wasserstände in der Donau sich auf das Grundwasser auswirken, sind bauliche und wasserwirtschaftliche Maßnahmen vorgesehen. Aus rechtlichen und verfahrenstechnischen Gründen wird einerseits die Erhaltung des Ist-Zustandes angestrebt, andererseits werden Möglichkeiten für die Verbesserung der Grundwasserverhältnisse geschaffen.

Um zu hohe Grundwasserstände entlang des rechten Donaufers zu vermeiden ist ein Dichtwandssystem entlang des Ufers vorgesehen. Dieses wird auf Wunsch der Stadt Wien und aus Sicherheitsgründen als doppelte Dichtwand ausgeführt.

Ohne irgendwelche Maßnahmen würde durch so eine Dichtwand das Grundwasser stagnieren und nur mehr durch den Donaukanal gehalten werden, der durch das Kraftwerk nicht verändert werden soll. Die Erhaltung des Ist-Zustandes kann in dem Fall nur durch ein Grundwasserbewirtschaftungssystem erfolgen, welches hier in der Folge vorgestellt wird.

Bei der Lösung der Frage einer Grundwasserbewirtschaftung im 2. und 20. Bezirk Wiens ist gleichzeitig eine genaue Definition des Ist-Zustandes notwendig. Abgesehen von dem schon vorher vorgestellten mathematischen Grundwassermodell, das die Grundwasserbedingungen am besten beschreibt, müssen auch Grenzen der Wasserspiegellagen gesetzt werden. Dies ist deshalb notwendig, weil einerseits die Gebäude geschützt werden müssen, andererseits aber ein zu starkes Absinken des Grundwasserspiegels verhindert werden soll.

Eine charakteristisch hohe (Sommer) und eine charakteristisch tiefe (Spätwinter) Grundwasserspiegellage wurde bestimmt. Diese zwei Spiegellagen des Grundwassers beschreiben zwei Zustände, die aus dem Jahreswassergang der Donau stammen (im Sommer hoher Wasserstand und im Spätwinter meist sehr niedriger Wasserstand). Die Differenzen beider Spiegellagen betragen bis zu 2.5 m auf der Seite der Donau und ca. 1 m auf der Seite des Donaukanals.

Die absoluten Grenzen für eine etwaige Grundwasserbewirtschaftung mußten auch festgelegt werden. Diese Grenz- oder kritischen Wasserspiegellagen geben den maximal möglichen Grundwasserstand, der modellmäßig stationär gerechnet wurde, wieder, und der den Grenzzustand für gerade noch unbeeinflusste Kellersohlen darstellt.

Die kritisch tiefere GW-Spiegellage gibt einen Grenzzustand für das Absinken des GW-Spiegels.

Um die Lage der kritischen Spiegellage der Lage der Kellersohlen gegenüberzustellen, wurden sämtliche Kellersohlen der insgesamt mehr als 4000 Bauobjekte im 2. und 20. Bezirk erhoben. Die genaue Lage der Objekte wurde erfaßt und anschließend erfolgte die Darstellung der Kellerhöhen relativ zu den Grundwasserständen.

Die Durchführung der Grundwasserbewirtschaftung erfolgt nun durch ein System bestehend aus insgesamt 18 Brunnenpaaren (eines auf jeder Seite der Dichtwandsysteme) und zusätzlich 4 Entnahmebrunnen für die direkte Bewässerung der Pratergewässer. Ein Entnahmebrunnen liegt in der Nähe des Freudenufer Hafens, um den GW-Spiegel bei Bedarf abzusenken.

Die Funktionsweise der Brunnenpaare ist in Abb. 4 dargestellt. Aus den donauseits der Dichtwand gelegenen Brunnen wird Uferfiltrat entnommen und über eine Heberleiter in den Versickerungsbrunnen geführt. Durch eine geeignete Bewirtschaftung kann der Grundwassergang simuliert werden.

Zum Testen dieser Brunnenanlagen wurde am rechten Donauufer im Bereich stromabwärts der Brigittenauer Brücke eine Pilotanlage installiert, die seit zwei Jahren im Betrieb ist und die kontinuierlich überwacht wird. Verschiedene chemische und physikalische Parameter werden dort ständig gemessen und erfaßt.

Da die Entnahme- und Schluckbrunnen eine begrenzte Wassermenge ent- bzw. aufnehmen können, ist die Bewirtschaftung unter gewissen einschränkenden Mengenbedingungen aufgestellt worden. Die endgültige Simulation der Grundwasserbewirtschaftung erfolgt derart, daß unter Einhaltung einer Mengenbilanz die Brunnen nur bis zu einer max. Menge von angenommenen 100 l/s betrieben werden dürfen. Unter dieser Annahme entstehen bei den donaanahen Grundwasserbeobachtungspunkten (Abb. 5, oberer Teil) Abflachungen der höheren Grundwasserwellen. Weiter von der Donau entfernt ist nichts mehr von diesen Abflachungen zu bemerken (Abb. 5, unterer Teil).

Ein Beispiel für die Pumpraten, die zur Bewirtschaftung notwendig sind, ist in Abb. 6 dargestellt.

Es sind die drei möglichen Zustände dargestellt:

- Ist-Zustand ohne Begrenzung
- Ist-Zustand mit 100 l/s Begrenzung
- Betriebsfall mit 100 l/s.

Für die endgültige Bewirtschaftung müssen die örtlichen Gegebenheiten wie Bodenaufbau, Durchlässigkeitsbeiwert und Entfernung zu den Gebäuden berücksichtigt werden.

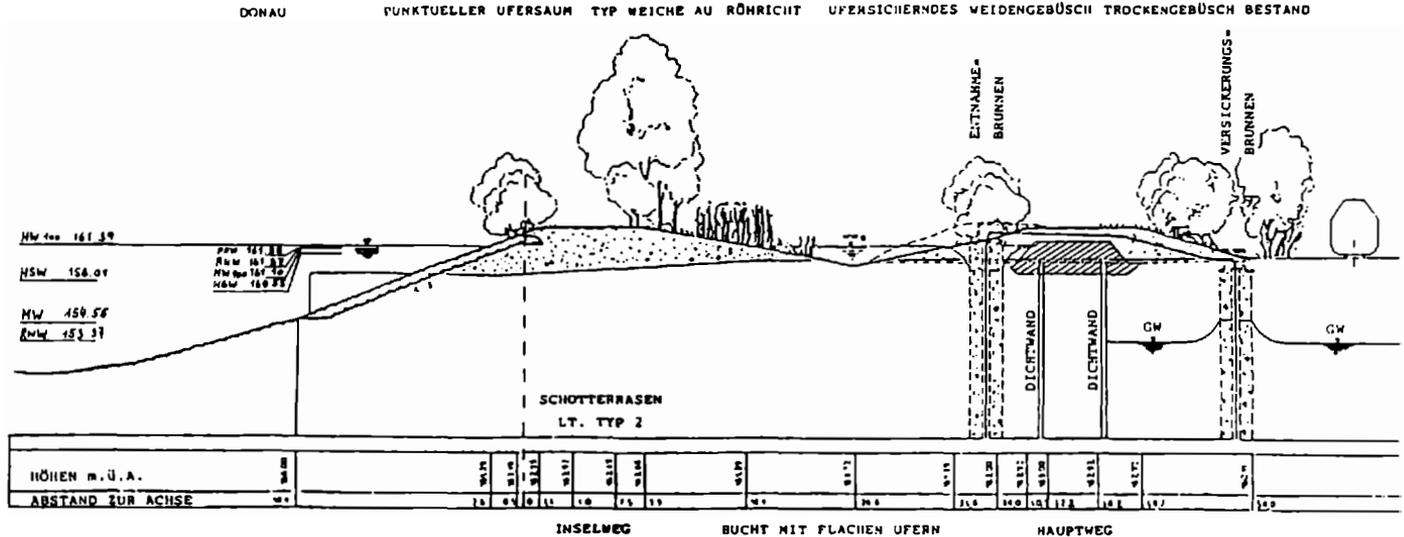


Abb. 4: Dammquerschnitt mit Entnahme- und Versickerungsbrunnen
(aus Hauck, 1990)

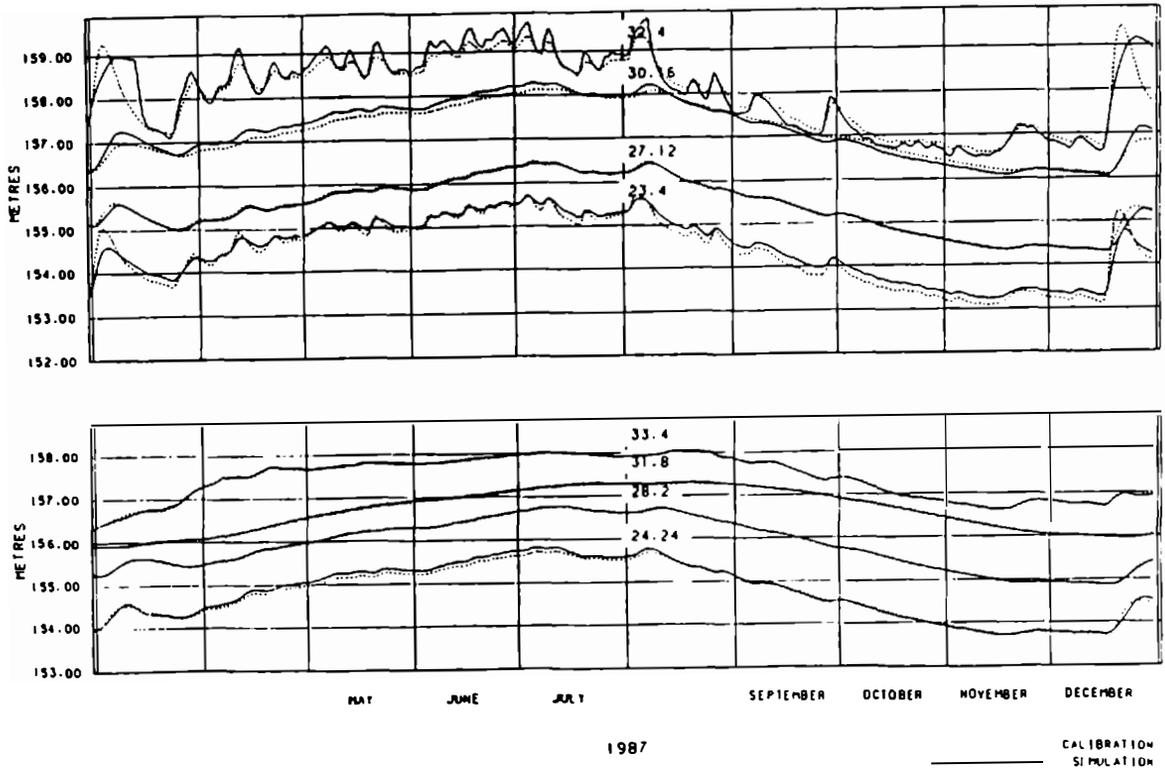


Abb. 5: Ganglinien des Naturzustandes (CALIBRATION) und Ganglinien beim Betrieb der GW-Bewirtschaftung (SIMULATION)

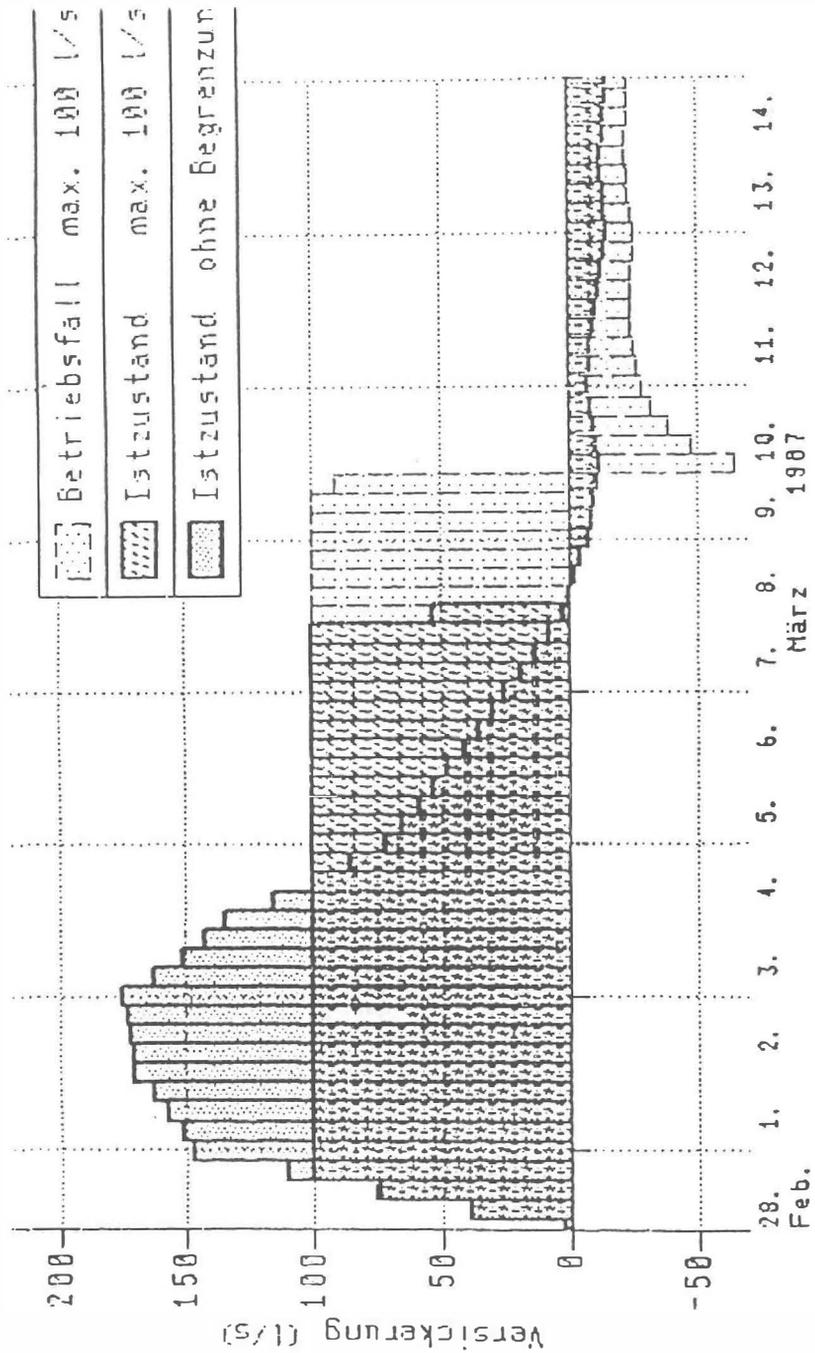


Abb. 6: Dotationsmengen eines Brunnenpaares

7. Vorschlag für den Prater

Mit Hilfe des vorgeschlagenen Grundwasserbewirtschaftungssystems soll der Prater in Zukunft revitalisiert werden. Wie aus einer Studie von Englmaier hervorgeht, wäre eine Erhöhung der Grundwasserstände im Prater von bis zu 60 cm notwendig, um den Waldbestand in einem besseren Zustand zu halten. Die direkte Dotation der Pratergewässer ist dabei vorgesehen.

Literaturverzeichnis:

BACHMAT, Y. & DAX, A. (1979) An iterative method for calibrating a multicell aquifer model. Wat. Resour. Res. 2(2), 305-312.

BRIZ-KISHORE, H., AVADHANULU, R.V.S.S. (1981) Aquifer Simulation Program for Micro-Based Processors. Ground Water Vol. 19, No. 4, July - August 1981

ENGELMAIER, P. (1989) Erhaltung und naturnahe Entwicklungsmöglichkeiten der Auvegetation im Prater. Der Aufbau PERSPEKTIVEN (a documentation of the results of the International Working Team on Danube Research, Vienna), 65-71

HAUCK, H.H. (1990) Spezielle Probleme der Grundwassermodellierung für das Kraftwerk Freudenau. Modellierung von Vorgängen im Grundwasser. Österr. Ges. f. Natur u. Umweltschutz. 1/90, 118-156.

KRESSER, W. (1988) Die Eintiefung der Donau unterhalb von Wien. Der Aufbau PERSPEKTIVEN, Heft 9/10. (Results of the 1st Symposium of the International Working Team On Danube Research, Vienna), 41-43.

SCHIEL, W. (1988) Staustufe Freudenau Wasserwirtschaftliche Perspektiven. Der Aufbau PERSPEKTIVEN, Heft 9/10.

WEBER, G. (1988) Staustufe Wien Freudenau. Grundsätzliche Disposition. Der Aufbau PERSPEKTIVEN, Heft 9/10

**Autor: Dipl.Ing. J. Dreher
DONAUKRAFT Wasserbauengineering
und Consulting GmbH (DKE)
Parkring 12
1010 Wien**

Angewandte Geognosie an drei Beispielen

Prognose Brettfall-Tunnel (T), Dokumentation an der Kampsperre Thurnberg (NÖ), Projektprüfung KW Wald-Trattenbach-Mühlbach (S)

Dr. Sven Jacobs

Das Spektrum der hier dargelegten Untersuchungen reicht von der Prognose zu erwartender geologischer Situationen über die Dokumentation eines Istzustandes bis zur Prüfung und Diskussion bereits erarbeiteter geologischer Projektunterlagen.

1. Brettfalltunnel, Zillertalbundesstraße

1.1. Projektübersicht (Abb. 1)

Die Bundesstraßenverwaltung plant die Neutrassierung der Zufahrt ins Zillertal, um die Kreuzung der B 171 mit der B 169 (Inntal-/Zillertalbundesstraße), die den meisten aus dem Verkehrsfunk gut bekannt ist, zu entlasten. Durch dieses Projekt wird der sehr markante Felssporn am Eingang zum Zillertal, auf dem die Kapelle Maria Brettfall gelegen ist, durch einen 1280 m langen Tunnel unterfahren. Das N-Portal liegt in direkter Verlängerung der Autobahnabfahrt Achensee, ca. 500 m westlich der Gemeinde Straß. Das S-Portal ist in einer ehemaligen Schottergrube, ca. 1 km südlich der Ortschaft, gelegen.

Die geologische Urkartierung haben AMPFERER und SCHMIEDEGG in den Jahren 1918 bis 1922 besorgt. 1957 hat Herwig PIRKL eine Dissertation über den Triasstreifen von Schwaz bis Wörgl verfaßt, in der das Projektgebiet natürlich nur ein sehr kleiner Abschnitt ist. G. HEISSEL hat 1988 eine geologische Übersichtskartierung und einen geologischen Bericht zu einer Machbarkeitsstudie dieses Projektes verfaßt, hydrogeologisch wurde das Gebiet in einer Arbeit der FGJ von SUTTERLÜTTI 1988 bearbeitet. Die Aufschließungsarbeiten des Jahres

1991 umfaßten die Detailkartierung, die Dokumentation und die Interpretation von 7 Kernbohrungen entlang der Tunneltrasse sowie 2 Röschen entlang des Südportals. Das Ziel dieser Aufschließungs- und Kartierungsarbeiten war es, den Kenntnisstand soweit zu verfeinern, daß eine Prognose für die Ausschreibung und Durchführung des Vortriebes möglich wäre.

1.2. Machbarkeitsstudie 1988 (Abb.2)

Die tektonische und geologische Situation war durch die genannten Vorarbeiten im wesentlichen bekannt:

Das Projekt befindet sich im parallel zum Inntal streichenden Nordrand der Grauwackenzone zu den Nördlichen Kalkalpen und damit in unmittelbarer Nachbarschaft zu einer extrem eingetieften, tektonisch vorgezeichneten Talfurche.

Für das gegenständliche Projekt konnte man eine Dreiteilung der Vortriebsstrecke prognostizieren.

Das nördliche Drittel, nach einer kurzen Strecke im Hangschutt, verläuft im Schwazer Dolomit, das zweite Drittel durchörtert eine intensiv tektonisch beanspruchte Zone von Wildschönauer Schiefer, Buntsandstein und Werfener Schichten - HEISSEL hat sie sehr treffend tektonische Mischzone genannt - und das letzte Drittel durchörtert einen mächtigen, dolomitischen Hangschuttkegel.

1.3. Aufschlußkartierung 1991 (Abb. 3)

Diese Vorarbeiten des vergangenen Jahres haben die ersten Annahmen der geologischen Verhältnisse im wesentlichen bestätigt. Sehr klar abgrenzbar sowohl gegen Norden als auch gegen Süden ist der nördliche Gesteinszug von Schwazer Dolomit, der - wie beschrieben - den markanten Felssporn von Maria Brettfall aufbaut. Die nördliche Begrenzung bildet das Inntal bzw. ein ca. 40 m mächtiger Schuttkörper, der im Bereich des N-Portales vorgelagert ist. Die südliche Begrenzung und somit der Wechsel von kompaktem Schwazer Dolomit zu tektonisch sehr stark beanspruchten Wildschönauer Schiefem an einer senkrecht

stehenden Störung ist auf große Länge in einem markanten Graben südlich der Kapelle Maria Brettfall aufgeschlossen. Von der tektonischen Mischzone selbst sind lediglich ein schmaler Streifen Wildschönauer Schiefer sowie Permoskythsandstein aufgeschlossen, der Rest ist von einem mächtigen Schuttkörper bedeckt, der aus Dolomit-Buntsandsteingeröllen in tonschiefriger, feinklastischer Matrix besteht. Die Aufschlußsituation begründet auch die Lage der künstlichen Aufschlüsse der Kernbohrungen:

Mit ihnen wurden der südliche Teil der tektonischen Mischzone, der Aufbau des dolomitischen Hangschuttkörpers und der Portalbereich Süd erkundet. Gegenüber der Urkartierung von PIRKL (Abb. 4) ergab sich bei den Geländeaufnahmen ein erheblicher Unterschied, der auch durch die Bohrung 2a, eine Schrägbohrung bis 60 m über Tunnelgradiente, bestätigt wurde. Diese Bohrung hat in einer Position, an der in der alten Kartierung Schwazer Dolomit ausgeschieden wurde, eine Abfolge von sehr stark zerlegten, durchbewegten, mylonitisierten Sandsteinen, Konglomeraten und Werfener Schichten erbohrt. Zur Erklärung dieser im Gelände so offensichtlichen Unterschiede habe ich während der Erstellung des Gutachtens Kontakt mit PIRKL aufgenommen. Er erklärte, daß bei der Drucklegung seiner Dissertationskarte - ohne eine Kontrollmöglichkeit von seiner Seite - so viele Übertragungsfehler geschehen waren, daß er eine 14-seitige Druckfehlerkorrekturpublikation seiner Dissertation folgen ließ.

Die Kartierung des Vorjahres mit sehr genauen topografischen Grundlagen ließ bereits vermuten, daß südlich der tektonischen Mischzone noch ein Streifen von Schwazer Dolomit von der Trasse berührt werden könnte. Durch die Schrägbohrung 3s bis auf Tunnelniveau konnte das erfreulicherweise verifiziert werden. Unter einem mächtigen Schuttkörper von intensiv verzahntem Dolomitschutt/tonschiefrigem Hangschutt wurde ein sehr stark zerklüfteter Schwazer Dolomit erbohrt.

Die Alluvialbohrungen 5-7 dienen der Erkundung der Vortriebsstrecke im Hangschutt. Das Ergebnis war ein sehr gutes Bild vom räumlichen Aufbau dieses Schuttkörpers. Je nach Schuttliefergebiet bzw. Abfolge der Schuttbildung ist dieser z.T. sehr mächtige Hangschuttkörper rein dolomitisch, rein schiefrig oder - im Übergangsbereich - eng verzahnt und durch Kriechen des Schuttkörpers intensiv durchmischt. Der feinklastische

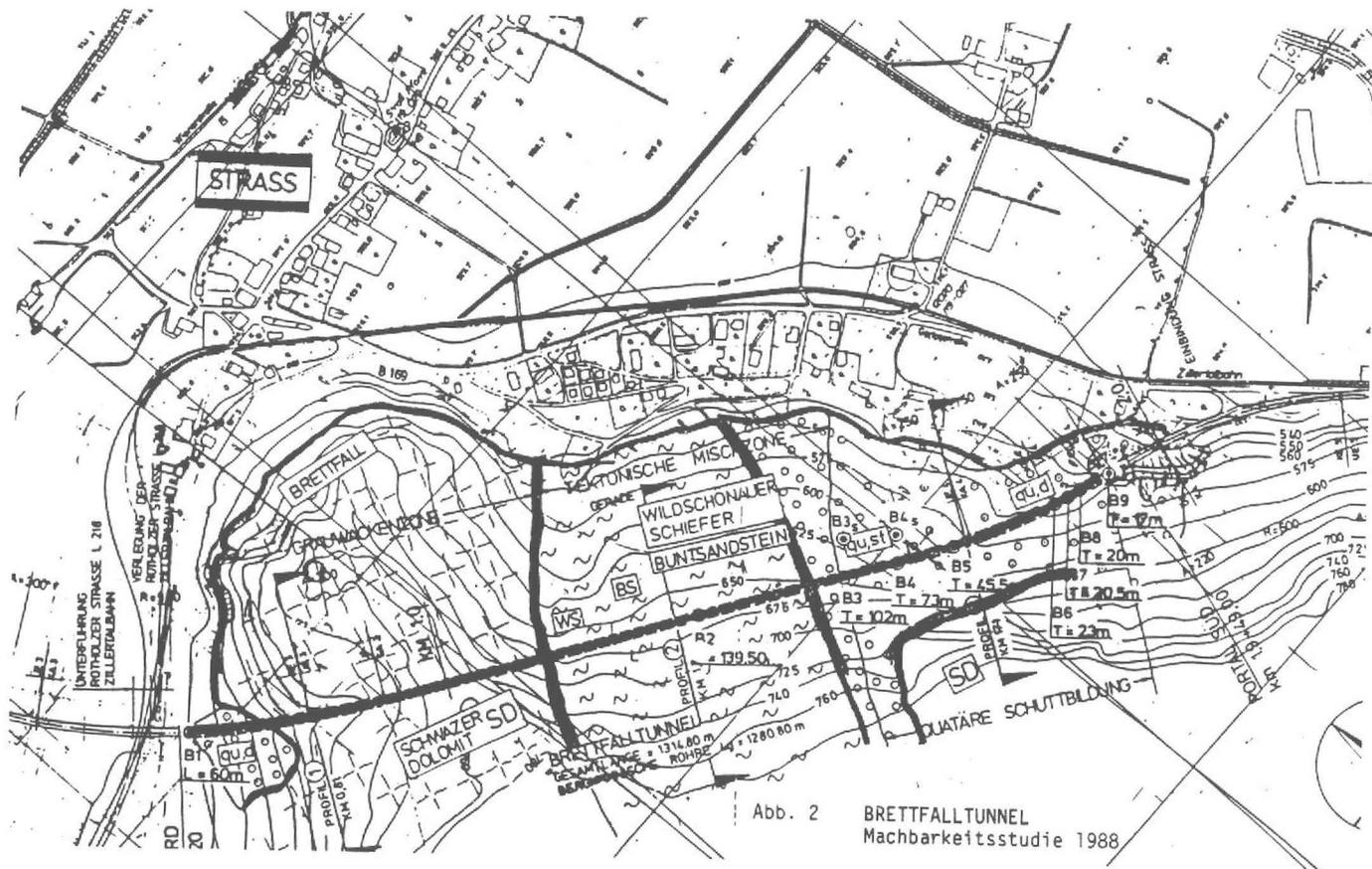
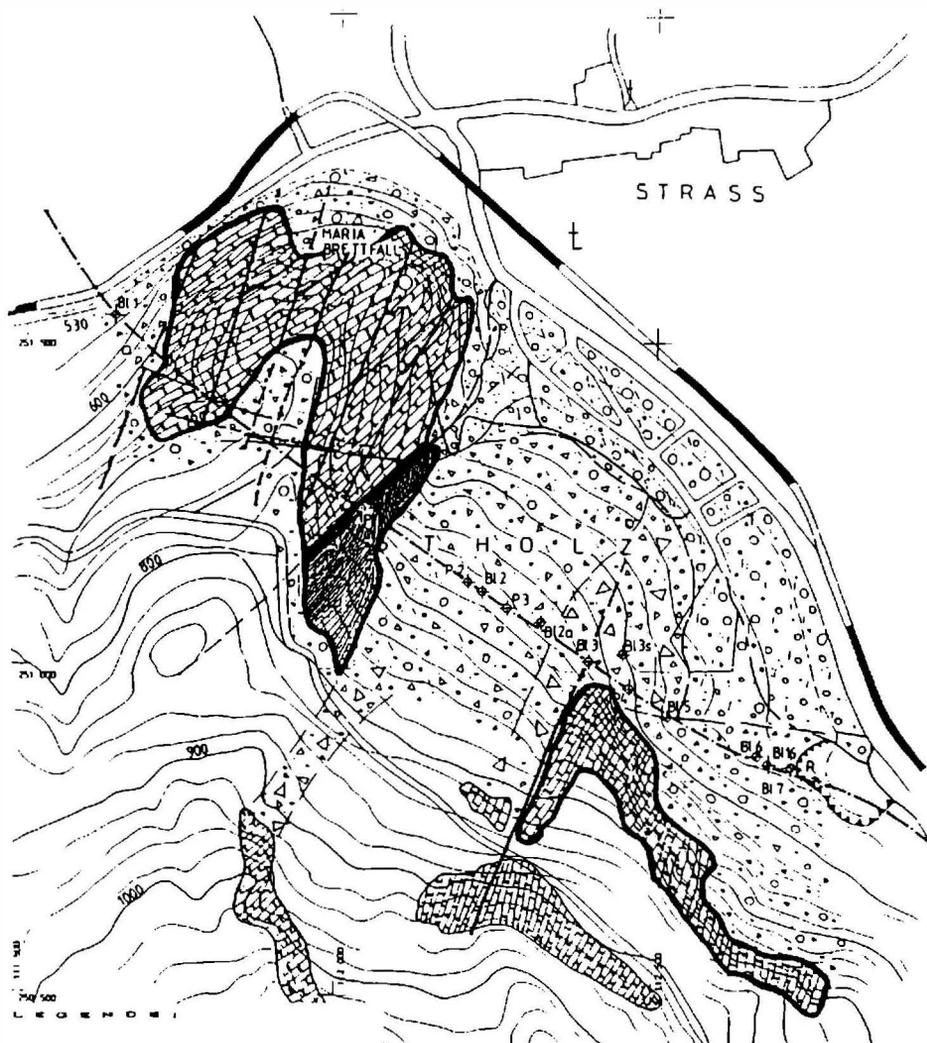


Abb. 2 BRETTFALLTUNNEL
Machbarkeitsstudie 1988

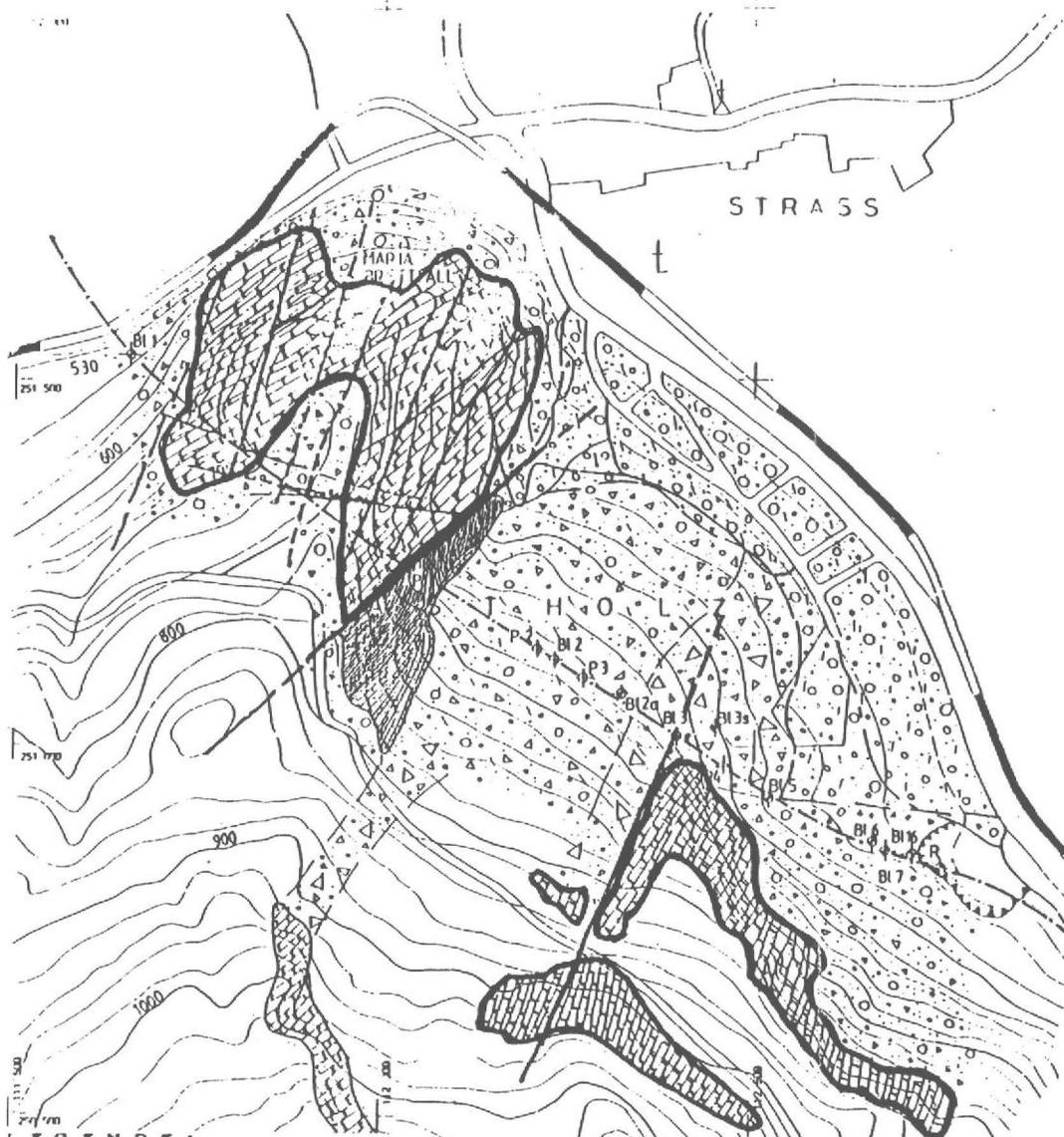


- LEGENDE
- SCHIEFERIGER SANDSTEIN
 - HANGSCHICHTKLOPPER
 - DOLOMITISCHES HANGSCHICHTKLOPPER
 - PERMISCHER SANDSTEIN
 - PERMISCHER SANDSTEIN MIT FEINEREN SCHICHTEN
 - SCHWARZER OXIDATIONSMIT
 - PALÄOZOISCHE ANHYDRIT MIT SCHWACHEN SCHIEFER

- TRENNFÄCHER
- STÖRUNG
- MYLITIT ZERSETZUNGSZONE

AUF SCHLUSSKARTIERUNG

Abb. 3



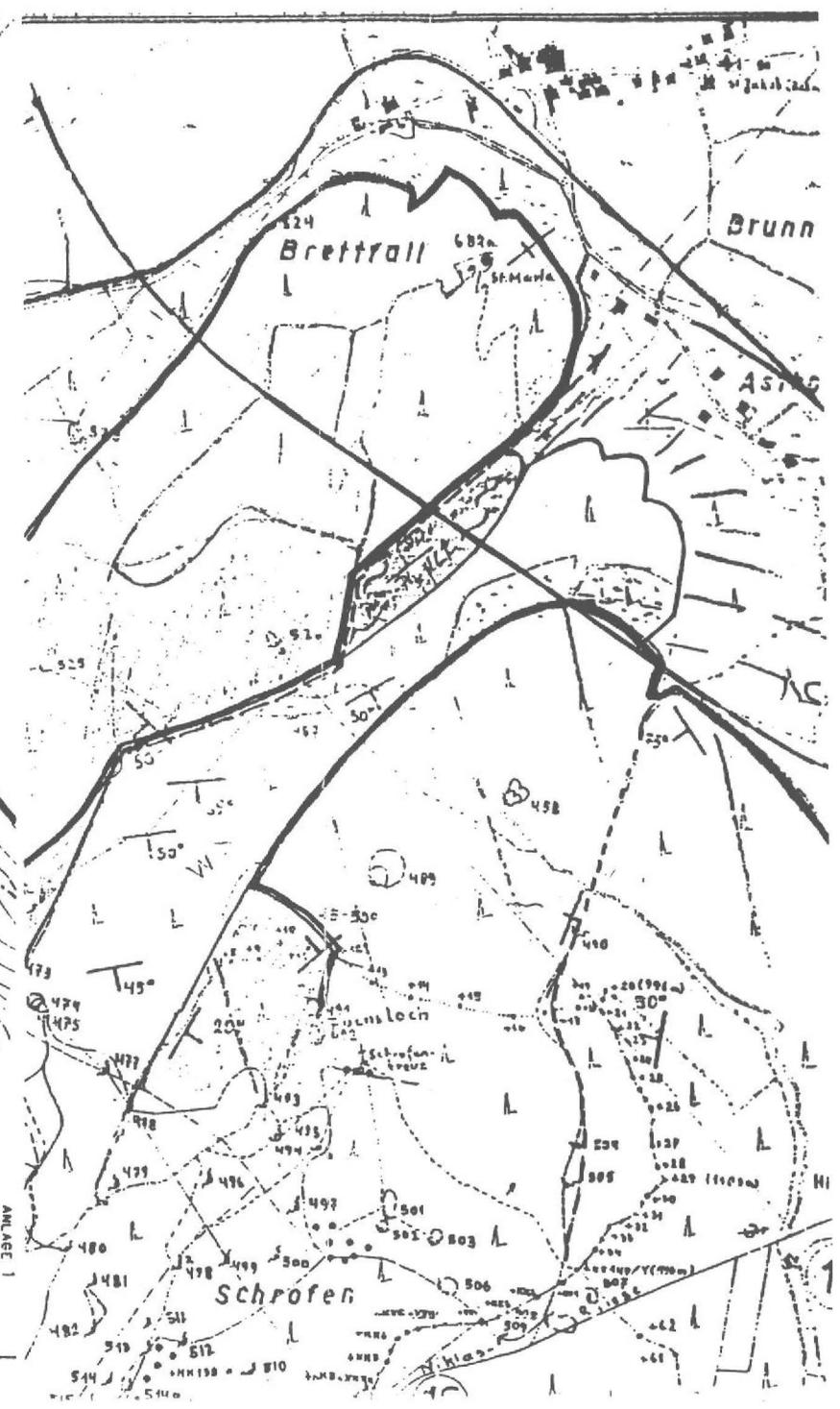
LEGENDE:

- | | | | |
|--|---|--|--------------------------|
| | SCHIEFRIGER SANDSTEIN-MANGSCHUTTKÖRPER | | TRENNFLÄCHEN i. S. |
| | DOLOMITISCHER MANGSCHUTTKÖRPER | | STÖRUNG |
| | PERMOHYBRANDER STEINMERGERDE SCHICHTEN | | MYLONIT/SCHIEFERUNGSZONE |
| | SCHWARZER DOLOMIT | | |
| | PALÄOZOISCHE PHYLLINE WÄLDSCHOTTER SCHIEFER | | |

AUFSCHLUSSKARTIERUNG

M 1 : 5000

Abb. 4



ANLAGE 1

Hangschutt der Wildschönauer Schiefer bildete den untersten, sehr flachen und bis zur Zillertalbahtrasse hinausreichenden Hangschuttfächer. Die gleichmäßige Neigung dieses tonschiefrigen Materials mit Anteilen von Buntsandsteingeröllen beträgt im Mittel 12,7°. Zeitlich sicherlich etwas später setzten Hangschuttbildung und Bergsturzereignisse aus dem Schwazer Dolomit ein (Ø Neigung 39,4°). Räumlich liegen diese beiden Körper nebeneinander, im Kontaktbereich sind sie eng verzahnt (Ø Neigung 34°). Über der Abfolge der Wildschönauer Schiefer und des oben beschriebenen flachen Schuttkegels lagert gemischtes Hangschutt- und Bergsturzmaterial, dessen feine Fraktion aus roten und grünen Tonschiefern und zerlegten Phylliten besteht (fS-GKi) und dessen grobe Fraktion von roten Sandsteinen/Konglomeraten und Schwazer Dolomit dominiert wird (MKi bis Blockwerk). Besonders an der tektonischen Grenze zum südlichen Dolomitzug stecken Riesenblöcke von weit über 5 m Ø in einer sandig-tonschiefrigen Matrix.

Der N-Abschnitt der Kiesgrube (S-Portalbereich) wurde seit vielen Jahren als unregelmäßige Bauschutt- und Friedhofsabfalldeponie sowie in den letzten Jahren als geordnete Rindenschnitzeldeponie verwendet. Die Bohrung 16 und 2 Schürfröschchen haben diesen Bereich, den Aufbau, die Bestandteile und die Unterkante des Ablagerungskörpers erkundet.

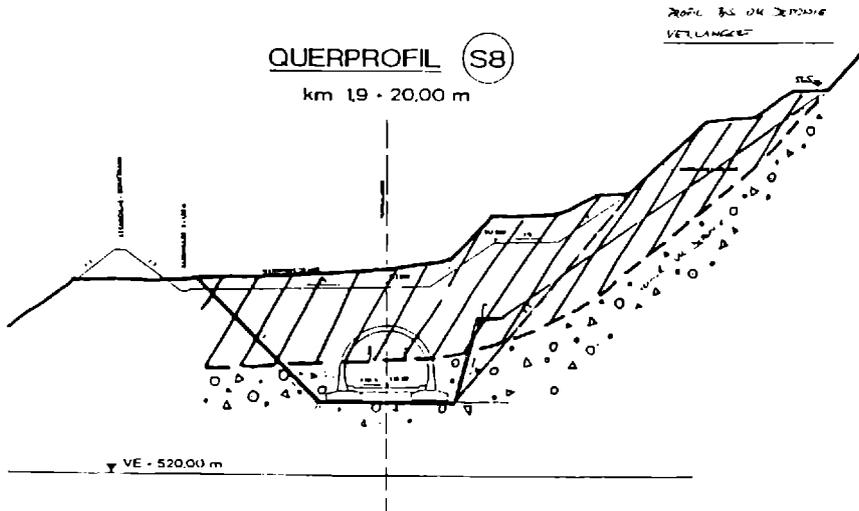
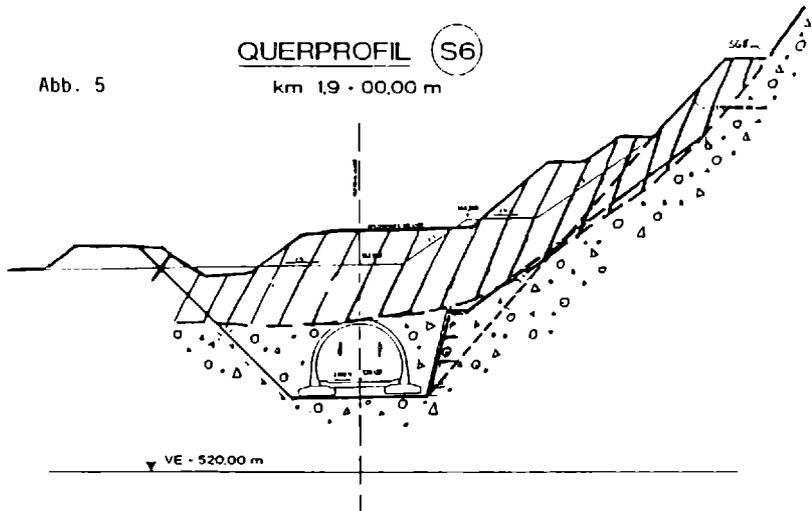
Aufbauend auf die geleisteten Vorarbeiten ermöglichten die Arbeiten des Jahres 1991 eine plausible Prognose der zu erwartenden Vortriebsverhältnisse.

1.4.2 Schnitte des Voreinschnittes (Abb. 5)

Die Lage und der Tiefgang der Deponie bezüglich der Tunnelsohle erzwangen eine differenzierte Gestaltung des Voreinschnittes.

Die beiden Querprofile S6 und S8 zeigen, daß es durch die zunächst vorgeschlagenen bergseitigen Böschungsneigungen (strichlierte Linie) zu äußerst ungünstigen Unterschneidungen der Rindenschnitzeldeponie gekommen wäre. Kann man für den dolomitischen Hangschutt noch getrost einen Reibungswinkel von 39-40° einsetzen, so ist die Größe dieses Beiwertes für feuchte Rindenschnitzel bzw. die Grenzfläche

Abb. 5

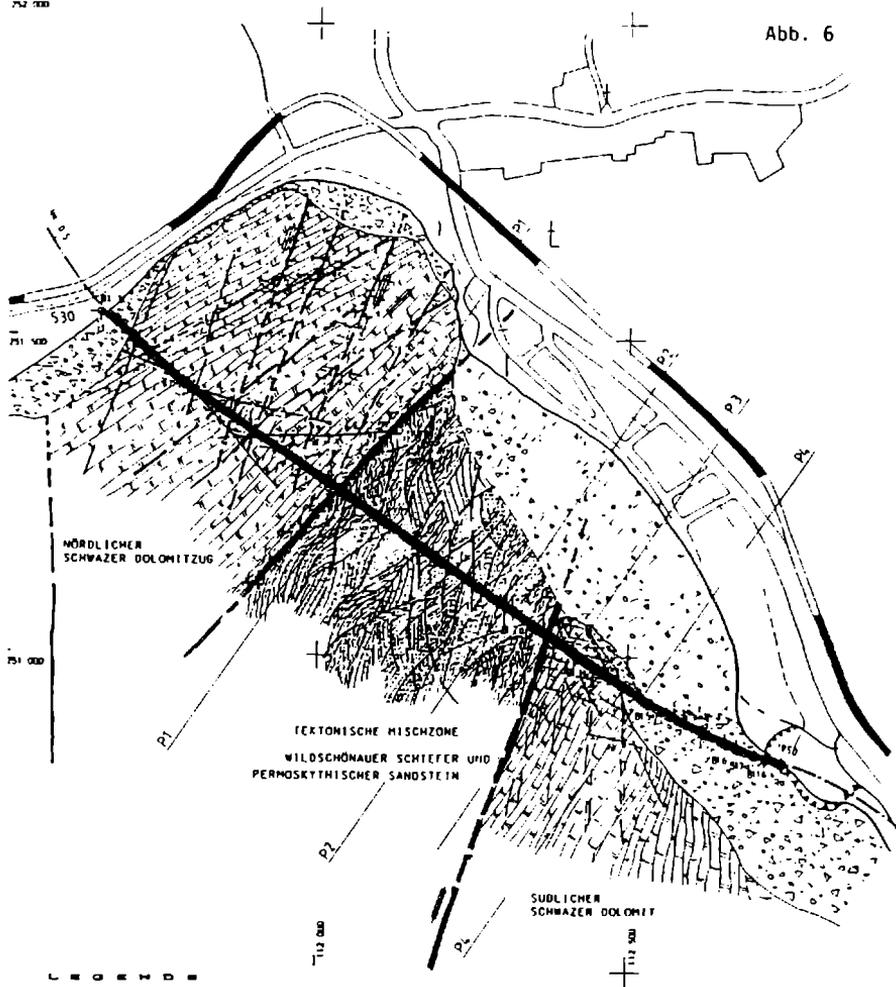


zwischen beiden Materialien unbekannt und höchstwahrscheinlich auch um einiges niedriger. Um das Verhältnis von Aushubkubatur zu Böschungsneigung bzw. deren unverzichtbaren Sicherungsaufwand zu optimieren, ist eine Kombination von einer bewehrten, geankerten Spritzbetonwand mit einer flacheren Böschung oberhalb - zumeist auf der ursprünglichen Kiesgrubenböschung geologisch vertretbar. Dieses Konzept wurde auch dann in die Ausschreibung unverändert übernommen.

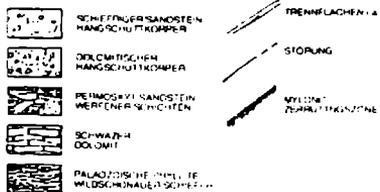
1.5. Horizontalschnitt in Tunnelachsenhöhe und Längenschnitt (Abb. 6 und 7)

Der erste Abschnitt der Gesamtstrecke bis Stat. 215 m wird als Lockergesteinsvortrieb bewältigt. Auf 165 m Länge handelt es sich dabei um rein dolomitischen Hangschutt und Bergsturzmaterial der Fraktion Grobsand bis Grobkies bzw. Steine und Blockwerk. Der Anteil an Blockwerk über 60 cm war in den Bohrungen ca. 10 %, mehr Schwierigkeiten sind von Riesenblöcken mit 4-7 m \varnothing , die ebenfalls in den Bohrungen 6, 5 und 3a aufgeschlossen wurden, je nach ihrer Lage im Tunnelprofil zu erwarten. Von Stat. 165 m bis 215 m verläuft der Vortrieb im Verzahnungsbereich des dolomitischen mit dem schiefrigen Hangschuttkörper. Das Verhältnis von dolomitischem zu schiefrigem Überlagerungsmaterial beträgt 60:40, das feinkörnige, schiefrige Material ist wesentlich kohäsiver, aber auch ungleich wasserempfindlicher. Eine Variante mit Kalottensicherung durch HDI-Pfähle wird als Wahlposition in die Ausschreibung aufgenommen.

Die positive Überraschung der Detailvorarbeiten 1991 brachte die Erkenntnis, daß vor der tektonischen Mischzone noch ein Teil des südlichen Schwazer Dolomitzuges in die Trasse hereinreicht. Das verkürzt die ursprünglich erwartete Streckenlänge mit Lockergesteinsvortrieb um ein Drittel. Die Bohrkernaufnahmen der Kernbohrung 3s lassen zwar wenig Strecken mit kompaktem und gering geklüftetem Dolomit erwarten, dennoch ist natürlich jeder Vortrieb im Festgestein kostengünstiger als der im Hangschutt.



LEGENDE

HORIZONTALSCHNITT
IM FÜHNELACHSHÖHE

L A N G E N S C H I N N I T

M 1:5000

VORTRIEBSCHICHTEN - STOLLEN - NO 0
STRESSCHEN - NO 0,5-0,9

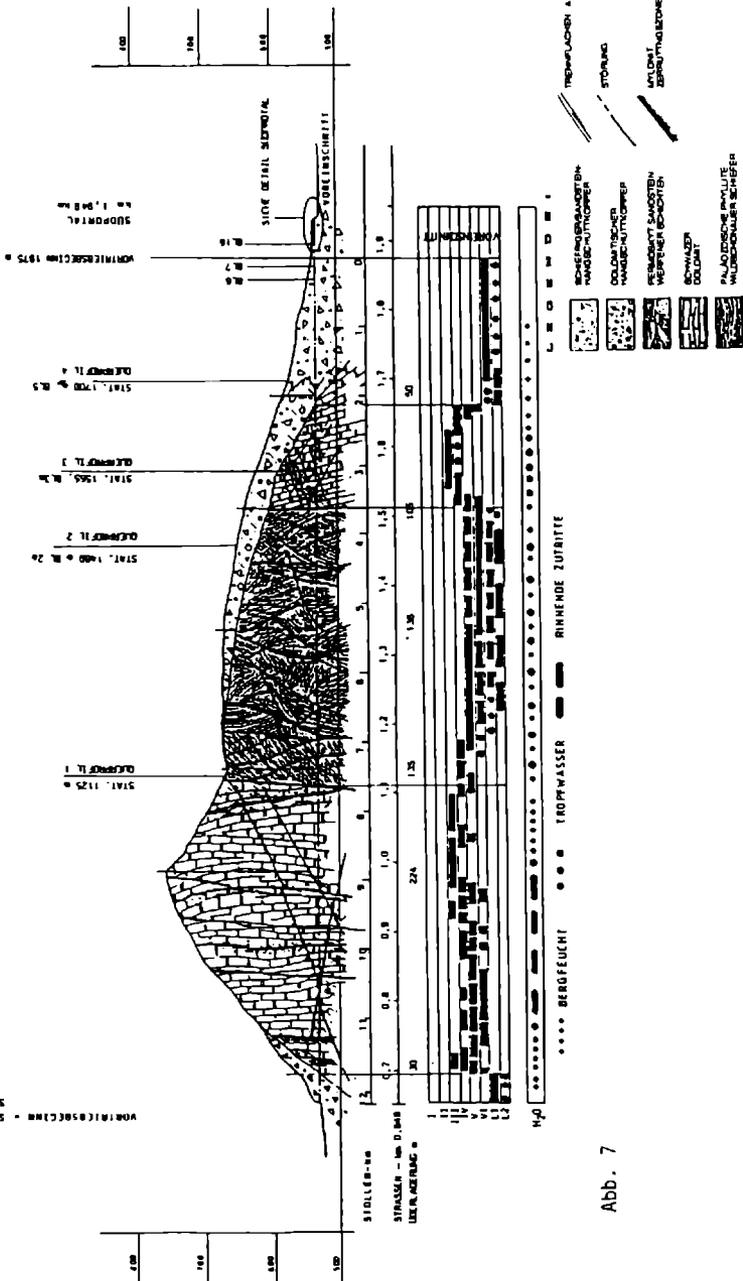


Abb. 7

Nach ca. 140 m Strecke in diesem südlichen Zug von Schwazer Dolomit erreicht der Vortrieb den senkrecht verlaufenden Südrand der tektonischen Mischzone. Das Projekt quert diesen folgenden, äußerst schwierigen Abschnitt zwischen der Stat. ± 355 und ± 765 m. Die Bohrung 2s hat erbracht, daß die Abfolge der Tonschiefer und Sandsteine zu sandig-tonigen Myloniten zerrieben wurde. Die Tonschiefer sind feinblättrig zerschert, das Permoskyth ist sandig vergrust. Die 4 Bohrkernproben, die am Institut für Baugeologie der Universität für Bodenkultur auf ihren Gehalt an Tonmineralien, besonders quellfähigen Tonmineralien, untersucht wurden, brachten 31-47 % Anteil der Proben in der Ton- und Schluffraktion; quellfähige Tonminerale, wie Mixed layer und Smektiten konnten jedoch nur in Spuren nachgewiesen werden.

Die Signatur in diesem gesamten Bereich der tektonischen Mischzone verrät eine gewisse Ratlosigkeit über genaue Zerlegungsmuster und die Gesteinsverteilung. Aus Anzeichen im Gelände lassen sich aber tendenzielle Aussagen machen:

Die tektonische Beanspruchung nimmt nach Norden ab und die intensiv tektonisch durchbewegte Permoskyth-Werfener Mischung wird gegen Norden von der Abfolge Permoskythkonglomerat/Sandstein und zuletzt paläozoische Phyllite abgelöst.

Die zur Zeit im Nordabschnitt des Umfahrungstunnels Innsbruck aufgefahrenen mylonitisierten Quarzphyllite sind in ihrem Zerlegungsgrad sehr ähnlich den im Bohrkern 2a gekernten Tonschiefer und Phyllite. Im Umfahrungstunnel Innsbruck wurde diese Gebirgsklasse als VI+E (Erschwernis) bezeichnet, im gegenständlichen Projekt reicht das Spektrum der Gebirgsgüteklassen der Vortriebsprognose von V bis L2.

Von Stat. 765 bis zum Felsanschlagpunkt des nördlichen Lockergesteinsvortriebes bei ca. 1180 m wird der nördliche Schwazer Dolomit durchhörert. Es ist dies ein größtenteils massiger, manchmal gebankter, hellgrauer bis graubrauner Dolomit, der von 2 großen Störungssystemen durchzogen ist. Beide schneiden einander im spitzen Winkel, stehen senkrecht und zergliedern so - von Osten gesehen - den Felskopf von Maria Brettfall in einzelne Pfeiler. Kompakte Bereiche dazwischen sind durchschnittlich im 2 m-Abstand geklüftet, tektonisch

beanspruchte Partien sind bis in dm- und cm-Bereiche rhombisch zerlegt, aber wie durchaus üblich in karbonatischen Gesteinen kalzitisch verkittet. Für den Vortrieb ist ein sehr plötzlicher und häufiger Wechsel von kompaktem zu kleinklüftig zerlegtem Gebirge zu erwarten. Etwa bei der Stal. 975 m nähert sich die Tunnelachse stark schleifend einer ausgeprägten Zerrüttungszone, die dann parallel, knapp südwestlich der Trasse verläuft.

In den nächsten Wochen ist das WR-Verfahren für dieses Projekt vorgesehen, die Ausschreibung erfolgt voraussichtlich bis Ende Mai, so daß der Beginn der Vortriebsarbeiten auf den Spätsommer 1992 fallen wird. Die Ergebnisse werden dann in den nächsten 1½ Jahren diese Prognose "schonungslos verifizieren"

2. Thurnberg/Wegscheid

2.1. Übersicht Sperre Thurnberg (Abb. 8)

Die in den Jahren 1952/53 erbaute Sperre Thurnberg ist die unterste Anlage einer Ausbaureihe des Kamps, die von Ottenstein über Dobra bis Thurnberg reicht. Das Absperrbauwerk des stark asymmetrischen Talquerschnittes besteht aus 2 Teilen:

Auf der orographisch linken Talseite ist eine wehrartige Gewichtsmauer in den Fels eingebunden, orographisch rechts schließt ein 200 m langer Schüttdamm mit Betonplattenoberflächendichtung die flach ansteigende Talflanke ab. Die geologischen Verhältnisse wurden während der Bauzeit von J. STINI für die Oberste Wasserrechtsbehörde beurteilt. In der Folge wurde die Sperre zunächst von G. HORNINGER, dann von W. DEMMER und zuletzt von H. LOACKER betreut.

Alte österreichische Talsperren werden in den letzten Jahren auf ihre Sicherheit im Falle verschärfter Katastrophenannahmen überprüft. In vielen Fällen bedeutet dies, daß sie baulich nachgerüstet werden müssen und betrifft hauptsächlich die Adaption der Hochwasserentlastungsanlagen auf die Belastungsannahmen des HQ5000.

In Thumberg wurde im Jahre 1991 nach Auflagen der Obersten Wasserrechtsbehörde das gesamte Absperrbauwerk um 2 m erhöht, die Tosbeckenendschwelle verstärkt und eine massive Winkelstützmauer in Verlängerung der Wehrflügelmauer als Erosionsschutz des luftseitigen Dammfußes gegen eine theoretische Hochwasserwalze errichtet. Diese Bauarbeiten brachten neue geologische Aufschlüsse über den Untergrund des luftseitigen Sperrenvorlandes. Da bis zu diesem Datum keine geschlossene geologische Dokumentation vorlag, sollte die Gelegenheit genutzt werden, aus dem bisherigen Kenntnisstand, der Detaildokumentation 1991 und der Umgebungskartierung 1991 ein zusammenhängendes Bild der geologischen Verhältnisse der Sperrestelle zu formulieren.

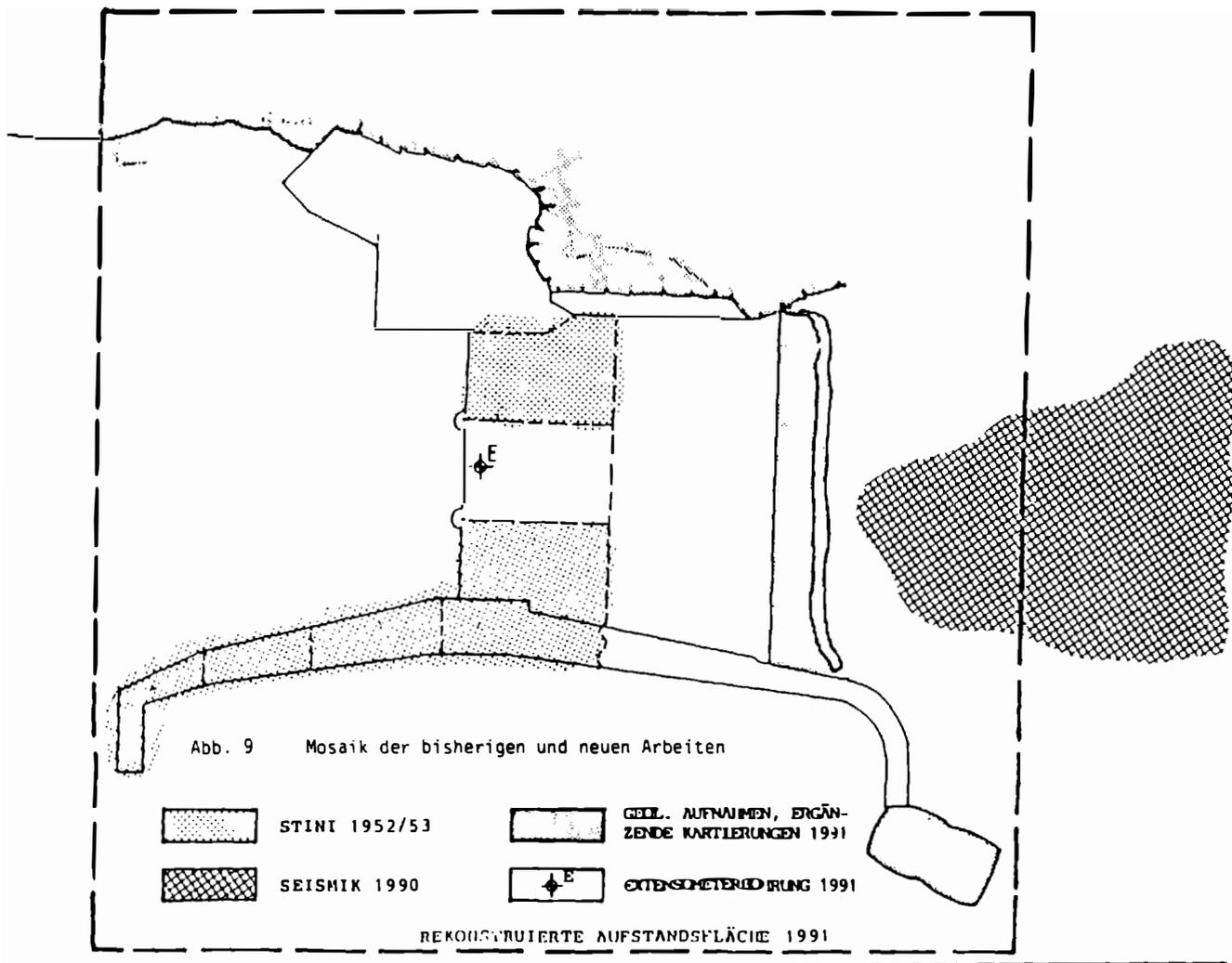
2.2. Mosaik der bisherigen und neuen Arbeiten (Abb.9)

Abb. 9 zeigt das Mosaik dieser Arbeiten. STINI hat bei Einzelbesuchen auf der Baustelle in den Jahren 1952/53 die Aufstandsflächen der Betonierabschnitte: Wehrbegleitmauer, Block 1-4 und Wehrfeld 1 und 3 baugeologisch abgenommen und beschrieben. Im Jahre 1990 wurde die Lage der Felsoberfläche im luftseitigen Sperrenvorland durch seismische Profile erkundet. 1991 brachte eine Extensometerbohrung durch den Wehrkörper in den Untergrund Kenntnisse über einen kleinen Teil der Aufstandsfläche, und die geologische Dokumentation der schmalen Aushubstreifen und die Umlandkartierung ergänzten 1991 die übrigen Teile des Puzzles.

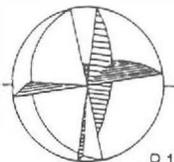
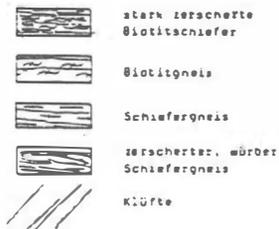
Diese Dokumentation der Aushubstreifen sah zunächst wie eine Routinearbeit aus, das Zusammensetzen des Mosaiks wurde jedoch recht interessant und hatte eine - zumindest für mich - verblüffende Lösung.

2.3. Dokumentation des Aushubs luftseitig der Tosbeckenendschwelle (Abb. 10)

Die beiden Aufschlüsse, die durch die Aushübe für die konstruktive Verstärkung der Tosbeckenendschwelle und die Fundierung der Winkelstützmauer geschaffen wurden, sind rasch beschrieben. Drei Trennflächenorientierungen, die auch im Gefügediagramm gemittelt

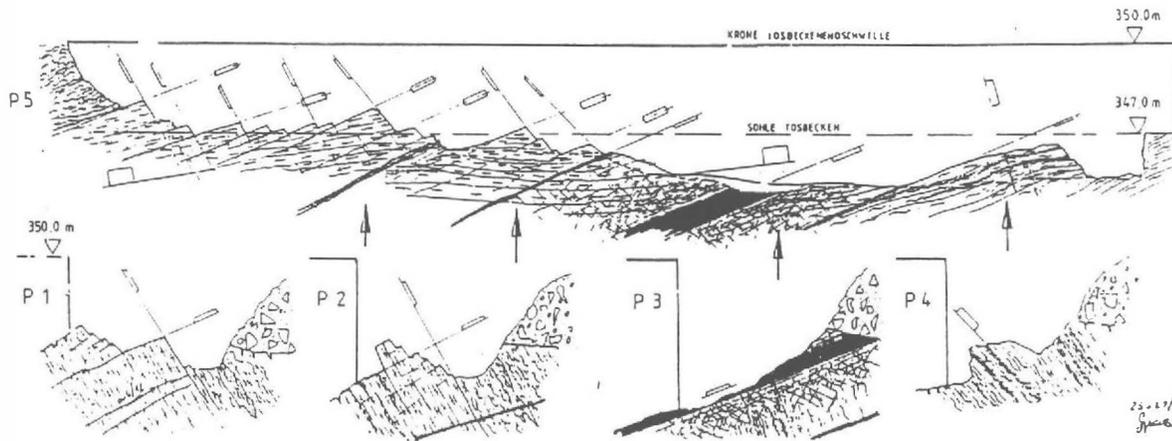
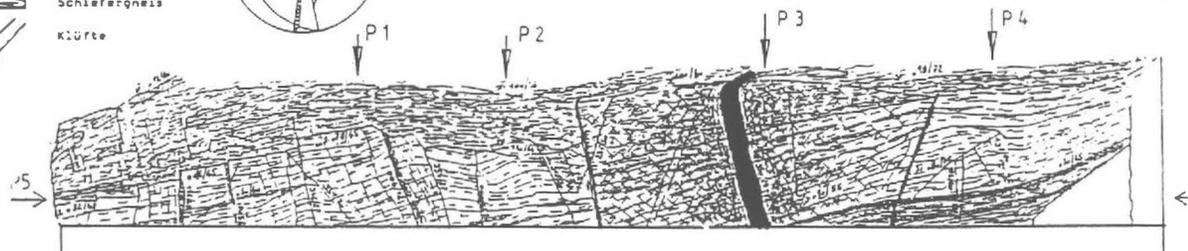


LEGENDE :



EVN - SPERRE THURNBERG
 AUSHUB LUFTSEITIG DER TOSBECKENENDSCHWELLE
 GEOLOGISCHE AUFNAHME
 M = 1 : 100

Abb. 10



dargestellt sind, herrschen vor. Die Schieferung verläuft sehr konstant in 078/75, d.h. steil ENE fallend. Diagonal zur Längserstreckung des Aufschlusses verläuft die Gesteinsgrenze zwischen geklüfteten, aber im wesentlichen kompakten Gneisen und einem zerscherten, mürben Biotitschieferband. Die Hauptklufscharen im Gneis stehen annähernd normal aufeinander und erzeugen ein markantes Aushubsrelief, das eine gute Verzahnung der Betonplombe mit dem Untergrund garantiert. Dominierend dabei ist das flach N-fallende ac-Klüftsystem, das sich im Bereich des P3 zu einem 5 m mächtigen Zerrüttungsstreifen mit einer 50 cm starken mylonitischen Kernzone verdichtet. Diese Zerrüttungszone zieht offensichtlich diagonal unter das Tosbecken und das Wehrbauwerk hinein.

2.4. Aufstandsfläche Winkelstützmauer (Abb. 11)

Der zweite neu geschaffene Aufschluß, die Aufstandsfläche für die Winkelstützmauer, brachte ähnliche Verhältnisse zutage. Auch hier streicht die Gneis/Biotitschieferserie steil E-fallend durch, die Hauptklufsysteme sind etwas rotiert, sodaß die zuvor beschriebene, flach N-fallende ac-Klüftung sehr steil steht und die zweite Hauptkluftrichtung eine flache Aushubssole ermöglicht. Das Gründungskriterium, nämlich die Einbindung dieser Winkelstützmauer im Fels, konnte erfüllt werden.

2.5. Zusammenfassung des geologischen Kenntnisstandes (Abb. 12)

Sehr spannend wurde dann beim Zusammenstellen der Teile, ob es möglich sein würde, aus dem "Rundherum" Aussagen über die verdeckte Aufstandsfläche zu machen.

Für diese zusammenfassende Darstellung wurde versucht, STINIS Beschreibungen und Gefügeangaben zeichnerisch umzusetzen. In den Aufstandsflächen der Betonierabschnitte 1 und 2 für die Wehrflügelmauer hatte er guten, tragfähigen Fels beschrieben. Der Aushub für den Block 3 habe eine "Fäule" von 12-13 m Mächtigkeit in amphibolitischen Gesteinen aufgeschlossen. Der südlich anschließende Block 4 - der höchste Teil der wehrbegrenzenden Flügelmauer - habe wiederum auf kompaktem, gut tragfähigem "Truggneis" gegründet werden können. Die Aufstandsflächen des Wehrfeldes 1 und 3 hat STINI in einem der Kollaudierungsschrift

LEGENDE



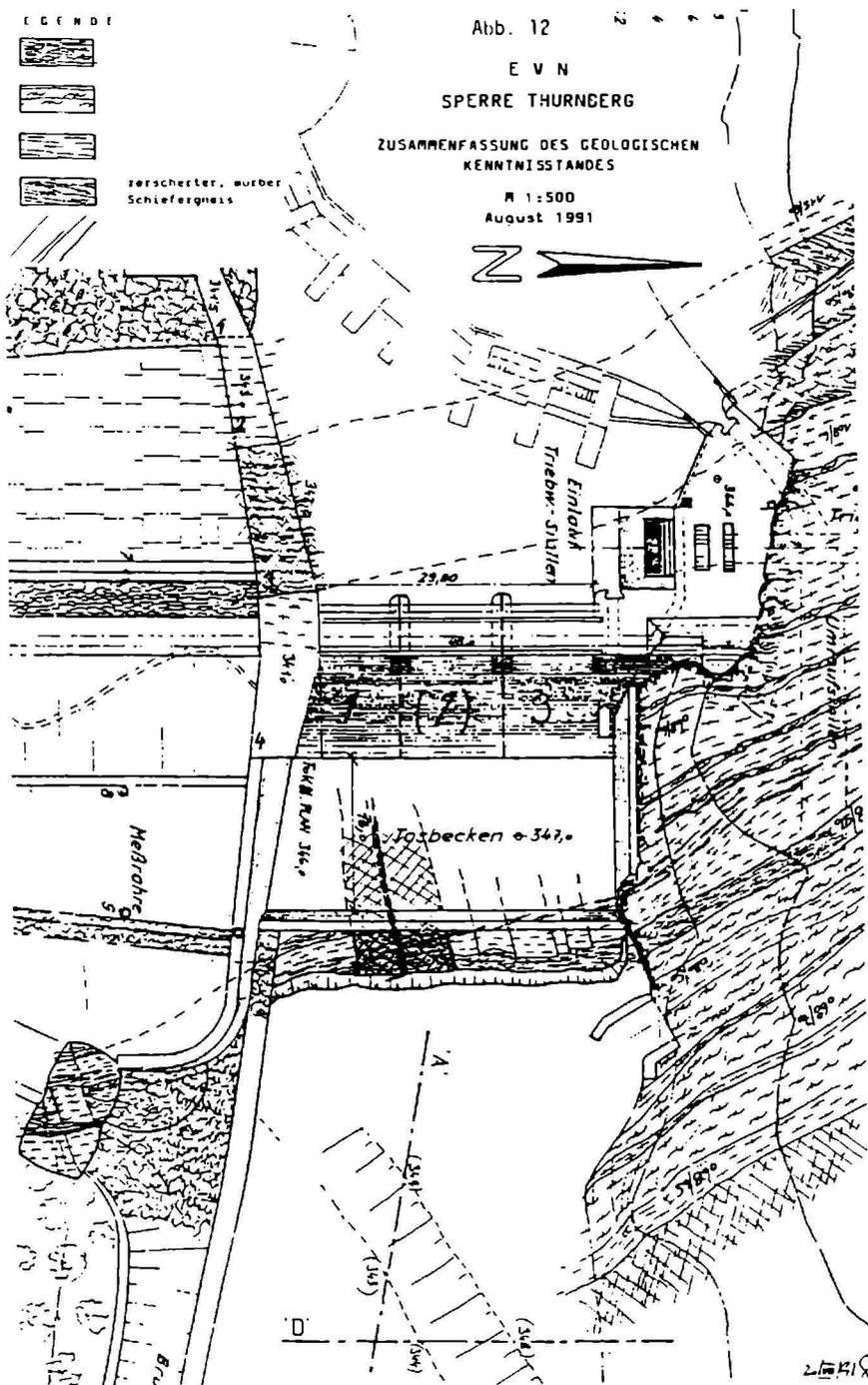
zerscherter, wuerber
Schiefergness

Abb. 12

E V N
SPERRE THURNBERG

ZUSAMMENFASSUNG DES GEOLOGISCHEN
KENNTNISSTANDES

M 1:500
August 1991



hinzugefügten geologischen Bericht beschrieben. Demnach war im Wehrfeld 1 ebenso sehr kompakter, gründungsfähiger Fels aufgeschlossen, der ausdrücklich nicht von Zerrüttungsstreifen durchzogen war. In der Sohle des Wehrfeldes 3 fand er geklüfteten, aber dennoch gesunden Gneis vor, meinte jedoch gegen das Liegende ein Nachlassen der Felsgüte zu erkennen. Das Wehrfeld 2 betreffend, das am Begehungstage nicht vollständig abgeräumt war, vertraute er den Angaben der Baufirma, daß dort ebenso kompakter Fels anstehend sei.

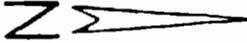
Die Aufschlußkartierungen und die Umfeldkartierung zeigen, wie konstant die Gefügeorientierung und Zerlegungsmuster im betrachteten Bereich vorherrschen und daß sie im guten Einklang mit Aussagen und Gefügemessungen STINIS stehen. Das vorher schon zitierte Biotitschieferband markiert eine lokale petrographische Grenze: Westlich davon, d.h. unter dem Wehrkörper queren Gneise mit Einschaltungen von Biotitschiefern und dünnen Pegmatitlagen, östlich davon herrschen Amphibolite und Hornblendegneise vor

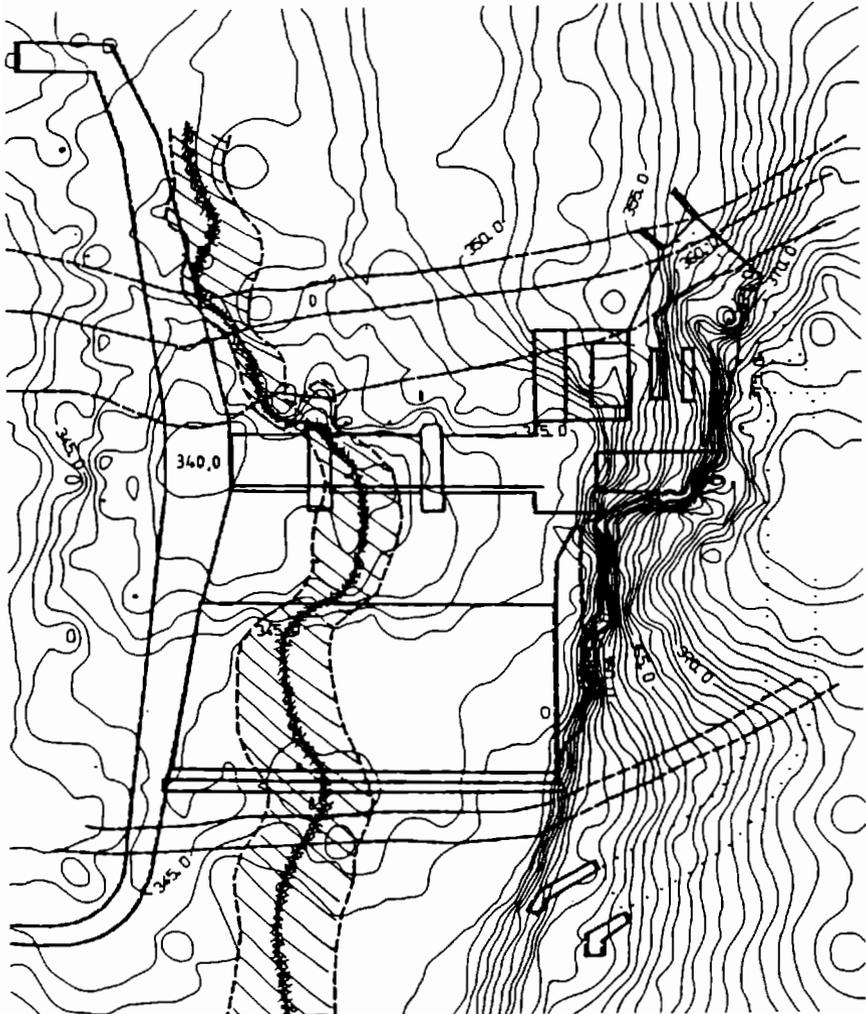
Dieses - so gut dies heute noch möglich ist - zusammengefaßte Bild der geologischen Verhältnisse hat einen wesentlichen Schönheitsfehler: Wo verschwindet die markante, flach nach N fallende Störung aus der luftseitigen Streifenkartierung unter dem Bauwerk? Sie ist eindeutig das am stärksten ausgeprägte Gefügeelement und müßte diagonal die Aufstandsfläche des Bauwerkes kreuzen. STINI bemerkte jedoch ausdrücklich, daß im Untergrund des Wehrfeldes 1 guter tragfähiger Fels ohne Zerrüttungsstreifen aufgeschlossen war.

Die Lösung dieser Frage erhält man aus der Baugeschichte: In Abb. 13 wurde aus einem Abrechnungsplan der bauausführenden Firma Mayreder der Originalaushub (= Aufstandsfläche des Wehrbauwerkes) rekonstruiert. Auf den ersten Blick fällt auf, daß im Bereich der rechten Wehrfeldbegrenzung und des Wehrfeldes 1 bis zu 4 m unter die planmäßige Aufstandsfläche ausgehoben wurde, ohne daß dies statisch begründet war. Konstruiert man nun die wahre Verschnittlinie der flach N-fallenden Störung mit der rekonstruierten Aushubform, findet man einerseits den Grund für die außergewöhnliche Tiefe des Aushubs und andererseits die Erklärung dafür, warum STINI diese Störung nicht bemerken konnte: Um einwandfreien Fels für die Gründung des

DARSTELLUNG DER WESENTLICHEN INHOMOGENITÄTEN
DER WEHRBAUWERKAUFSTANDSFLÄCHE

m 1:500

- STÖRUNGEN
 - BEGRENZUNG DER ZERRÜTTUNG
 - WEHR. STOLLEN
- 



Wehrfeldes 1 zu erreichen, mußte die Baufirma die dort verlaufende Störungszone vollständig bis zum liegenden, ungestörten Gebirge ausräumen. Die Ausbißlinie der mächtigen Störungszone verschob sich dadurch in die Aufstandsfläche des mittleren Wehrfeldes, so daß sie den prüfenden Blicken STINIS entzogen war

Da es nicht möglich ist, in die riesigen Fußstapfen der alten Meister zu treten, folgt man mit kleinen Schritten ihren Spuren und stößt auf manch Übergangenes.

3. Wald/Trattenbach/Mühlbach

3.1. Projektsübersicht (Abb. 14)

Die Salzburger AG für Elektrizitätswirtschaft hat im Herbst 1991 das Projekt Wald/Trattenbach/Mühlbach zur Begutachtung bei der Obersten Wasserrechtsbehörde im Bundesministerium für Land-und Forstwirtschaft eingereicht. Die Geologie des Projektgebietes wurde seit Ende der 70-iger Jahre von BRANDECKER untersucht, 1991 wurde BECHTOLD mit zusätzlichen Untersuchungen betraut und er wird dieses Projekt auch baubegleitend bearbeiten.

Mühlbach und Trattenbach sind nördliche Seitentäler des Oberpinzgaus. Das gesamte Projekt liegt großgeologisch betrachtet im Innsbrucker Quarzphyllit, zwischen dem Tratten- und Mühlbachtal liegt jedoch eine allseits isolierte Deckenscholle, die sg. Steinkogelschieferserie auf. Das Gesamtprojekt Wald/Mühlbach/Trattenbach wird im Folgenden nur kurz erklärt, um der Darstellung der geologischen Situation in der orographisch linken Talflanke des Trattenbachtals breiten Raum zu lassen.

Zwei Speicher in 1300 bzw. 1500 m Höhe stauen den Abfluß aus 39,4 km². Beide Sperrbauwerke sind Dämme, deren Schüttmaterial zur Gänze im Stauraum gewonnen werden soll. Geologische Gründe zwangen in beiden Tälern den Projektanten die zunächst ins Auge gefaßten Sperrstellen aufzugeben und mit z.T. sehr umfangreichen Untersuchungen geologisch geeignete und wirtschaftlich vertretbare Sperrstandorte zu suchen. Im Falle des Mühlbaches war ursprünglich

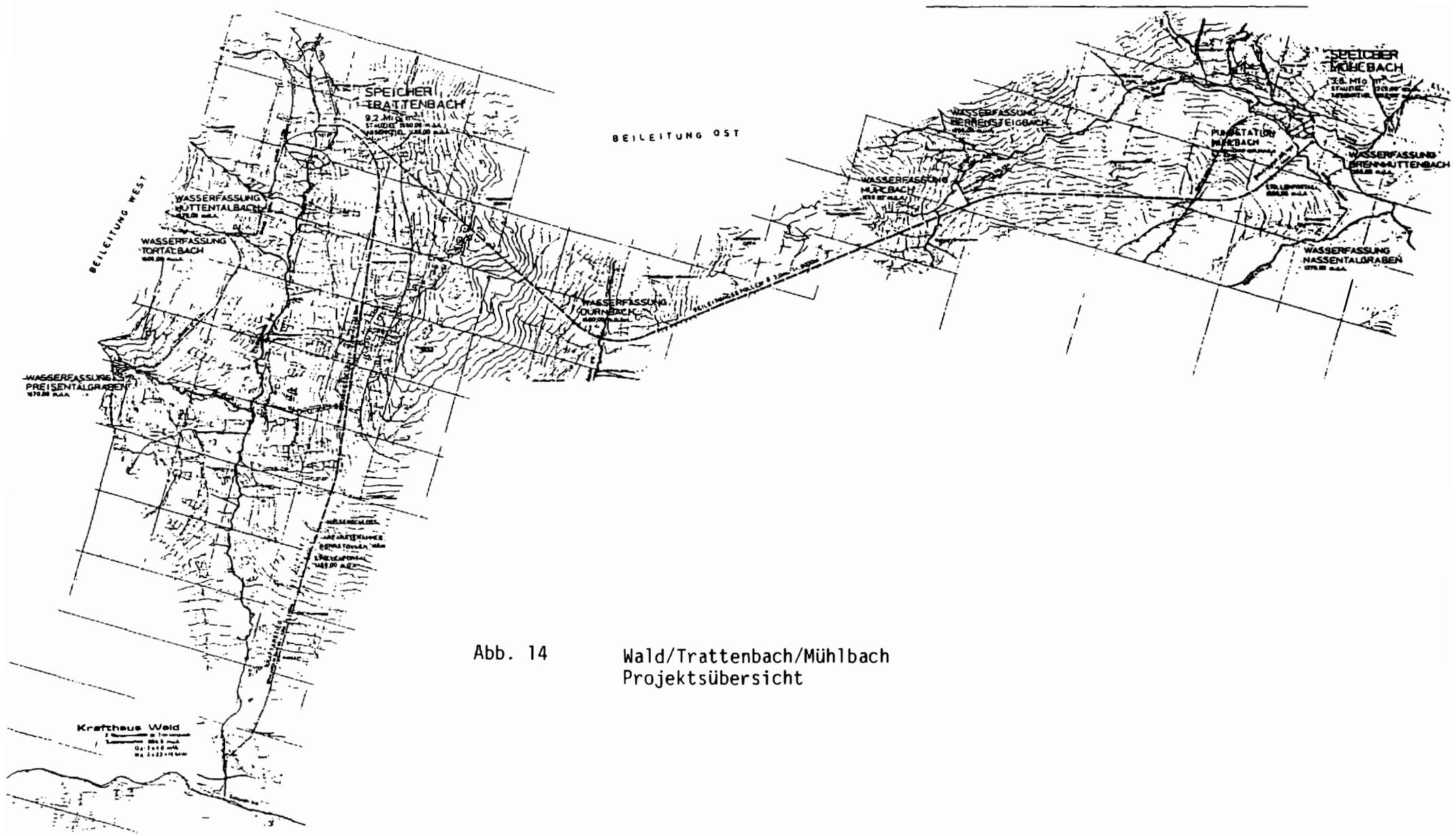


Abb. 14 Wald/Trattenbach/Mühlbach
Projektsübersicht

geplant, den Speicher in der gleichen Höhe wie im Trattenbach anzulegen und ein kommunizierendes System zu schaffen. Diese Stelle - etwa bei der Pichlinger Alm mußte aufgegeben werden, da damit auf der orographisch rechten Talseite auf der gesamten Länge eine als aktiver Rutschhang eingestufte Talflanke eingestaut worden wäre. Das reiche Materialangebot an fluvioglazialen Sedimenten im Stauraum zwischen Seebachgraben und Mittergraben veranlaßt die SAFE zur Projektierung eines Dammes mit Erdkerndichtung.

Zur geologischen Befundaufnahme des gesamten Mühlbaches mit Schwerpunkt auf baugeologische Aspekte des Stauraumes und der Sperrenstelle - unterstützte die SAFE in den Jahren 1986 bis 1988 einen Diplomanden von Prof. MOSER, Herrn GRAUF. Obwohl die Talflanken der Sperrenstelle unbedenklich schienen, wurden zwei der fünf Kernbohrungen in der Dammachse mit Inklinometern bestückt. Fassung und Beileitung zweier talauswärts gelegener Seitenbäche vergrößerten das natürliche Einzugsgebiet erheblich. Der nutzbare Stauinhalt wird mit einer Pumpstation am luftseitigen Dammfuß ca. 160 HM zum Portal des Überleitungsstollens gehoben. Von dort fließt das Wasser mit freiem Spiegel 8 km zum Speicher Trattenbach.

3.2. Trattenbach - Projektentwicklung (Abb. 15)

Die sehr umfangreichen geologischen Voruntersuchungen von BRANDECKER (unter Mitarbeit von BECHTOLD, KLEEGERGER, Diplomand HARTKORN) hatten ergeben, daß der ursprünglich als Sperrenstandort ins Auge gefaßte günstige Talquerschnitt vor dem Zusammenfluß des Trattenbaches mit dem Hüttentalbach von orographisch rechts durch einen mächtigen Schwemmfächer des Seitenbaches und von orographisch links durch eine tiefgreifende Massenbewegung gebildet worden war. Ein ähnlicher Befund aus Kartierung, Kernbohrungen und Bewegungsmessungen der Talflanken zwang dazu, die erste, alternativ gewählte Stelle knapp oberhalb der Mündung des Hüttentalbaches ebenfalls aufzugeben.

Beide Projekte hätten sowohl die linke Hälfte des Dammes in einen sehr aktiven Hang eingebunden als auch auf der halben Länge des Stauraumes diesen in seinem Fußbereich eingestaut.

In den Jahren 1986 bis 1989 wurde in einem weiteren umfangreichen Untersuchungsprogramm eine dritte Sperrenstelle untersucht. Eine Diplomarbeit mit ingenieurgeologischen Schwerpunkten - ebenso wie im Mühlbachtal in Auftrag gegeben - lieferte einen sehr umfangreichen Befund aller geologischen, geomorphologischen und hydrologischen Charakteristika des Trattenbachtals. Gemeinsam mit weiteren 10 Sondierkernbohrungen - diese reichen bis 150 HM über die Dammkrone und sind insgesamt mit 6 Inklinometern bestückt - und den ersten Meßergebnissen dieser Inklinometer entstand folgende Ansicht über die orographisch linke Talflanke des Trattenbachtals.

3.3. Linke Talflanke (Abb. 16)

Die mächtige Überlagerungsschwarte besteht aus fluvioglazialen Sedimenten und Hangschuttmaterial und befindet sich in einem Bereich von ca. 1,3 km Breite und 1 km Länge (bis in die Kammregion) an ein bis zwei nachgewiesenen Horizonten mit kriechender Bewegung talabwärts. Die Bewegungsrate des unteren Teiles konnte mit ca. 60 mm/a an einer diskreten Bewegungsbahn angegeben werden. Diese Untersuchungen und Erkenntnisse führten auch zur Erarbeitung eines Querprofils durch die linke Talflanke vom Trattenbach bis in die Kammregion. Mit diesem Kenntnisstand wurde das heutige Projekt ausgearbeitet und im Jahre 1988 der Obersten Wasserrechtsbehörde erstmals zur Diskussion vorgestellt. Der Sperrenstandort stellt einen Kompromiß dar, der wirtschaftlich gerade noch und geologisch gerade schon vertretbar ist. Der Damm gründet orographisch links auf dem Randbereich der Sackungsmasse aus diesen mächtigen fluvioglazialen Sedimenten. Die Dichtelemente Injektionsschirm Herdmauer Asphaltoberflächendichtung gründen jedoch zur Gänze in stabilem, anstehendem Gebirge. Für die damals beigezogenen Sachverständigen, Dr. DEMMER und Prof. SCHOBER, war es unter einigen Vorbehalten denkbar, dieses Projekt positiv zu beurteilen. Zu diesen Vorbehalten bzw. Vorbedingungen gehörten unter anderem 2 Sondierstollen an die Basisfläche der Kriechmasse in der linken Flanke, die als Meß- und Drainagestrecken ausgebildet werden sollten. Bodenmechanische Standsicherheitsnachweise für den untersten Hangteil von SCHOBER haben gezeigt, daß der Dammkörper mit seiner stützenden Wirkung auf den Fußteil des Hanges die Standsicherheit hinaufsetzt. Die hangmechanische

Berechnung ging dabei davon aus, daß eine so lang gestreckte und im Verhältnis zur Länge seichte Schuttüberdeckung niemals kraftschlüssig über die gesamte Länge wirksam sein könnte, und daß somit nur das untere Drittel des Hanges betrachtet werden muß. Im Fall der Schubwirkung eines weiter oben gelegenen Hangteiles wies SCHOBER nach, daß sich mögliche neue Bewegungshorizonte bilden könnten, die über der Dammkrone austreichen und dem Bauwerk nichts anhaben könnten.

Zusammenfassend gab es für die Beurteilung der Staubeckenkommission folgenden Prämissen:

Die linke Flanke des Trattenbachtals ist ein aktiver Kriechhang mit bekannter Ausdehnung, bekanntem Tiefgang und gemessener Bewegungsrate an bekannten Bewegungsbahnen. ABER: Das Projekt wurde in den Randbereich des Kriechhanges gelegt, die bodenmechanische Bewertung hat die stützende Wirkung des Dammkörpers rechnerisch prognostiziert und das entstehende Speicherbecken liegt zur Gänze in stabilen Hängen mit geringmächtiger Überdeckung. Zudem schlägt die SAFE vor, den Damm Trattenbach in 2 Ausbaustufen zu errichten: Aus dem Verhalten eines zunächst nur 26 m hohen Schüttdammes mit Oberflächendichtung und dessen Auswirkung auf den Kriechhang sollen Konsequenzen für den Endausbau gezogen werden.

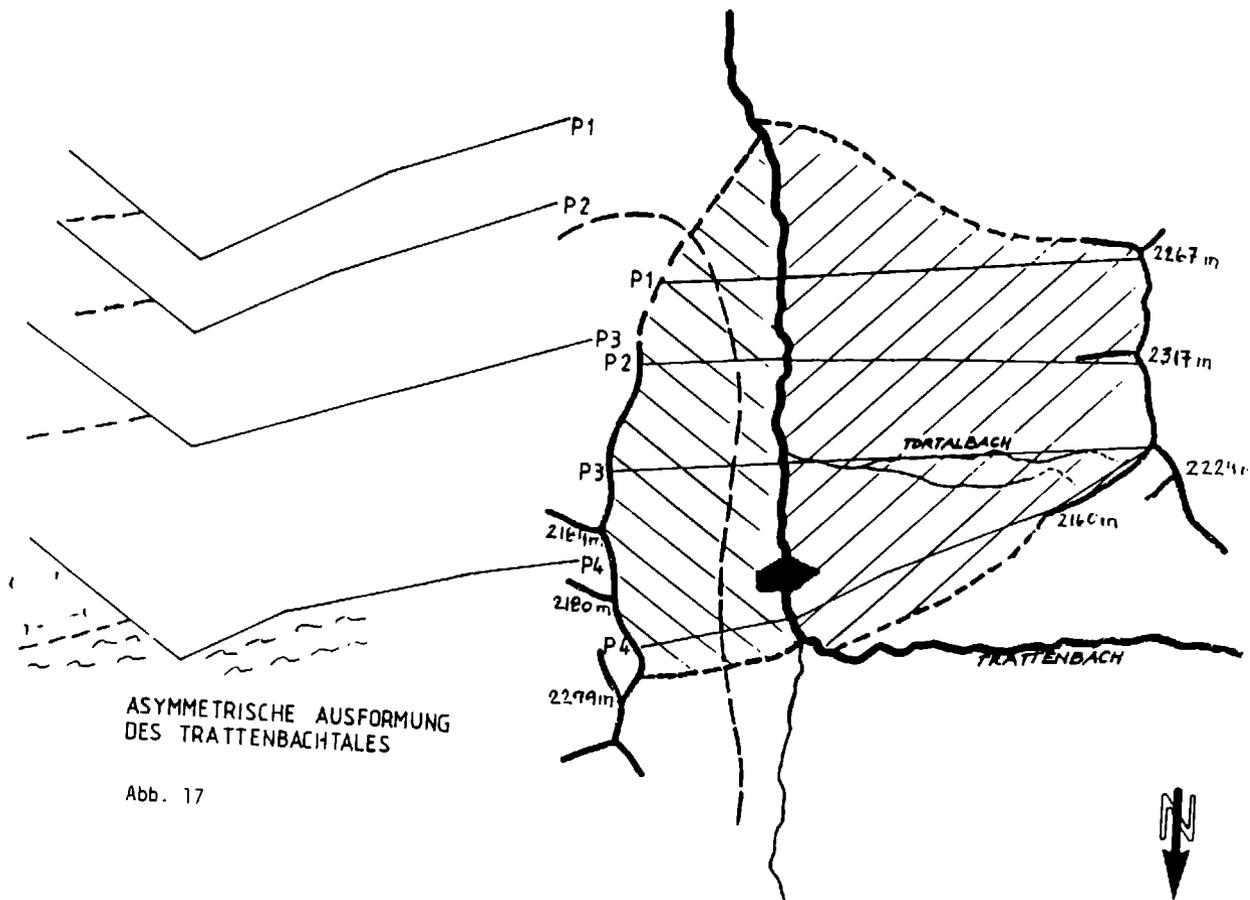
Um einen eigenen Eindruck dieser schier unüberschaubaren linken Talseite zu gewinnen, unternahm ich Ende Sep. 1991 abweichend von üblichen Gepflogenheiten allein eine Geländebegehung zum Kartieren und Meditieren. Diese Begehung brachte natürlich die Bestätigung der Momentaufnahme eines tiefgreifenden Kriechhanges, versucht man jedoch nach der räumlichen Erfassung der Phänomene diese auch in einen zeitlichen Ablauf zu ordnen, d.h. ein Szenario der Erosionsgeschichte des Tales zu rekonstruieren, das zum heutigen Zustand und womöglich darüber hinaus führt, ergeben sich recht gute Argumente für eine differenzierte Beurteilung.

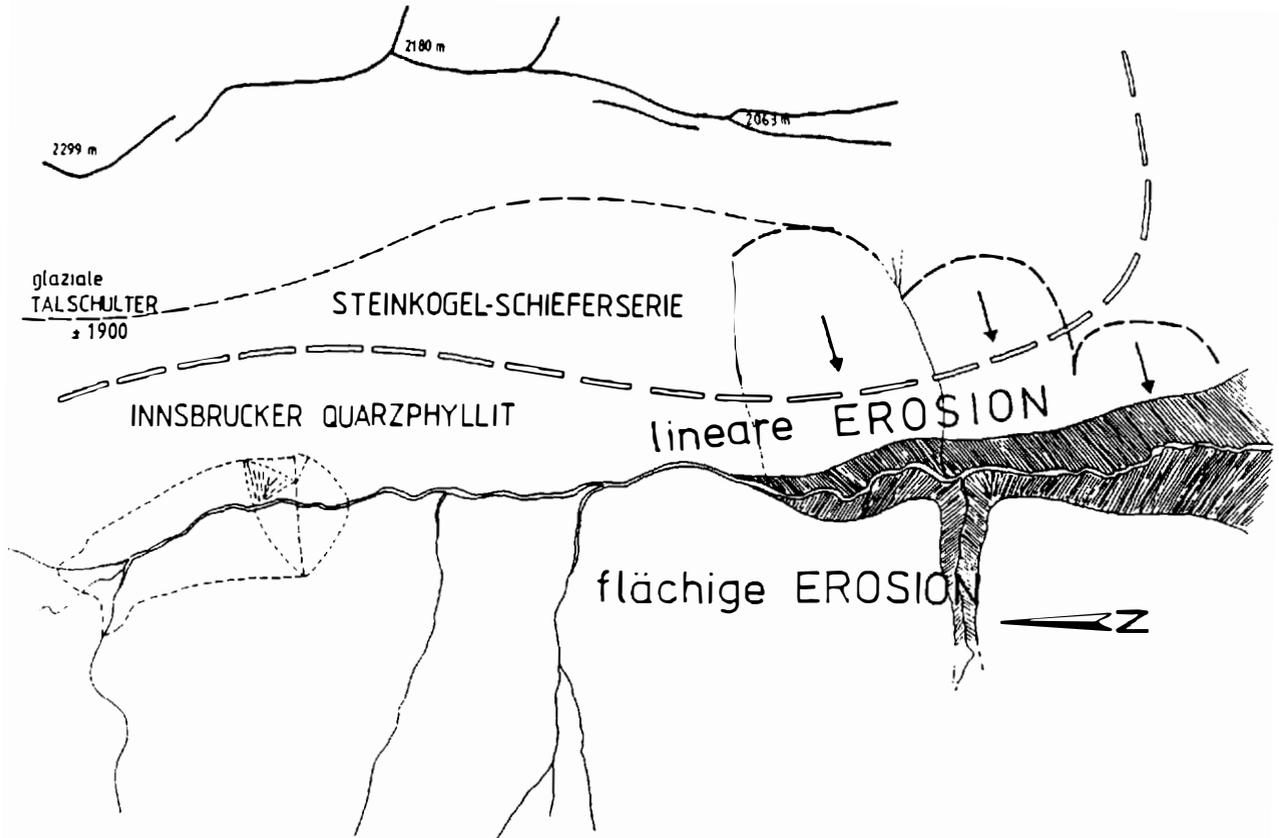
3.4. Asymmetrische Ausformung des Trattenbachtals (Abb. 17)

Alle Bearbeiter haben auf die glaziale Ausformung des Trattenbachtals hingewiesen. Einige Gründe deuten darauf hin, daß die Bearbeitung durch den Gletscher schon a priori eine asymmetrische Talform geschaffen und damit den heutigen Talquerschnitt vorgeformt hat. Die heutige durchschnittliche Neigung der linken Talseite vom Bach bis zur Kammregion beträgt 35°, die der rechten Seite 20°. Im Bereich zwischen Trattenbach und Mühlbach sind die flach E-fallenden Gesteinsserien des Innsbrucker Quarzphyllites von einer rundum isolierten Deckscholle, der sog. Steinkogel-Schieferserie überlagert. Diese Serie umfaßt Quarzite, Augengneise, Amphibolite und Biotitplagioklasgneise, die jedenfalls allesamt der erosiven Arbeit des Gletschers wesentlich mehr Widerstand entgegengesetzten als die feinschieferigen bis blättrigen Quarzphyllite. Während des Eishochstandes bildete sich dadurch hauptsächlich linksseitig ein steiles Trogprofil durch die stärkere Erosion der unterlagernden Quarzphyllite gegenüber den überlagernden Schiefergneisen. Die letztgenannten bilden auch in ± 1900 m Höhe die charakteristische Trogtalschulter aus.

3.5. Beginnende Erosion des Trattenbachtals (Abb. 18)

Mit dem raschen Abschmelzen der eiszeitlichen Vergletscherung setzte eine gewaltige Sedimentationsphase im Vorfeld der schwindenden Eisfelder ein. Vom Gletscher aufgearbeitetes Material wurde ausgeschwemmt, umgelagert und füllte das Trattenbachtal bis in große Höhen an - HARTKORN hat diese fluvioglazialen Sedimente bis 1850 m Höhe kartiert. Mit der fortschreitenden Eintiefung des Salzachtals griff die Erosion stärker auf die Seitentäler über und begann mit der tiefen Einkerbung der Trogfüllungen. Dies könnte auch taleinwärts fortschreitend die ersten linksufrigen Hangbewegungen initiiert haben. In diesem Stadium bereits zeichneten sich 2 verschiedene "Erosionsregimes" ab. Während die rechte Talseite flächig abgetragen wurde, gelang es dem Bach gerade noch, die durch Kriechen der Überlagerungsschwarte von links über die Talmitte geschobenen Hänge abzutransportieren. Mitentscheidend dafür dürfte die Tatsache sein, daß zum ersten das Niederschlageinzugsgebiet orographisch rechts ca. 1,5-mal größer ist,





BEGINNENDE EROSION - SCHEMATISCH

Abb. 18

und daß die linken, aufgelockerten Hänge wesentlich mehr Retentionsvermögen haben, was wiederum die Oberflächenerosion stark verlangsamt.

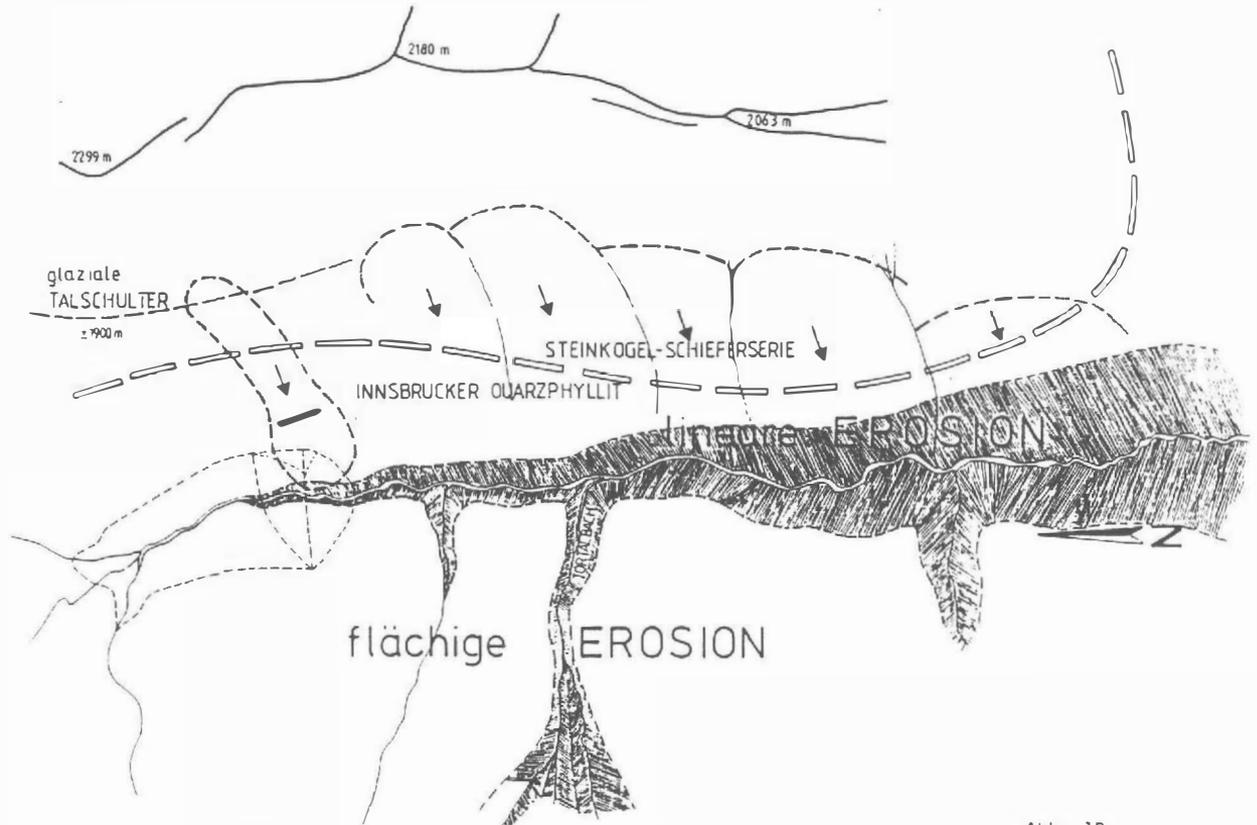
3.6. Maximale erosive Einkerbung Im Trattenbachtal (Abb. 19)

Dieses Vorherrschen verschiedener Abtragungsmechanismen könnte sich fortgesetzt haben bis die Einkerbung - z.T. natürlich auch schon im Felsuntergrund im Haupttal bis in den Bereich der projektierten Dammaufstandsfläche und im Tortalbach etwa bis über die Waldgrenze fortgeschritten war. Die sukzessive Aktivierung mächtiger fluvioglazialer Sedimentauflagen, vermutlich auf stark aufgelockerten Felsschwarten der sehr steilen Felsböschungen des Trogprofiles, setzte sich taleinwärts fort und löste im Bereich oberhalb der projektierten Sperrenstelle noch eine, gegen N klar begrenzte, schmale Massenbewegung aus. Der Bewegungssinn aller Kriechhänge weist augenscheinlich deutlich talauswärts; dieser Umstand ist besonders gut an dem zuletzt ausgelösten Sackungshang sichtbar und durch die Richtung der Bewegungsvektoren in den Neigungsmeßprofilen 17, 21 und 26 belegt. Dem verbreiterten Fußbereich schließt sich über der Verebnung auf 1660 m Höhe nach oben eine deutliche Rinne von ca 130 m Breite und über 400 m schräger Länge bis in 1900 m Höhe an. Ab diesem "Zeitpunkt" entschied das größere "Murstoßpotential" des Tortalbaches die weitere Entwicklung.

3.7. Heutiger Zustand - Erosionsregime Tortalbach (Abb. 20)

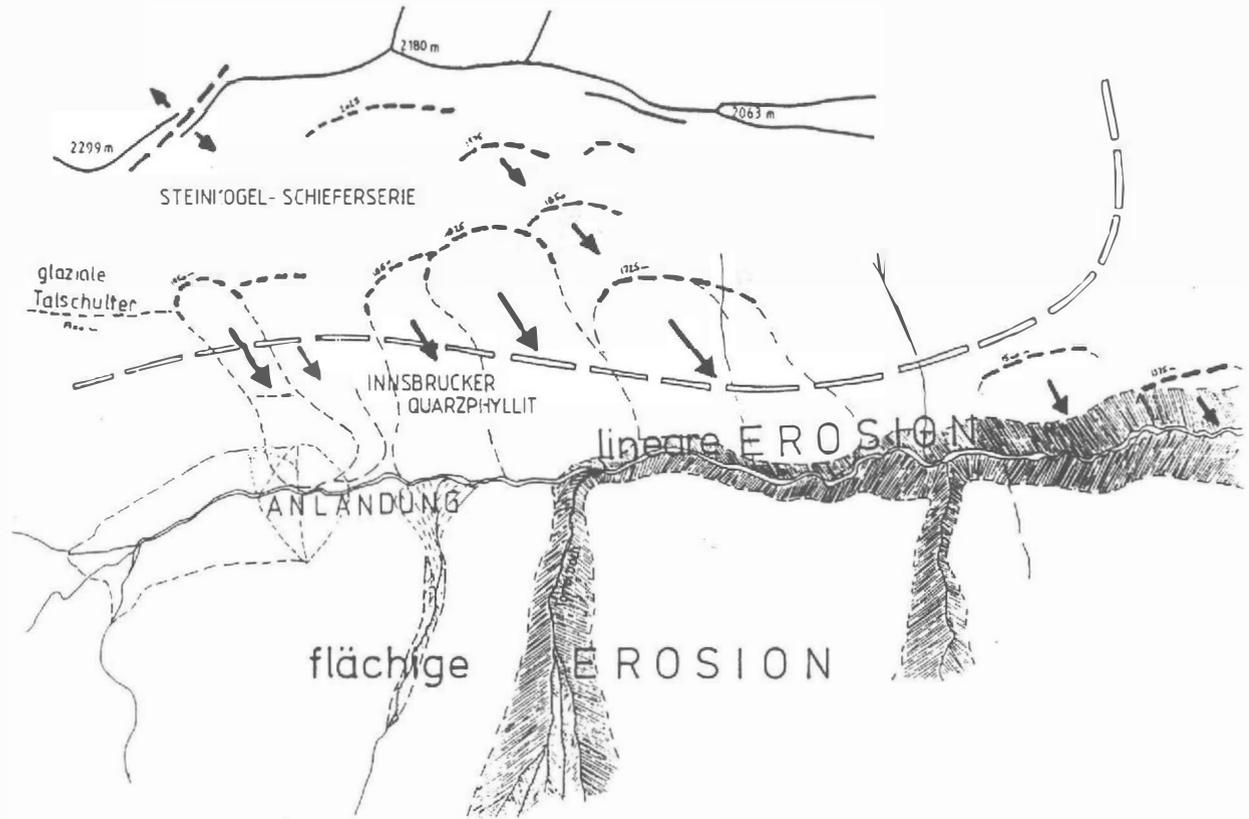
Bei künftigen Hochwasserereignissen waren die Geschiebelieferungen dieses Seitenbaches wesentlich größer als die des Hauptbaches und bildeten regelmäßig stauende Riegel, die bis heute die Ursache der Anlandung des oberen Trattenbachtals sind. Diese Talverfüllung ist in mehreren Bohrungen sondiert worden und erreicht vor dem Zusammenfluß der beiden Bäche über 40 m Mächtigkeit.

In der Skizze des heutigen Zustandes sind weit talauswärts zwei Geländeabtreppungen auf 1375 m bzw. 1500 m Höhe angedeutet. Mit etwas Phantasie können sie als Relikte der am frühesten ausgelösten Hangsackungen angesehen werden. Richtung taleinwärts liegen die für



WEITESTE EROSIVE EINKERBUNG IM TRATTENBACH - SCHEMATISCH

Abb. 19



HEUTIGER ZUSTAND - EROSIONSREGIME TORTALBACH, ANLÄNDUNGSBEREICH
OBERES TRATTFERNHÖHENTAL

Hangbewegungen typischen Verebnungsflächen in immer höheren "Stockwerken", lediglich die des nördlichsten in Bewegung befindlichen Hanges liegt tiefer, auf ± 1660 m. Der noch sichtbare Anrißbereich (= Herkunftsort), liegt auf 1900 m, auf der Höhe der glazialen Talschulter, die taleinwärts noch gut sichtbar ist.

3.8. Längenschnitt durch den Anlandungsbereich (Abb. 21)

Der Längenschnitt durch den Anlandungsbereich des Trattenbachtals von der Sperre bis zur Mündung des Tortalbaches bestätigt die erosive Einkerbung des Tales bis in den Bereich des Dammes und seine nachfolgend fortschreitende Verlandung durch die periodische Abriegelung des Unterlaufes mit Murstößen aus dem Tortalbach. Im Untergrund des heutigen Talboden wechseln einander Bachgeschiebe, torfige Lagen möglicherweise überstaute Bodenbildungen und feinkörnige Stausedimente ab.

3.9. Folgerungen, Bewertung der Hangstabilität

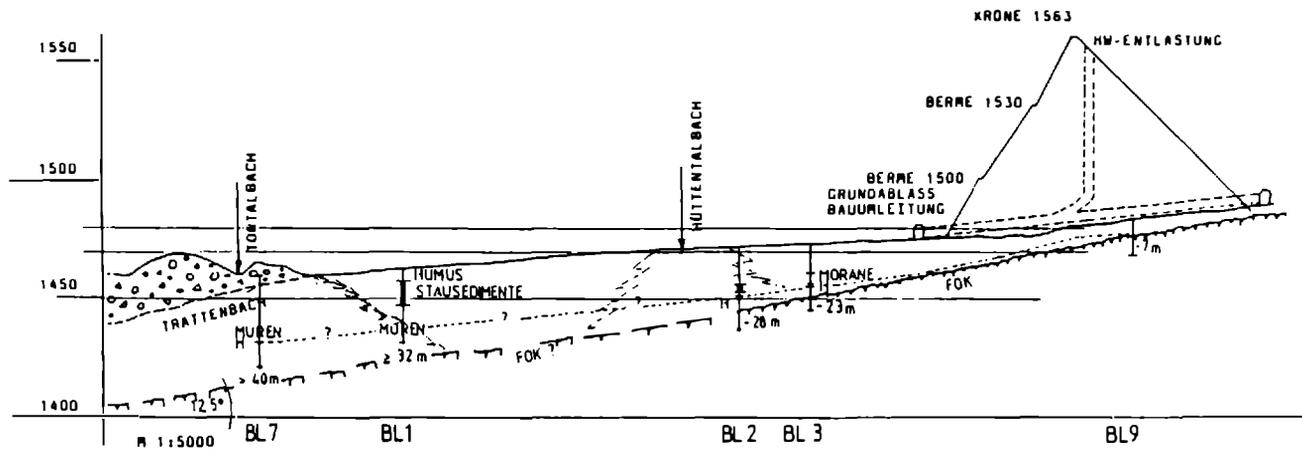
Die Bewegungsrichtung des Hangkriechens verläuft nicht normal auf den Bach sondern \pm normal auf die Höhengichtlinien der erosiven Einkerbung, also ca. 15° bis 20° talauswärts gerichtet. Daraus folgt, daß das für die Standsicherheitsbetrachtung erarbeitete Profil (Abb. 16) in Verlängerung der Dammachse den die Sperrstelle betreffenden Kriechhang verläßt und im "Nachbarhang" seine Fortsetzung hat, dessen Bewegungssinn aber bereits auf das luftseitige Vorland weist. Das für die Standsicherheitsbetrachtung maßgebliche Profil verläuft nicht in Verlängerung der Dammachse sondern auf der Linie Inklinometer 17, Inklinometer 26 und weiter in die fast "nackte" Erosionsrinne, die auch das Herkunftsgebiet des abgeglittenen, verbreiteten Fußteiles ist.

Nimmt man an, daß die heutige Morphologie nach der letzten Eiszeit entstanden ist, so kann man die schräge Länge der Bewegungsbahn (= Länge der Erosionsrinne) und die in den vergangenen 7 Jahren gemessene Bewegungsrate einander gegenüberstellen. Um in 2000-4000 Jahren, die man dafür ansetzen kann, diese ca. 440 m zurückzulegen, müßte die Bewegung 15-20 mal so schnell verlaufen sein. Dies deutet eher darauf hin, daß es sich bei dem Bewegungsvorgang um eine

Abb. 21

LÄNGENSCHNITT DURCH DEN ANLANDUNGSBEREICH
SPERRE TRATTENBACH MÜNDUNG TORTALBACH

M 1:2000



FOK IST BEI BL9 BL3 BL 2 DURCH BOHRUNGEN AUFGESCHLOSSEN.
TALABWÄRTS WURDE DIE MITTLERE NEIGUNG DES BACHES ALS FELSLINIE ANGENOMMEN $\alpha = 8^\circ = 12.5\%$

kurzzeitige und sehr rasche Sackung gehandelt hat. War ehemals die Einkerbung des Trattenbachtals Auslöser und Motor der Hangbewegungen, führt heute nach dem Wechsel des Erosionsverhaltens (Dominanz des Tortalbaches) - die Sedimentation im entstandenen und weiter entstehenden Anlandungsbereich auf Höhe 1470 m zum Abklingen der Bewegungsrate. Die Änderung scheint erst dann möglich, wenn das Murstoßpotential des Tortalbaches erschöpft ist und die Erosion des Haupttales wieder einsetzt. Nach einer gemeinsamen Begehung des Tortalbaches kamen Dr. BECHTOLD und der Berichtende übereinstimmend zur Ansicht, daß dieser Wechsel in menschlichen Zeiträumen undenkbar ist.

Zusammenfassend handelt es sich bei der linksseitigen Dammaufstandsfläche, meiner Meinung nach, um den Fußbereich eines zur Ruhe gekommenen Sackungshanges im Stadium von Restsetzungen. Diese Setzungen betragen zur Zeit ca. 1,5 cm/a.

3.10. Diskussionsergebnis: Neues Profil der linken Flanke (Abb. 22)

Als Ergebnis dieser sehr eingehenden und fruchtbaren Diskussion in der Vorbereitungszeit auf die Staubeckenkommissionssitzung hat Dr. BECHTOLD ein Profil gezeichnet und vorgestellt, das dem Vorschlag folgend - in der Linie Bohrloch 21, 17, 26 und weiter in die felsige Erosionsrinne verläuft.

Der positive Aspekt, daß die mögliche Hauptschubrichtung der linken Talseite nach der Stabilisierung durch die Dammauflast nicht direkt auf das Bauwerk zielt, sondern in Richtung Luftseite, soll nicht darüber hinwegtäuschen, daß es notwendig sein wird, dies auch mit einem umfangreichen Meß- und Beobachtungsprogramm nachzuweisen. Das betrifft die Errichtung der bereits erwähnten 2 Sondierstollen, die als Meß- und Drainagestrecken wirken sollen und die Errichtung zusätzlicher Inklinometer, besonders im talaufwärts gelegenen Fußteil des Hanges.

Wesentlich bei der positiven Beurteilung und Zustimmung zur ersten Baustufe des Projektes Wald/Trattenbach/Mühlbach war die Tatsache, daß es möglich war, ausschließlich mit dem geologischen Handwerkszeug diesen erdrückenden und unüberschaubaren Kriechhang

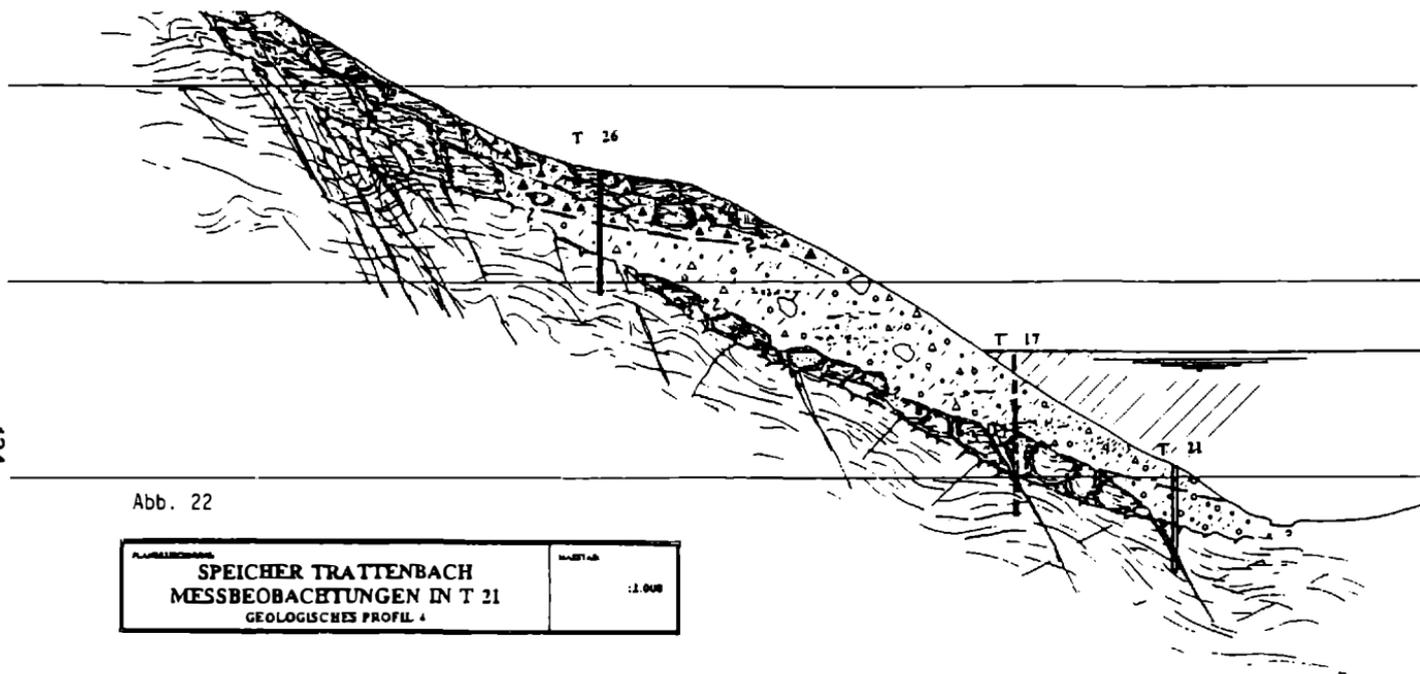


Abb. 22

PLÄNNEINBAU	MESSSTAB
SPEICHER TRATTENBACH	: 1:000
MESSBEOBACHTUNGEN IN T 21	
GEOLOGISCHES PROFIL 4	

LINKE FLANKE

PROFIL T 21-T17-T 26

zu untergliedern. Damit konnte auch der Rechenansatz, den Prof. SCHOBBER zur hangmechanischen Betrachtung der linken Talflanke getroffen hat (lediglich das unterste Drittel des Hanges zu berücksichtigen), aufgrund der geologischen Gegebenheiten in der Natur gerechtfertigt werden.

**Autor: Dr. Sven JACOBS
Ing. Büro Dr. W. Demmer
Höfengasse 6
2100 Korneuburg**

BAUGEOLOGISCHE EINDRÜCKE AUS DEM BAULOS WALD - KALWANG (A-9, Pyhrnautobahn)

Dr. F.J. Brosch

1. EINLEITUNG

Das Baulos erstreckt sich von Autobahnkilometer 136,7 bis km 143,5 und beseitigt mit der Umgehung von Wald a. Schoberpaß das letzte Nadelöhr im steirischen Anteil der Pyhrnautobahn (Abb.1). Dabei wurden von einer ARGE renommierter Firmen zwei doppelröhrige Tunnels in bergmännischer und tw. offener Bauweise, sowie die anschließenden Freilandstrecken mit tw. hohen Anschnittsböschungen errichtet. Vom Amt der Steiermärkischen Landesregierung, Bodenprüfstelle, waren die Vorerkundungen geleitet und die grundsätzlichen geotechnischen Verhältnisse des Bauvorhabens ausgearbeitet worden.

Das Projektsgebiet liegt geologisch zum überwiegenden Teil in einem nach N über das Liesingtal hinausgreifenden Lappen der Rannachserie (Mittelostalpin), welche unmittelbar nördlich tektonisch vom Karbon der Veitscher Decke (Nördliche Grauwackenzone, Oberostalpin) überlagert wird. Die permotriadische Rannachserie besteht hier i.w. aus schieferigen bis plattigen Quarziten und quarzitischen Phylliten, denen mildere Phyllite sowie Karbonatlagen zwischengeschaltet sind. Die Schieferung ist generell flach bis mittelsteil gegen NE, NNE einfallend orientiert; die tektonische Durcharbeitung der Serien reicht von weitspanniger Verbiegung mit regelmäßiger Küftung über engscharige transversale Zerschering, Hamischbildung, bis zur Bildung toniger Mylonite in bis zehnermeterbreiten Störungstreifen. Dem Grundgebirge aufgelagert finden sich verbreitet Reste fluvioglazialer Sedimente (gerundete Blockstreu, Leisten verkitteter Gehängebrekzien und Konglomerate, mächtige Sanderschüttungen), da das Gebiet unmittelbar südlich des Maximalstandes des würmzeitlichen Ennsgletschers liegt.

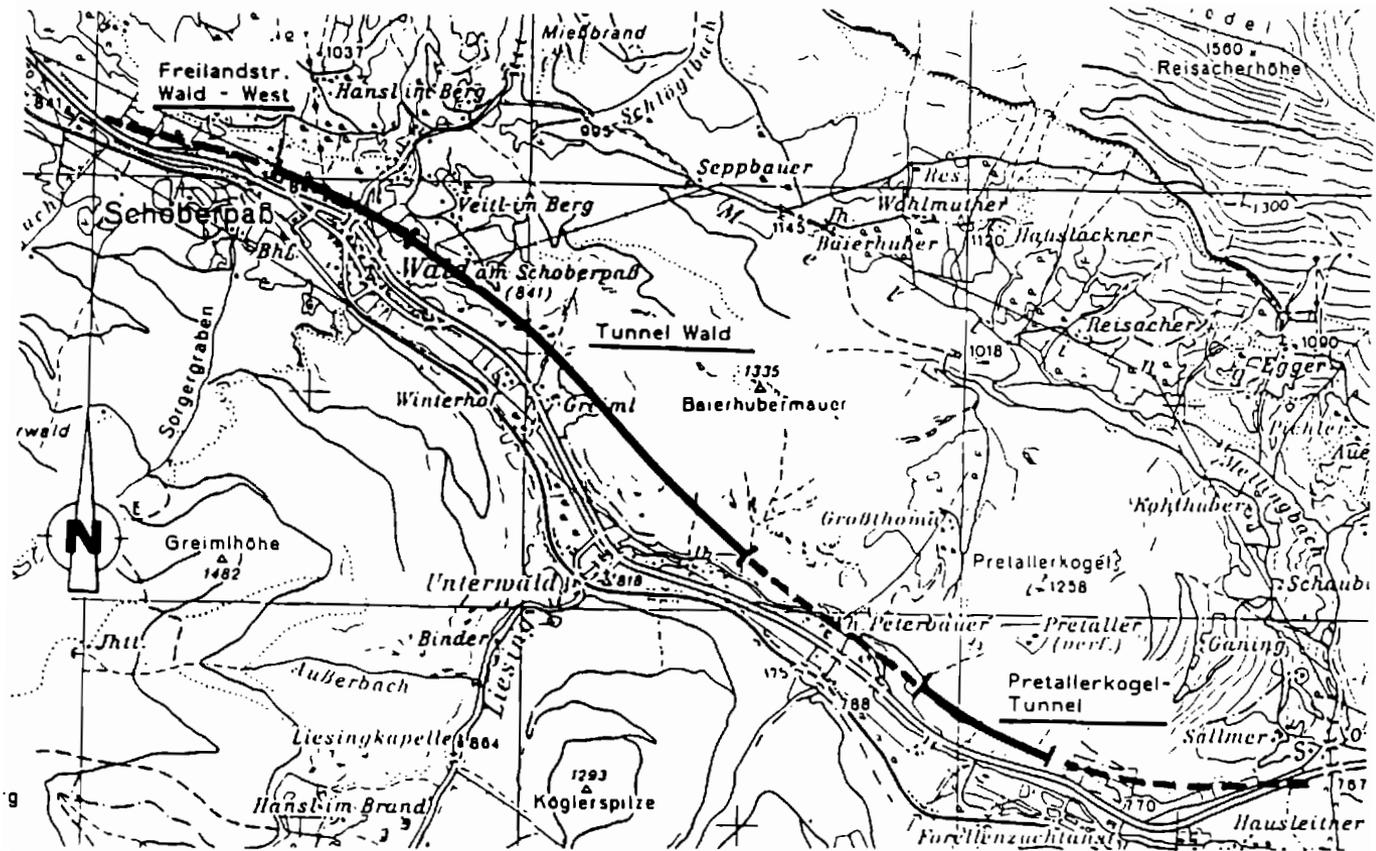


Abb. 1: Geographische Situation des Bauloses (Aus: ÖK 1:25000 V, Blatt 131, Kalwang).

Schwierigkeiten hat Herr Prok. Ing. Schwab bereits in Salzburg (Geomechanikkolloquium 1991) ausführlich berichtet, sodaß ich mich auf die streiflichtartige Vorstellung einiger baugeologisch interessanter Phänomene vom Tunnelvortrieb und von den Böschungsanschnitten beschränken kann.

Vorangestellt sei, daß die präsentierten Analysen und Ergebnisse zum überwiegenden Teil von den Herren Prof. Dr. Riedmüller, D.I. Chavelas, Mag. Harer, Dr. Klima, E. Kreuzer, R. Plank und Dr. Pölsler stammen, welche abwechselnd und tw. auch gleichzeitig den vielfältigen Fragestellungen im Bereich der Baustelle nachgingen. Dieser ungewöhnlich hohe Personaleinsatz rührt daher, daß neben der kontinuierlichen geologischen Tunneldokumentation eine baugeologische Beratung zu Außenarbeiten durchgeführt wurde, und auch zwei Diplomarbeiten sowie eine Dissertation mit dem Projekt verbunden waren.

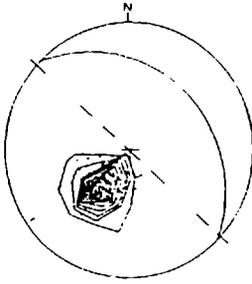
Das gute persönliche Einvernehmen mit den Herren der Bauaufsicht und der Bauleitung (ARGE) war dem erfolgreichen Ablauf der Agenden besonders förderlich.

2. ZUM THEMA

2.1. Die Tunnels

Die eng benachbarten Tunnels Wald (bergmännische Länge ca. 2000 m) und Pretallerkogel (ca. 400 m) sind beide in tw. extremer Lehnenlage geführt und hatten im wesentlichen das gleiche Gebirge (Gesteine und Trennflächengefüge) zu durchörtern. Auch die Achsrichtungen (in beiden Fällen ungünstig zur Gefügeorientierung, vgl. Abb. 2) differieren nicht allzusehr. Allgemein bestätigte sich in beiden Tunnels - wenn auch nur mit statistischer Gültigkeit - daß mit stärker phyllitischem Charakter des Gebirges (besonders im oberen Brustdrittel) das Gebirgsverhalten deutlich schlechter wurde. Dennoch ergaben sich beim Vortrieb erhebliche Unterschiede im Ausbruchverhalten, was großteils wohl auf

Schieferung



Klüftung



Störungen

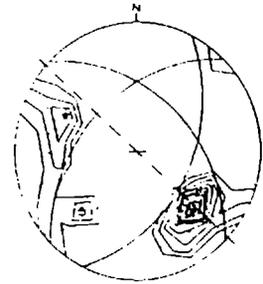
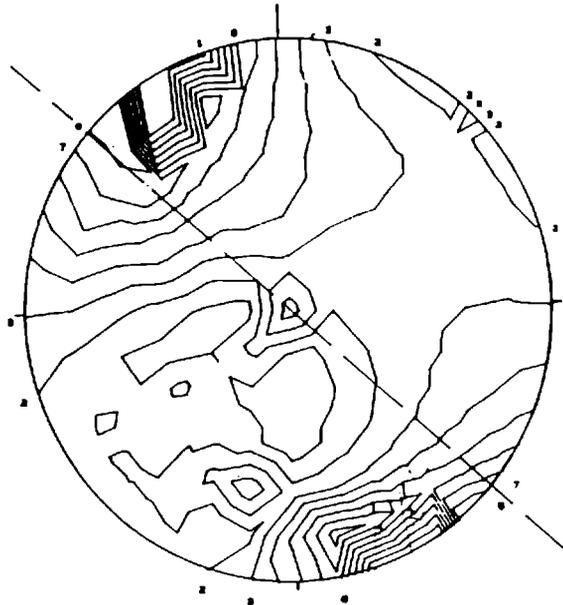


Abb. 2: Typisches Trennflächengefüge des Gebirges (oben). Darunter gefügeabhängige, konturierte Verteilung der Gleitkräfte, hervorgerufen durch schwerkraftbedingtes Ausgleiten von Klüftkörpern. Die gegebene Achsrichtung liegt nahe den theoretischen Maximalwerten (willkürliche Einheiten).



die entgegengesetzten Vortriebsrichtungen zurückzuführen ist. Dies zeigt exemplarisch, welchen Unwägbarkeiten eine im Planungsstadium durchgeführte Gebirgsklassifizierung und Vortriebsprognose gegenüberstehen kann.

Beim Pretallerkogeltunnel, der gegen SE vorgetrieben wurde, fiel die Schieferung meist leicht gegen den Vortrieb ein, was die weitere Auflockerung des durch die hangnahe Tunnellage großteils wenig verspannten ("lauten") Gebirges, bes. in der Kalotte, begünstigte und verbreitet zu plattigem Nachfall führte. Besonders nachteilig wirkte sich jedoch der Einfluß steil aus der Brust fallender Großklüfte und Harnische aus, welche das Ausgleiten von Keilen und Felspaketen aus Brust und Firste förderten (Abb. 3). Obwohl manche der größeren Störfächen aus dem vorseilenden Vortrieb der Nordröhre für die Südröhre prognostiziert werden konnten, war das Gebirgsverhalten aufgrund der unregelmäßigen Abstände und Absätzigkeit von Harnisch- und Großklüffflächen von Abschlag zu Abschlag rasch wechselnd und kaum vorauszusagen. Als Konsequenz mußten kurze Abschlagslängen gewählt und örtlich die Ortsbrust geankert werden.

Bei den Röhren des Tunnels Wald, welche gegen NW vorgetrieben wurden, fiel die Schieferung flach in die Vortriebsrichtung ein und es traten die oben geschilderten Phänomene nur untergeordnet auf. Allerdings ergaben sich hier durch ungünstige Trennflächenverschnitte häufig Überprofile, sowie Nachbrüche unterschiedlichen Ausmaßes (Abb. 4). Besonders hervorzuheben sind die Schwierigkeiten bei der Unterquerung des sog. Greimlgrabens, wo bei einer Überlagerung von knapp 25 Metern stark gestörtes, entfestigtes Gebirge mit erheblichem Wasserzudrang bewältigt werden mußte. Ein Kernpunkt der täglichen geologischen Arbeit bestand besonders hier in der Erfassung der tektonischen Hauptstrukturen, ihrer Auswirkung auf den Ausbruch und in der Prognose des Gebirgsverhaltens für die jeweils nachteilende Röhre.

Die Stabilität der Ortsbrust konnte bereichsweise nur durch Belassen eines Stützkernes in Verbindung mit langer Brustankerung erreicht werden. Die gemessenen, vergleichsweise geringen Verformungen des

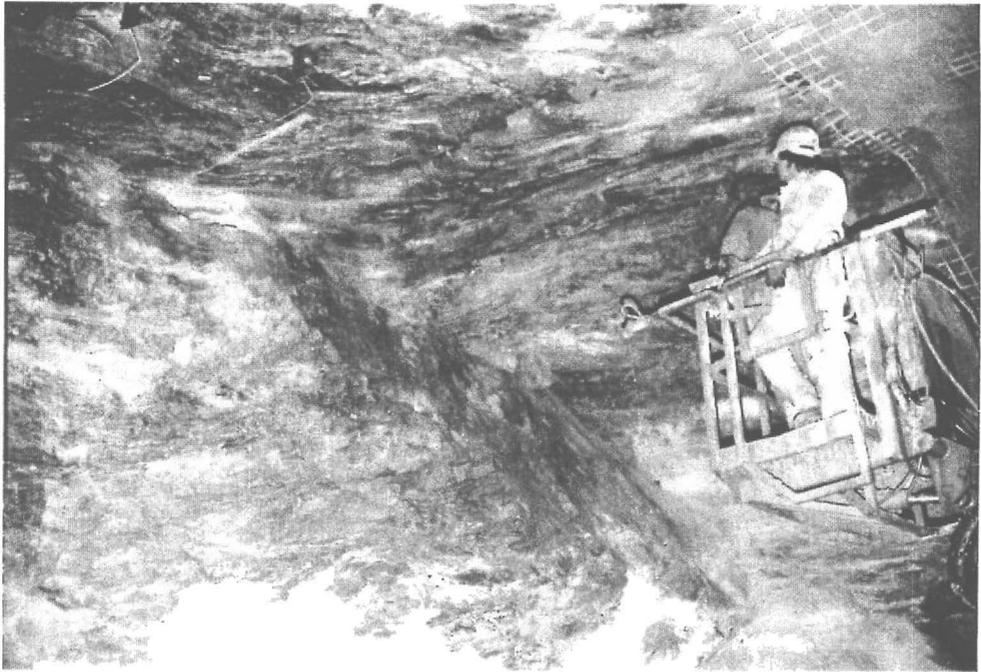


Abb. 3: Pretallerkogeltunnel: In Platten nachbrechende Firste und Überprofile durch an Harnischen ausgleitende Felskeile.

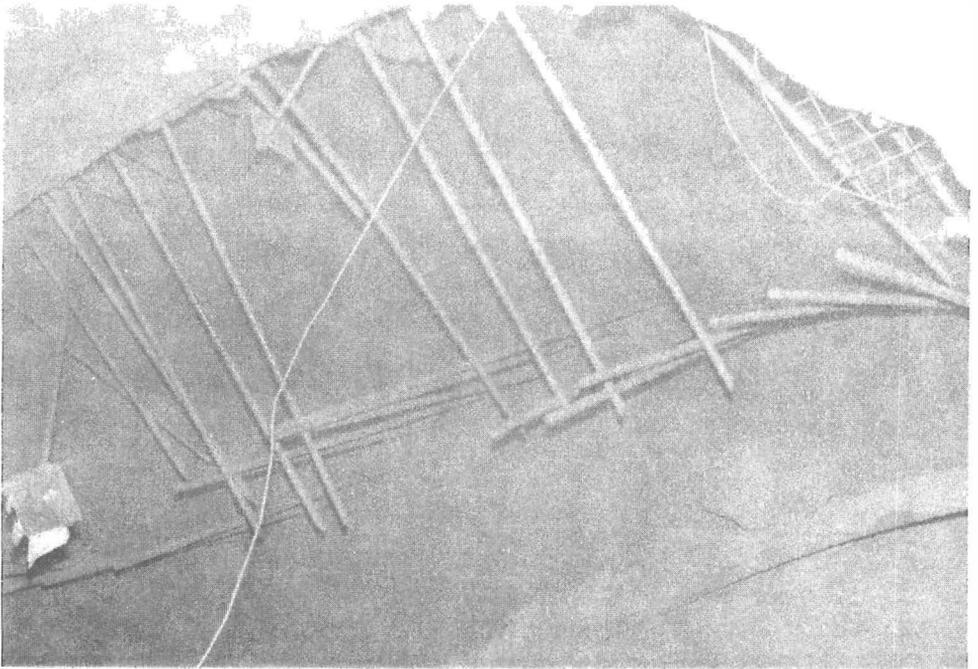


Abb. 4: Tunnel Wald, Querung der Greimlgraben - Störungszone: Großer Nachbruch aus der mit Bohrspießen gesicherten Firste.

Hohlraumes in dem entfestigten Gebirge lassen vermuten, daß ein Optimum des Verhältnisses zwischen Abschlagslänge sowie Art und Ort von Sicherungs- und Stützmitteln gefunden worden war.

Von geologischem wie von bautechnischem Interesse ist, daß im Tunnel Wald zusammen mit quarzitischem Schieferen und Karbonatlagen (hauptsächlich Dolomitmarmore) auch Streifen und Knollen von blaßvioletter Anhydrit (mit sekundärem Gips auf Trennflächen) angetroffen wurden.

Ein Schritt in Richtung Objektivierung der Gebirgs- und Ausbruchsverhältnisse wurde durch die Anwendung der Block-Theory (GOODMAN & SHI, 1985) auf die Beurteilung "geologisch bedingter" Überprofile gesetzt. Bei genügender Erfahrung und Vorsicht in der Interpretation der entsprechenden graphischen Outputs kann aus dem lokalen Trennflächengefüge schnell die Geometrie der möglichen trennflächenbedingten Überprofile ermittelt und den tatsächlichen Aufmaßen gegenübergestellt werden. Es ist hervorzuheben, daß die überwältigende Mehrzahl der überprüften Profilaufnahmen mit den gefügebedingt möglichen Formen übereinstimmen (Abb. 5).

2.2 Massenbewegungen an Portaleinschnitten

2.2.1 Tunnel Wald, E - Portal

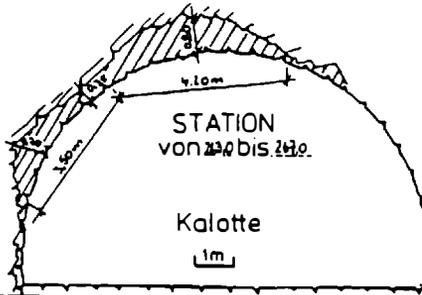
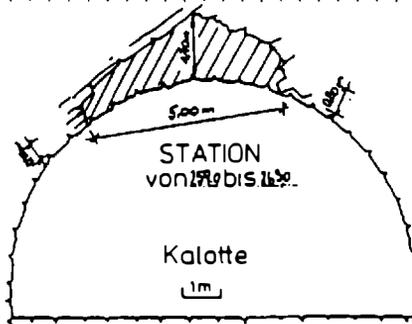
Bei der Herstellung des E Portal Voreinschnittes (Juni 1990) im mächtigen Lockergesteinskegel vor den aufragenden Felsflanken kam es zu dramatischen Verschiebungen der Meßpunkte an der Böschungskrone (>10 cm/Tag). Eine sofort durchgeführte Kartierung der Umgebung und die Bearbeitung von Baggerröschen ergaben, daß die Schuttakkumulationen (tw. Murenschutt) in den steilen Felsrinnen alte Kriechbereiche mit Vermässungen am Kopf, sowie frische Anrisse aufwiesen. Da beim damaligen Abtragsstand die Felslinie nicht erreicht war, wurde diese mit schnell durchführbaren vertikalen, geneigten und horizontalen Hammerbohrungen abgetastet. Es zeigte sich, daß die Felsoberkante unterhalb des Abtragsniveaus sehr steil abfällt und der

Amt der Steiermärkischen Landesregierung
 im Auftrag der
 Pyhrn Autobahn Aktiengesellschaft
 Bauleiter Wald-Kelwang

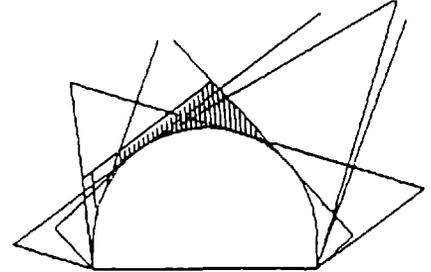
FELD-AUFNAHMEBLATT NR.

Datum: 25.07.90

Restliche Tunnelstrecke - Geotechnisch beurteilte U/G-Bauwerke



AXES OF TUNNEL - BEARING AND RISE ANGLE: 300 0
 MAX. SLIDING FORCE: +135.94 13
 TOTAL SLIDING FORCE: +360.61



AXES OF TUNNEL - BEARING AND RISE ANGLE: 300 0
 MAX. SLIDING FORCE: +135.94 13
 TOTAL SLIDING FORCE: +360.61

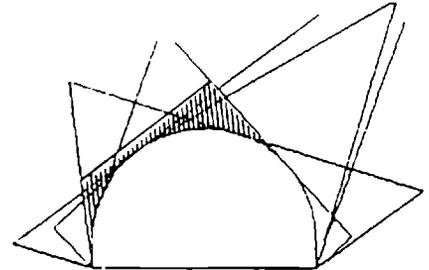


Abb. 5: Beispiel für aufgemessene Überprofile und ihre Identifizierung nach der Gefügesituation

instabile, verlehnte Schutt über 15m vertikale Mächtigkeit erreicht und in seinen unteren Teilen durchnäßt ist.

Diese Erkenntnisse sowie statische und bautechnische Überlegungen machten eine Abräumung der instabil gewordenen Lockermassen sowie eine Zurückverlegung der projektierten bergmännischen Portale notwendig (Abb.6). Mittlerweile sind die freigelegten Felsteile angewittert, die humuslos begrüneten torkretierten Flächen überwachsen, sodaß der Portalbereich ein naturnahes Aussehen zurückgewonnen hat.

2.2.2 Pretallerkogeltunnel, E - Portal

Unmittelbar nach dem Durchschlag der Nordröhre ereignete sich im Gefolge heftiger Niederschläge ein plötzliches, murenartiges Abgleiten von Lockermaterial aus einer kleinen schutterfüllten Rinne direkt vor dem Ostportal, wobei dieses völlig verlegt wurde. Dabei konnte (an dieser Stelle) erstmals dokumentiert werden, daß in den obersten steilen Hangteilen oberflächlich ab rinnendes Wasser weiter unten entlang der Kontaktzone Fels/ Lockermaterial konzentriert abläuft und die Grenzschicht destabilisiert. Gefördert wurde dieses Verhalten durch eine dünne Schwarte gemischtkörniger, locker gelagerter Sedimente (Wildbachschutt, tw. auch fluvioglazialer Herkunft), welche dem Fels direkt aufliegen. Am Hangfuß, bis in das anschließende flache Wiesengelände sprangen zahlreiche Quellen (mit Schüttungen bis >2l/sec) und Sickerhorizonte an.

Dieses Ereignis und das daraus resultierende Ersuchen um baugelogeische Beratung waren Anlaß, die weiteren projektierten Anschnitte ingenieurgeologische zu kartieren. Es zeigte sich, daß bereits die nächste, östlich anschließende Steilrinne mit mächtiger Schutfüllung aktive Kriechbewegungen aufwies und randlich einzelne scheinbar anstehende Felsköpfe verkippt waren. Der Felspfeiler am Ostrand der Rinne wird überdies durch einen steilen Großhamisch unterschritten, an welchem die luftseitige Scholle (tektonisch?) dm - weit abgesetzt ist. Somit war klar, daß ein ungesicherter Abtrag der temporären Böschung (Portaltrakt in offener Bauweise) nicht in Frage kam; es wurde eine geankerte bewehrte Spritzbetonschale ausgeführt. Bei den Ankerbohrungen schien sich zu



Abb. 6: Tunnel Wald, Voreinschnitt Ostportale: Abräumen der mächtigen, nachdrängenden Schuttansammlungen einer Felsrinne; darunter sichtbare temporäre Böschungssicherung ist bereits unstabil.

bestätigen, daß die morphologische Rinne durch eine Störung vorgezeichnet ist, sprang doch die Felsslinie auf wenigen Metern horizontaler Distanz mehr als 12 m zurück.

Nach einer niederschlagsreichen Periode im November 1990 gerieten die Schuttmassen dieser Rinnenfüllung in Bewegung, die Torkretschale versagte an mehreren Stellen und die Anker stanzten sich durch oder wurden ausgezogen (Abb. 7). Geologische Untersuchungen ergaben wiederum, daß nur ein schmaler schluffig-sandiger Saum des weitgehend trockenen Materials oberhalb der Felsslinie aufgeweicht und die natürliche Rauigkeit der Felsoberfläche verschmiert war. Durch die Rutschung freigelegte Felsbereiche wie auch zur Erkundung der Felsslinie durchgeführte Bohrungen zeigten, daß die Rinnenflanken Neigungen von bis zu mehr als 70° aufwiesen, sodaß beim Abtrag der Rutschmassen auch die Stabilität der Felswände zu untersuchen und zu gewährleisten war. Das Gefüge des Anstehenden war durch Scharungen lettiger Riesenklüfte (mit Verschnitt in der Rinnenrinne), flach bergwärts einfallende Hauptschieferung, sowie durch eine örtlich dominierende, flach hangauswärtsfallende sekundäre Schieferungsschar und dazu parallelen Harnischen gekennzeichnet (Abb. 8). Die baugelologischen Untersuchungen konzentrierten sich auf Analysen der möglichen Versagensmodi und statischen Bedingungen mithilfe bekannter graphischer Methoden und der Block-Theorie (Abb. 9). Anhand der Ergebnisse, nämlich besondere Gefährdung durch Blockgleiten entlang der sekundären Schieferung (daneben Keilgleiten in sehr steilen Felsabschnitten und Kippversagen in besonders steilen Flanken mit einem Kluftabstand von weniger als 0.7 m), wurden die freigelegten Felsbereiche kontinuierlich gefügemäßig überwacht. Bei Vorliegen kritischer Bedingungen wurde ein bewehrter, geankerter Torkretgurt in die Rinne eingezogen, auch um eine Gewölbewirkung zwischen den stabilen Felstürmen zu erzielen.

Eine weitere kleine Sackung oberhalb des Portales der Südröhre wurde durch die Kartierung rechtzeitig erkannt und mittels einer von der Tunnelleitung aus geankerten Torkretknagge unterfangen.



Abb. 7: Pretallerkogeltunnel, Bereich Ostportale; Geborstene und vorgeschobene Böschungssicherung nach dem Einsetzen von Massenbewegungen in der Lockermaterialfüllung steiler Felsrinnen.

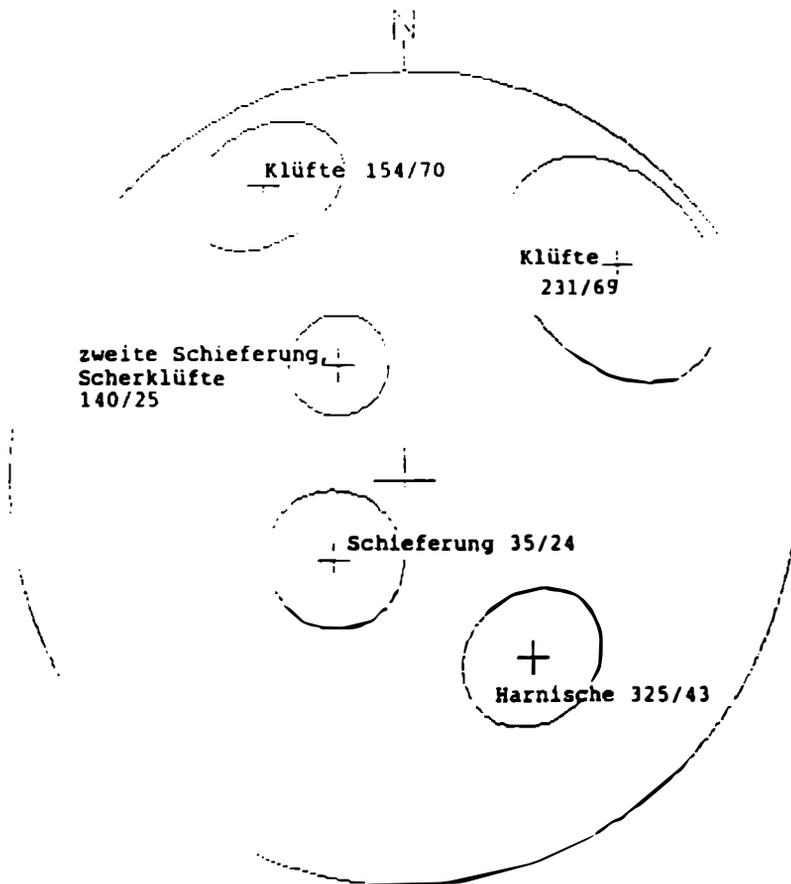


Abb. 8: Pretallerkogeltunnel, Bereich Ostportale: Polpunktstatistik im Diagramm der Trennflächen, dargestellt sind mittlere Orientierung und Sphärischer Öffnungsgrad (Kleinkreise) als Streumaß für die Datencluster.

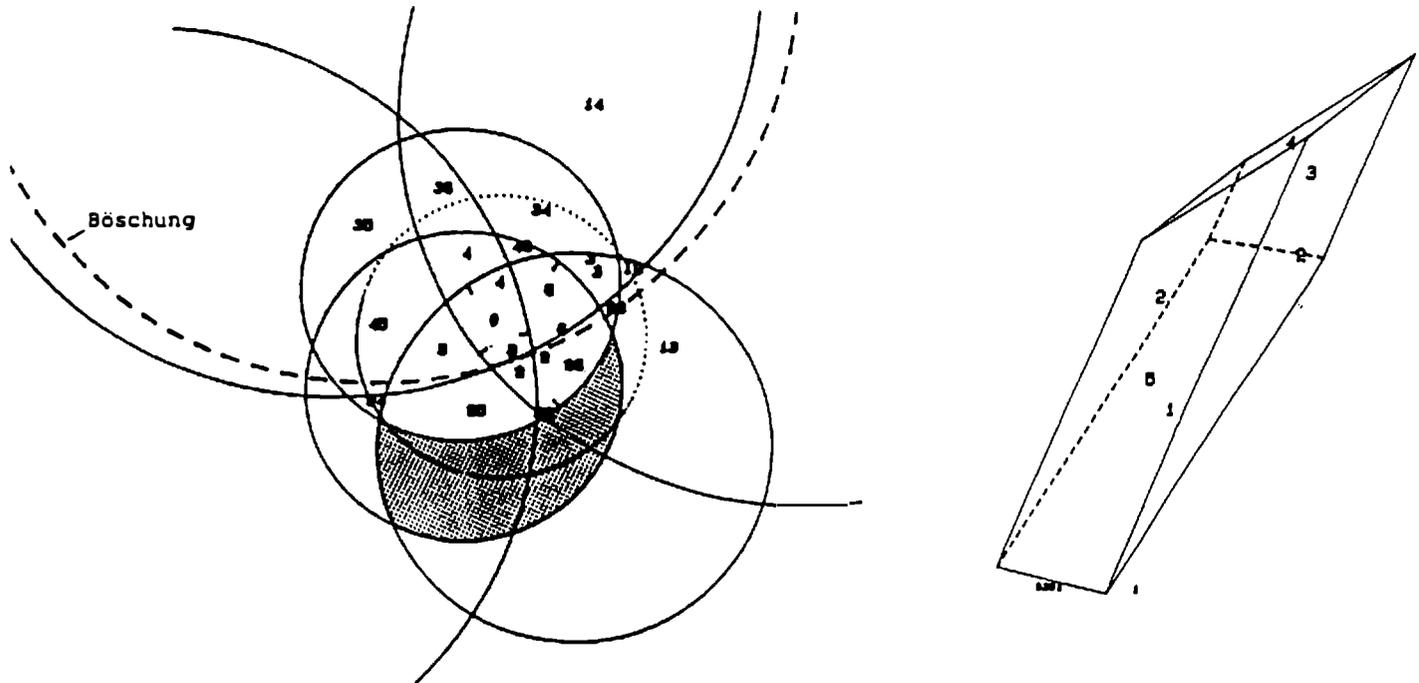


Abb. 9: Pretallerkogeltunnel, Bereich Ostportale: Graphische Analyse der kinematisch freien Kluffkörper (schattiert) und ihres Versagensmodus unter Eigengewicht (links). Idealisierter Kluffkörper, der auf seiner Basis (sf2) aus der Böschung gleiten kann, wenn die statischen Bedingungen erfüllt sind.

2.3. Die Rutschung Wald - West

Im Bereich der Freilandstrecke West (am Westende des Bauloses und darüber hinaus) mußte am Fuße eines breit vorgewölbten Wiesenhanges auf große Länge eine Böschung 2:3 mit vertikalen Höhen bis ca. 30 m hergestellt werden. Der Anschnitt war zu einem Großteil bereits bis nahe UP abgetragen und durch einzelne Steinrippen sowie eine flächenhafte Steinschichtung vorläufig gesichert, da stellten sich an der Böschungsoberfläche spektakuläre Verformungen ein. Rasch durchgeführte Vorschüttungen sorgten vorerst für eine Beruhigung der Bewegungen.

Nach der Bildung neuer Anrisse an der Böschungskrone und Überschiebungen am Fuß auf eine Länge von ca. 200 m im Juni 1991 wurde mit den baugelologischen Untersuchungen begonnen (Abb. 10). Gleichzeitig übernahmen die Herren Prof.D.I. Fuchsberger, M.Sc., und D.I. Laneve die geotechnische Bearbeitung.

Im Bereich der Massenbewegung stehen ausschließlich gering und veränderlich feste, großteils mylonitisierte und verquetschte Graphitphyllite (Graphitkarbon, Veitscher Decke) an. Blockiger bis kiesiger Kalkmarmor (Triebensteinkalkmarmor) bedeckt flächenhaft oder auch in rinnenartig eingesenkten Ansammlungen den Graphitphyllit. Die Basis der Schuttschürzen sowie blättrig-grusige Bereiche im Phyllit sind in wechselndem Maße wasserführend. Am Böschungsfuß kam es daher zu breiigem Ausfließen von Mylonit. Die höchsten feststellbaren Anrisse reichten bis an die Böschungsschulter in 870 bis 875 m Seehöhe, die Gleitflächen strichen am Böschungsfuß aus. Die Hauptbewegungen dürften nach vorgegebenen Trennflächen, und zwar den mit ca. 5° - 15° talwärts fallenden mylonitischen Schieferungsflächen erfolgt sein; die Ablösung der Gleitkörper geschah nach stellen Harnischen. Nach dem geologischen Geländebefund (morphologische Merkmale) waren jedoch auch tieferliegende, unter dem Planum verlaufende Gleitflächen anzunehmen. Drei gekernte Aufschlußbohrungen sollten weiteren Einblick in die Gebirgsverhältnisse ermöglichen (Abb. 11).

Ein bis ca. 15 m mächtiger Steinkeil mit eingesenktem Reibungsfuß war nach Abtrag der instabilen seichten Rutschmassen abschnittsweise



Abb. 10: Rutschung Wald - West, Blick gegen Nord: Anrisse bis zur Böschungsoberkante; Durchnässung, Vorwölbungen und Überschiebungen am Fuß der flächigen Steinschlichtung (Juli 1991).

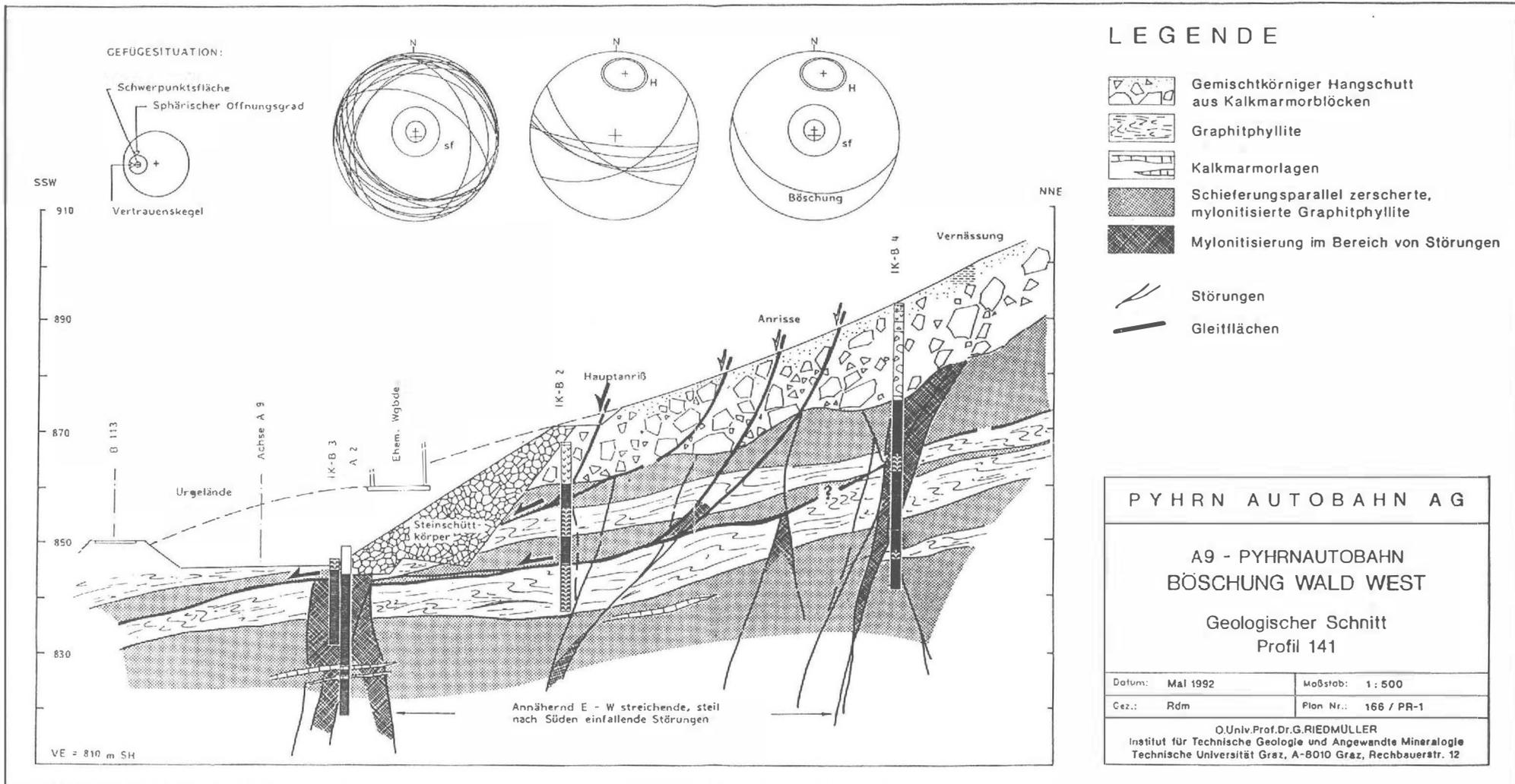


Abb. 11: Rutschung Wald - West: Gefüge, Bohrungen, Bauzustand und geologisches Modell im Trassenprofil 141 (Mai 1992).

eingebracht worden und stellte zusammen mit Drainagen die erste Sanierungsmaßnahme dar. Inklinometer und geodätische Überwachung sollten den Erfolg der Maßnahmen überprüfen.

Anfang März 1992 waren die Anrisse im Gelände bis auf ca. 890 m SH zu verfolgen, der Steinkeil im Böschungsfußbereich verformte sich zusehends und die Inklinometer ließen erhebliche Bewegungen entlang tiefliegender (max. 22 m), unter dem Planum verlaufender Gleitflächen erkennen. Somit war das aus der Kartierung erstellte geologische Modell, das von der Existenz einer alten (früh- postglazialen?), jetzt lediglich reaktivierten Massenbewegung mit einer Basis im Bereich des "Walder Moores" und Ausbiß der Gleitflächen auf etwa 930 m SH ausging, bestätigt.

Die sofortige Blockierung der tiefen Gleitflächen durch eine geringfügige Anschüttung am Böschungsfuß (nach dem Setzen von gebohrten Tiefendrainagen) zeigte, daß sich das System nahe dem Grenzgleichgewicht befindet, allerdings wurden in der Folge weitere, etwa 10 m über UP gelegene Gleitflächen aktiv.

In jüngster Zeit scheinen die Verformungen wieder einzuhalten, doch ist eine dauerhafte Stabilisierung ohne zusätzliche Maßnahmen zweifelhaft.

Geologische Grundlagen und Geschichte der Rutschung Wald - West und ihrer Sanierung, welche jetzt in ein quantitativ wie qualitativ neues Stadium tritt, wäre jedoch Thema eines weiteren Vortrages unter Einbeziehung verschiedener Blickwinkel.

3. SCHLUSS

Die geotechnisch-baugeologischen Eindrücke und Erfahrungen aus dem Baulos Wald - Kalwang ließen sich hier nur ansatzweise wiedergeben. Zu den Wesentlichsten zählt wiederum die (keineswegs neue) Erkenntnis, daß sich durch sorgfältige ingenieurgeologische Kartierung, welche sich nicht nur auf den unmittelbaren Trassenbereich beschränken darf, wichtige Informationen schon im Planungsstadium gewinnen lassen; die

Kosten der Geländebearbeitung liegen mit Sicherheit unter jenen für eine einzige Kernbohrung üblicher Tiefe.

Künftige Voraussetzung erfolgreicher und nutzbringender baugelogischer Arbeit wird aber auch die Entwicklung und/oder der Einsatz neuer Methoden der Aufnahme und Auswertung von Daten sein, wie es in der nachfolgenden Darstellung nur schlagwortartig und tunnelbezogen umrissen ist. Da dies vorwiegend eine Aufgabe der Hohen Schulen in Forschung und Lehre sein dürfte, muß deren Einbindung in die vielfältigen Erfordernisse und Probleme der Praxis gewährleistet sein.

Vorläufige Zielvorstellungen betreffen:

**Geologisch-geotechnische Gebirgsansprache (a priori
Wahrscheinlichkeit..., reliability...,
Gebirgstypisierung mit expert systems...,
Parametererhebung mit fuzzy reasoning...,
Variabilitätsmaße..., Voraussage von Mehrausbruch/
Überprofil..., Prognostizierbarkeit vom Gelände...,
Homogenbereichs-Diskriminanzanalysen...,
Test- und Versuchswesen: Zielvorgabe...,
optimaler Querschnitt und Achsrichtung...,
Vortriebsart/ -richtung...)**

**Aufwertung der Dokumentation (neue optische, opto-
elektronische Aufnahmeverfahren..., EDV gestützte
Darstellung..., gefügeabhängige Grenzbelastungs-
analyse..., a posteriori Statistik und Prognose...,
mode- Analyse potentieller/akuter Versagens-
bereiche..., Verformungsinterpretation...,
Langzeitverhalten...)**

Erwarteter Nutzen:

**Finanziell/materiell für AG und AN (Optimierung des
Aufwandes..., Klassifizierungsgrundlagen...,
Erkundungs- und Entscheidungsstrategien...,
Risikoverteilung..., Kalkulation...)**

**International hohes Niveau (objektivierte geologische
Grundlagen..., Parameterstudien..., Auslands-
aufträge..., Vergleichbarkeit...)**

Wissenserweiterung und Verfügbarkeit (Ausbildung...,

numerische Methoden..., Ingenieur-Design...,
back-analysis..., lernfähige Systeme, Datenpools...)

Mittels praxisbezogener akademischer Abschlußarbeiten wurde im Baulos Wald - Kalwang versucht, erste Schritte in obigem Sinne zu setzen und die gewonnenen Daten und Eindrücke weiter zu verwerten.

VERÖFFENTLICHTE UNTERLAGEN

FLÜGEL, H.W., NEUBAUER, F.R.: Geologische Karte der Steiermark
1:2000.000 (Hg. Geol. B.-A.)- Mitt. Abt. Geol.
Paläont. Bergb. Landesmus. Joannenum 45, Graz 1984.

GOODMAN, R.E., SHI, G.-H.: Block theory and its application to
rock engineering.- 338 pp., Englewood Cliffs, NJ
(Prentice-Hall Inc.); 1985.

SCHWAB, P.: Autobahntunnel Wald - Baufortschritt und Besonderheiten.
- Felsbau 10/1, 17-19; 1992.

VAN HUSEN, D.: Ein Beitrag zur Talgeschichte des Ennstales im
Quartär.- Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud. 18, 249-286,
Wien 1968.

WALLBRECHER, E.: Tektonische und gefügeanalytische Arbeitsweisen.
- 244 pp; Stuttgart (F.Enke) 1986.

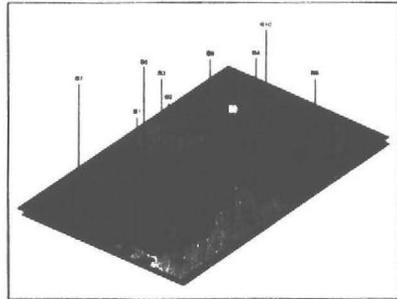
Autor: Dr. F.J. Brosch
Inst f. Technische Geologie u.
Angewandte Mineralogie, TU Graz
Rechbauerstraße 12
8010 Graz

TERRASCAN®

Abgrenzung von Kontaminationen von der Oberfläche aus und Auswahl optimaler Probepunkte



Abgrenzung einer Kontamination



Optimiertes Bohr- und Analyseprogramm

Flächenhafte TERRASCAN®- Messung zur

- Auffindung und Abgrenzung von Kontaminationen auf Altlasten, Deponien, Industriegrundstücken, etc.
- Optimierung eines Bohr- und Analyseprogrammes
- Kontrolle hydraulischer Barrieren

Linienhafte TERRASCAN®- Messung zur

- Dichtwanduntersuchung (Schmal-, Schlitz- und Spundwände)
- Staudammuntersuchung auf Undichtheiten
- Dichtheitsüberprüfung von Kanälen

TERRAMOBIL[®]

Mobile Einheit aus TERRASCAN[®]-Meßstation, Kleinbohrgerät und chemischem Labor

Sofortige Gefährdungsabschätzung von Ölunfällen aller Art
Geotechnische Untersuchungen von Tankstellen etc.



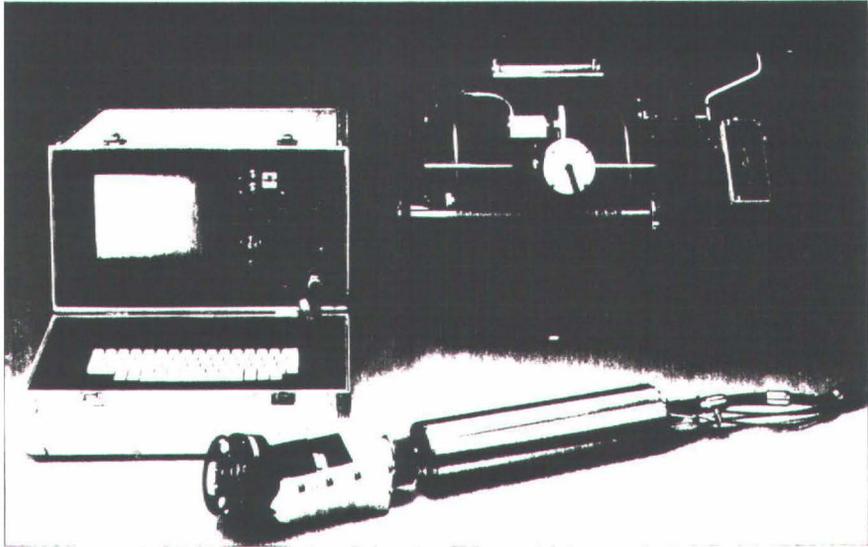
TERRASCAN : Abgrenzung von Kontaminationen im Untergrund von der
Oberfläche aus und Auswahl optimaler Probepunkte

Kleinbohrgeräte: Ziehen von Boden-, Bodengas- und Wasserproben

Chemisches Labor: Sofortanalyse vor Ort (Infrarot-, Gaschromatographie, etc.)

TERRAVIEWTM

**Kombinierte Meßeinheit bestehend aus Brunnen-TV-Kamera
und geophysikalischer Bohrlochmeßausrüstung**



Brunnen-TV-Kamera:

Optische Beurteilung des technischen Zustandes von Beobachtungssonden
und Brunnen ab 80 mm \varnothing inkl. Aufzeichnung auf Video

Geophysikalische Bohrlochmessung:

- | | |
|--|--|
| <input type="checkbox"/> Gesteinsansprache, Lithologie | <input type="checkbox"/> Temperatur |
| <input type="checkbox"/> Porosität | <input type="checkbox"/> Fließrate |
| <input type="checkbox"/> Salinität | <input type="checkbox"/> Bohrl Lochdurchmesser |

ÖMV
Gruppe

**ÖMV
Umwelttechnik**

O 7024 Leipzig, Bautzner Straße 67
Telefon 0341/2421 558
Fax 0341/2421 307

**Proterra
Umwelttechnik**

A 1210 Wien, Gerasdorfer Strasse 151
Telefon 0222/404 40/3375 oder 3710
Fax 0222/404 40/994 oder 9454